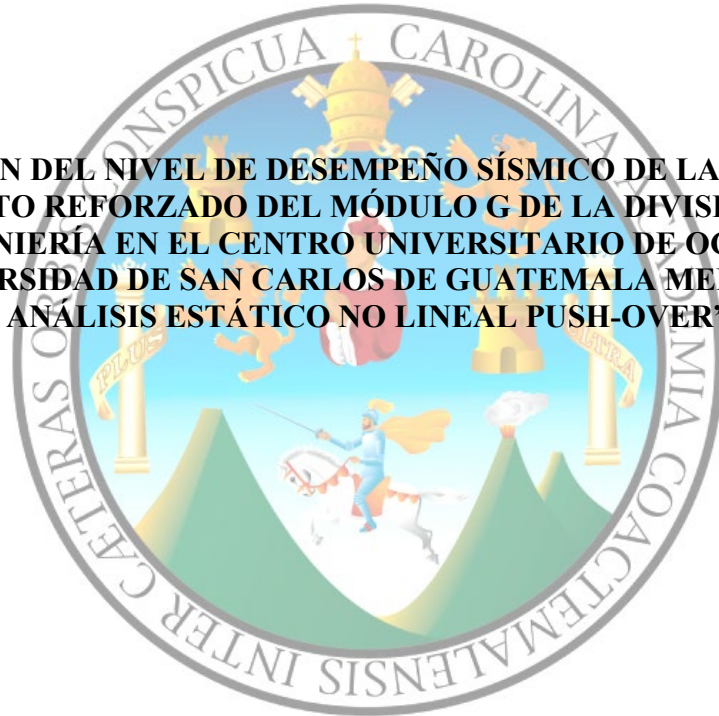


**UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA  
CENTRO DE ESTUDIOS DE OCCIDENTE  
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS DE POSTGRADO  
MAESTRÍA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMO RESISTENTE**

**“EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA  
DE CONCRETO REFORZADO DEL MÓDULO G DE LA DIVISIÓN CIENCIAS  
DE LA INGENIERÍA EN EL CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE DE  
LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA MEDIANTE UN  
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSH-OVER”**



TESIS PRESENTADA POR

**JORGE MYNOR HERNÁNDEZ MONZÓN**

PREVIO A OPTAR AL TITULO PROFESIONAL  
QUE LO ACREDITA COMO

**MAESTRO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMORESISTENTE**

ASESOR:

**ING. MIGUEL F. CRUZ AZOFEIFA, Dr. Sc**

QUETZALTENANGO FEBRERO 2022.



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE  
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS DE POSTGRADO**

**AUTORIDADES**

**RECTOR MAGNIFICO** M A. Pablo Ernesto Oliva Soto

**SECRETARIA GENERAL** Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

**CONSEJO DIRECTIVO**

**DIRECTOR GENERAL DEL CUNOC** Dr. Cesar Haroldo Milián Requena

**SECRETARIO ADMINISTRATIVO** Sc. José Edmundo Maldonado Mazariegos

**REPRESENTANTE DE CATEDRATICOS**

Ing. Erick Mauricio González  
M Sc. Freddy de Jesús Rodríguez

**REPRESENTANTES DE LOS EGRESADOS DEL CUNOC**

Lic. Víctor Lawrence Díaz Herrera

**REPRESENTANTES DE ESTUDIANTES**

Br. Aleyda Trinidad de León Paxtor  
Br. Romeo Danilo Calderón

**DIRECTOR DEL DEPARTAMENTO DE POSTGRADOS**

M Sc. Walter Valdemar Poroj Sacor



## TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN PRIVADO DE TESIS

**Presidente:** M. Sc. Mirna Carolina Montes

**Secretario:** M Sc. Víctor Carol Hernández.

**Coordinador:** M Sc. Víctor Carol Hernández.

**Experto:** Dr. Carlos Eduardo Ventura

**Asesor de Tesis:** Dr. Sc. Miguel Cruz Azofeifa.

**NOTA:** Únicamente el autor es responsable de las doctrinas y opiniones sustentadas en la presente tesis (artículo 31 del Reglamento de Exámenes Técnicos y Profesionales del Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala)





## ORDEN DE IMPRESIÓN POST-CUNOC-095-2021

El Infrascrito Director del Departamento de Estudios de Postgrado del Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de tener a la vista el dictamen correspondiente del asesor y la certificación del acta de examen privado No. 86-2021 de fecha 02 de noviembre de 2021, suscrita por los Miembros del Tribunal Examinador designados para realizar Examen Privado de la Tesis Titulada **“Evaluación del nivel del desempeño sísmico de la estructura de concreto reforzado del Módulo G, de la División de Ciencias de la Ingeniería en el CUNOC-USAC mediante un Análisis Estático No Lineal Push-Over”** Presentada por él (la) maestrante **Jorge Mynor Hernández Monzón**, Registro Académico **No. 1007072**, previo a conferírsele el título de **Maestro(a) en Ingeniería Estructural y Sismo Resistente**, autoriza la impresión de la misma.

Quetzaltenango, Noviembre 2021

**IMPRIMASE**

**“ID Y ENSEÑAD A TODOS”**

Dr. Percy Iván Aguilar Argueta  
Director Postgrados CUNOC





San José Costa Rica, 07 de septiembre de 2021

Señores

**Consejo Académico de Postgrados.**

Departamento de Estudios de Postgrados

Centro Universitario de Occidente.

Universidad de San Carlos de Guatemala

Presente.

Con todo respeto me permito hacer de su conocimiento que, de acuerdo con lo resuelto en el punto QUINTO, INCISO 5.1.:54) del Acta POSTGRADOS 014-2019, de la sesión celebrada por el Consejo Académico de Postgrados, el 26 de noviembre de 2019, se me nombró como asesor del trabajo de tesis del Maestrante Jorge Mynor Hernández Monzón.

En tal sentido me permito informar que he tenido a bien la revisión del proyecto de Tesis del Maestrante Jorge Mynor Hernández Monzón, Carne No. 1685 25607 0901, Registro Académico 1007072, estudiante de la Maestría en Ingeniería Estructural y Sismo Resistente, del punto de Tesis denominado “**EVALUACIÓN DE NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO DEL MODULO G DE LA DIVISION DE CIENCIAS DE LA INGENIERIA EN EL CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA MEDIANTE UN ANALISIS ESTATICO NO LINEAL PUSH-OVER**”, y manifiesto que el Informe de Tesis ha sido finalizado satisfactoriamente y comunico a ustedes que emito **Dictamen Favorable**, para que el trabajo de referencia para que siga con el trámite correspondiente.

El tema desarrollado por el maestrante Hernández Monzón tiene incidencia y da la pauta para considerarla como referencia en investigaciones del comportamiento estructural en rango no lineal, presenta conclusiones y recomendaciones importantes de la evaluación de desempeño realizada al módulo de aulas utilizado por la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Atentamente.

MIGUEL  
FRANCISCO  
CRUZ AZOFEIFA  
(FIRMA)



Digitally signed by  
MIGUEL FRANCISCO  
CRUZ AZOFEIFA (FIRMA)  
Date: 2021.09.28  
14:25:57 -06'00'

Ing. Miguel F Cruz Azofeifa, Dr. Sc.  
Ingeniero Estructural  
Doctor en Ingeniería Estructural  
Asesor.





**EL INFRASCRITO DIRECTOR DEL DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS DE POSTGRADO DEL CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.**

**CERTIFICA:**

Que ha tenido a la vista el libro de Actas de Exámenes Privados del Departamento de Estudios de Postgrado del Centro Universitario de Occidente en el que se encuentra el acta No.86-2021 la que literalmente dice:- - - - -

En la ciudad de Quetzaltenango, siendo las doce horas del día martes dos de noviembre del año dos mil veintiuno, reunidos en la plataforma virtual Meet con el link de reunión meet.google.com/hec-kzmz-bbe, el Honorable Tribunal Examinador, integrado por los siguientes profesionales: **Presidente:** M Sc. Mirna Carolina Montes, con registro de personal No. 16152; **Coordinador y secretario que certifica:** M Sc. Víctor Carol Hernández, con registro de personal No.19990600; **Asesor:** M Sc. Miguel Cruz; **Experto:** Dr. Carlos Eduardo Ventura; con objeto de practicar el **Examen Privado** de la Maestría en **Ingeniería Estructural y Sismo Resistente** en el grado académico de **Maestro(a) en Ciencias** de él (la) Ingeniero(a) **Jorge Mynor Hernández Monzón** identificado(a) con el registro Académico No. **1007072** procediéndose de la siguiente manera:- **PRIMERO:** El (La) sustentante practicó la evaluación oral correspondiente, de conformidad con el Reglamento respectivo.- - - - - **SEGUNDO:** Después de efectuadas las preguntas necesarias, los miembros del tribunal examinador procedieron a la deliberación, habiendo sido el dictamen **FAVORABLE** - - - - - **TERCERO:** En consecuencia él (la) sustentante **APROBO** con mención honorífica de **MAGNA CUM LAUDE** examen privado de tesis para otorgarle el título profesional de **MAESTRO(A) EN INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMO RESISTENTE** - - - - - **CUARTO:** No habiendo más que hacer constar, se da por finalizada la presente, en el mismo lugar y fecha una hora con treinta minutos después de su inicio, firmando de conformidad, los que en ella intervinieron.- - - - -

Y para los usos legales que a él (la) interesado(a) convengan, se extiende, firma y sella la presente CERTIFICACIÓN en una hoja membretada del Departamento de Estudios de Postgrado del Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala a los veintitrés días del mes de noviembre del año dos mil veintiuno. - - - - -

**“ID Y ENSEÑAD A TODOS”**

Certifica:

Vo. Bo.

  
**Yomara Yamileth Rodas de León**  
 Secretaria de Postgrados

  
**Dr. Percy Juan Aguilar Argueta**  
 Director de Postgrados



## **DEDICATORIA**

Quiero dedicar este trabajo a Dios por ser el motor fundamental en mi vida,  
A mi madre por estar siempre a mi lado y me han motivado a estudiar siempre, a mi padre  
que desde el cielo me ilumina para seguir adelante con mis proyectos.

A mi amada esposa Vanessa y mi amada princesa Bianca quienes son mi verdadera  
inspiración, y que con su comprensión y apoyo han ayudado a la culminación de este trabajo.

A mis suegros, hermanas/os en especial a Víctor Carol por su apoyo, a mis cuñadas/os,  
sobrinas/os, a la familia en general y amigos.

## **AGRADECIMIENTOS**

A DIOS

Por darme vida, salud y sabiduría durante de mis estudios.

A la Universidad de San Carlos de Guatemala y Centro Universitario de Occidente.

Por darme la oportunidad de realizar mis estudios superiores.

Al Director y catedráticos de la Maestría de Ingeniería Estructural y Sismo resistente que,  
por su esmero, empeño se tiene una maestría de alto nivel académico.

A mi asesor de Tesis por su apoyo y tiempo para dirigir este trabajo.

A mis compañeros, amigos de la 1era Cohorte de la maestría que, con su entrega y  
dedicación, impulsamos solidariamente el logro de nuestra maestría.



# 1 Contenido

Índice de Figuras .....	vi
Índice de Tablas.....	ix
RESUMEN.....	1
ABSTRACT.....	2
1. INTRODUCCIÓN.....	4
<b>1.1 Planteamiento del Problema</b> .....	5
<b>1.2 Justificación de la Investigación</b> .....	5
<b>1.3 Objetivos</b> .....	6
1.3.1 Objetivo general. ....	6
1.3.2 Objetivos específicos.....	7
<b>1.4 Hipótesis</b> .....	7
<b>1.5 Limitaciones</b> .....	7
<b>1.6 Metodología del trabajo</b> .....	9
2 MARCO TEÓRICO .....	12
<b>2.1 Evaluación del desempeño sísmico de Estructuras</b> .....	12
2.1.1 Objetivos de desempeño .....	14
2.1.2 Objetivo de desempeño básico. ....	15
2.1.3 Niveles de Desempeño .....	16
2.1.4 Nivel de desempeño de la edificación. ....	17
2.1.5 Peligro Sísmico o Nivel de amenaza sísmica .....	19
2.1.6 Parámetros para el análisis No lineal.....	21
2.1.7 Modelos No-lineales de los miembros estructurales.....	30
2.1.8 Rigidez Inicial de los elementos. ....	31
2.1.9 Resistencia de componentes .....	32
2.1.10 Longitud plástica .....	33
2.1.11 Efecto biaxial .....	34
2.1.12 Capacidad de deformación de componentes. ....	35
2.1.13 Efectos de las Fundaciones según el ATC-40 .....	36
2.1.14 Interacción Inercial.....	39
2.1.15 Método ATC-40 vrs Función de impedancia. ....	44
2.1.16 Los análisis estáticos no lineales.....	44
2.1.17 Criterios de aceptación.....	47
2.1.18 Evaluación del Punto de desempeño .....	48
<b>2.2 Método del Espectro de Capacidad (ATC-40)</b> .....	48
<b>2.3 Método de los Coeficientes de Desplazamiento (FEMA 356, ASCE 41-13/17)</b> .....	51
<b>2.4 Método de Demanda Capacidad basado en espectro Inelástico de diseño.</b> .....	53
2.4.1 Espectro de diseño de ductilidad constante .....	54
2.4.2 Determinación de la Demanda.....	56

2.4.3	Determinación de Curva Capacidad.....	58
3	REVISIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL MÓDULO “G”.....	64
3.1	<b>Introducción</b> .....	64
3.2	<b>Pruebas No destructivas</b> .....	65
3.3	Estimación de Resistencia del Concreto.....	65
3.4	<b>Verificación y localización del refuerzo; Comprobación del recubrimiento de concreto.</b> .....	66
3.5	Estimación del tipo de suelo del Módulo “G”.....	67
3.6	<b>Resultados de pruebas no destructivas</b> .....	69
3.7	<b>Análisis de la Estructura</b> .....	69
3.7.1	Configuración del Módulo “G”.....	69
3.7.2	Modelo Matemático.....	74
3.7.3	Análisis sísmico de la Estructura norma AGIES.....	75
3.7.4	Base flexible.....	76
3.7.5	Chequeo de derivas de la estructura norma AGIES.....	80
4	DETERMINACIÓN DE CURVA DE CAPACIDAD DEL MÓDULO “G”.....	84
4.1	<b>Análisis Estático no Lineal Push-Over.</b> .....	84
4.1.1	Objetivo de desempeño.....	84
4.1.2	Cargas en métodos no lineales.....	85
4.1.3	Definición de los patrones de carga lateral.....	85
4.1.4	Parámetros no lineales de los materiales.....	86
4.1.5	Parámetros no lineales de las secciones.....	88
5	DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA DEL MÓDULO” G”.....	103
5.1	Cálculo de Espectro de ductilidad constante.....	103
5.2	Cálculo de Diagrama de Demanda.....	108
6	PUNTO DE DESEMPEÑO SISMICO DEL MÓDULO “G”.....	112
6.1	Determinación del punto de desempeño.....	112
6.2	Punto de desempeño.....	112
6.3	<b>Medios de Verificación del punto de desempeño.</b> .....	117
7	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	140
8	CONCLUSIONES.....	143
9	RECOMENDACIONES.....	147
10	BIBLIOGRAFÍA.....	149
11	ANEXOS.....	152
11.1	<b>Informe De Pruebas No Destructivas</b> .....	152
11.1.1	Columnas y Vigas Nivel 1.....	152
11.1.2	Columnas y Vigas Nivel 2.....	157
11.1.3	Columnas y Vigas Nivel 3.....	159
11.1.4	Losa Nivel 3.....	163
11.2	Consideración de base flexible en el modelo.....	165



11.3	Consideración de base flexible en el modelo. ....	177
11.4	Aplicación del modelo de Mander a Columna C1.....	192
11.5	Aplicación del modelo de Mander a Viga V-1.....	196
11.6	Momento Curvatura reporte programa Xtract Análisis Report Columna C1.....	200
11.7	Momento Curvatura reporte programa Xtract Analysis Report Columna C1Biaxial.....	201
11.8	Momento Curvatura reporte programa Xtract Analysis Report Viga V1.....	202
11.9	Guía de Uso del Software XTRACT v. 3.0.8 para elaboración de Diagramas de Interacción y Relaciones Momento-Curvatura. ....	203
11.10	Planos del Módulo G, Centro Universitario de Occidentes - USAC-.....	213
11.11	Lista de Abreviaturas.....	219

## Índice de Figuras

Figura No. 1 Localización de Módulo "G" .....	10
Figura No. 2 Fotografía del Módulo G.....	11
Figura No. 3 Objetivos de desempeño (concepto).....	13
Figura No. 4 Curva esfuerzo-deformación para cilindros de concretos cargados en compresión uniaxial. ....	21
Figura No. 5 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para la curva esfuerzo-deformación .....	24
Figura No. 6 Núcleo efectivamente confinado para refuerzo de estribo rectangular.....	25
Figura No. 7 Determinación de la resistencia confinada a partir de tensiones de confinamiento laterales para secciones rectangulares factor K .....	25
Figura No. 8 Factores de desempeño sísmico. ....	29
Figura No. 9 Relaciones generalizadas carga-deformación para componentes.....	35
Figura No. 10 Base empotrada vs. base flexible .....	37
Figura No. 11 Envoltorio de fuerza-desplazamiento básica para componentes de suelos.....	37
Figura No. 12 Rigideces superficiales para una placa rígida en un semi-espacio elástico homogéneo semi-infinito .....	38
Figura No. 13. Evolución de normas internacionales en el análisis no lineal.....	45
Figura No. 14. Evolución de normas nacional en el análisis no lineal. ....	46
Figura No. 15. Idealización de la contribución de los componentes de una estructura. ....	47
Figura No. 16 Ilustración de los criterios de aceptación.....	48
Figura No. 17 Representación gráfica del método del Espectro de Capacidad. ....	49
Figura No. 18 Comparación de deformaciones calculadas por ATC-40 y el procedimiento del espectro de diseño inelástico Newmark and Hall (1982).....	54
Figura No. 19 Construcción de espectro inelástico de diseño. ....	55
Figura No. 20 Conversión de Espectro $S_a$ vs $T_a$ coordenadas espectrales.....	57
Figura No. 21 de Formulas aplicadas en la conversión de $S_a$ vs $T$ a formato ADRS.....	58
Figura No. 22 de aplicación de patrón de fuerzas.....	59
Figura No. 23 Curva de capacidad.....	60
Figura No. 24 Curva de Capacidad típica de estructuras.....	61
Figura No. 25 Conversión de la curva de capacidad al espectro o diagrama de capacidad.....	62
Figura No. 26 Determinación grafica del punto de desempeño.....	63
Figura No. 27 Operación de esclerómetro.....	65
Figura No. 28 Equipo Ferrosan RV10 HILTI.....	66
Figura No. 29 Planta de 1er Nivel Módulo "G" .....	69
Figura No. 30 Planta de 2do y 3er Nivel Módulo "G" .....	70
Figura No. 31 Espectro Elástico para Quetzaltenango en función al tipo de suelo. ....	76
Figura No. 32 Planta de Modelo ETABS del Módulo "G" .....	79
Figura No. 33 Elevación de Modelo ETABS del Módulo "G" con base flexible .....	79
Figura No. 34 Chequeo de Combinaciones de Cargas según AGIES, Columna C1 Eje "X" .....	83
Figura No. 35 Chequeo de Combinaciones de Cargas según AGIES, Columna C1 Eje "Y" .....	83

Figura No. 36 Espectro elástico de respuesta sísmica AGIES NSE-2-2018.....	84
Figura No. 37 Momento curvatura Columna tipo C1 Módulo “G”.....	88
Como se puede apreciar las relaciones momento curvatura presentan una reducción en la curvatura conforme aumenta los niveles de carga axial. ....	88
Figura No. 38 Momento curvatura Columna tipo C2 Módulo “G”.....	89
Figura No. 39 Momento curvatura Columna tipo C3 Módulo “G”.....	89
Figura No. 40 Momento curvatura Vigas (momento negativo) Módulo “G”.....	90
Figura No. 41 Momento curvatura vigas (momento positivo) Módulo “G”.....	90
Figura No. 42 Rótula Plástica Viga V-1 Módulo “G”.....	91
Figura No. 43 Modelo con presencia de rótulas eje “B”.....	93
Figura No. 44 Modelo con presencia de rótulas eje “2”.....	93
Figura No. 45 Curva capacidad del Módulo “G” en el eje “X”.....	94
Figura No. 46 Curva capacidad del Módulo “G” en el eje “X” con efecto de carga biaxial en columnas. ....	94
Figura No. 47 Curva capacidad del Módulo “G” en el eje “Y”.....	95
Figura No. 48 Curva Capacidad del Módulo “G” en el eje “Y” con efecto de carga biaxial en columnas. ....	95
Figura No. 49 Ecuación de Curva Capacidad Eje "X".....	96
Figura No. 50 Bilinealización de curva capacidad eje “X”.....	96
Figura No. 51 Diagrama Capacidad en el eje “X” del Módulo “G” con diferentes sobrerresistencia.....	98
Figura No. 52 curva capacidad eje “X” del Módulo “G” con el efecto de biaxial y uniaxial de carga. ....	99
Figura No. 53 Ecuación de Curva Capacidad Eje “Y”.....	99
Figura No. 54 Bilinealización de curva capacidad eje “Y”.....	100
Figura No. 55 Diagrama Capacidad en el eje Y del Módulo “G”.....	102
Figura No. 56 curva capacidad eje “Y” del Módulo “G” con el efecto de carga uniaxial y biaxial,.....	102
Figura No. 57 Espectro de Ductilidad Constante sismo máximo o extremo.....	106
Figura No. 58 Espectro de Ductilidad Constante sismo severo.....	106
Figura No. 59 Espectro de Ductilidad Constante sismo básico.....	107
Figura No. 60 Diagrama de Demanda sismo extremo.....	110
Figura No. 61 Diagrama de Demanda sismo severo. ....	110
Figura No. 62 Diagrama de Demanda sismo básico.....	111
Figura No. 63 Punto de desempeño eje “X” Módulo “G” con $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo extremo.....	113
Figura No. 64 Punto de desempeño eje “X” Módulo “G” con $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo severo. ....	113
Figura No. 65 Punto de desempeño eje “X” Módulo “G” con $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo básico.....	114
Figura No. 66 Punto de desempeño eje “Y” Módulo “G” con $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo Extremo.....	114
Figura No. 67 Punto de desempeño eje “Y” Módulo “G” con $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo Severo.....	115
Figura No. 68 Punto de desempeño eje “Y” Módulo “G” con $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo Básico. ....	115
Figura No. 69 Evaluación Punto de desempeño eje “X” Módulo “G” con $\Omega= 1$ .....	117
Figura No. 70 Evaluación Punto de desempeño eje “X” Módulo “G” con $\Omega= 1.1$ .....	118
Figura No. 71 Evaluación Punto de desempeño eje “X” Módulo “G” con $\Omega= 1.2$ .....	118
Figura No. 72 Evaluación Punto de desempeño eje “Y” Módulo “G” con $\Omega= 1$ .....	119

Figura No. 73 Evaluación Punto de desempeño eje “Y” Módulo “G” con $\Omega= 1.1$ .....	119
Figura No. 74 Evaluación Punto de desempeño eje “Y” Módulo “G” con $\Omega= 1.2$ .....	120
Figura No. 75 Respuesta de piso Eje “X” .....	121
Figura No. 76 Respuesta de piso Eje “Y” .....	122
Figura No. 77 Desplazamientos de piso Eje “X” .....	124
Figura No. 78 Derivas de piso Eje “X” .....	125
Figura No. 79 Desplazamientos de piso Eje “Y” .....	126
Figura No. 80 Derivas de piso Eje “Y” .....	126
Figura No. 81 Rótula paso 3 en primera rótula eje “X”. .....	127
Figura No. 82 Deformación unitaria de materiales en columna C1-2 primera rotula.....	128
Figura No. 83 Rótula paso 7 de columna C1-2 en punto de desempeñó, PD, sismo básico.....	129
Figura No. 84 Deformación unitaria de materiales de columna C1-2 en PD sismo básico. ....	130
Figura No. 85 Rótula paso 9 de C1-2 en punto de desempeñó PD sismo severo .....	131
Figura No. 86 Deformación unitaria de materiales de columna C1-2 en PD sismo severo.....	132
Figura No. 87 Rótula paso 3 en Columna C2-1 primera rotula eje “Y”. .....	133
Figura No. 88 Deformación unitaria de materiales de C2-1 en Primera rotula eje “Y”. .....	134
Figura No. 89 Rótula paso 8 en Columna C2-1 sismo básico, eje “Y”. .....	135
Figura No. 90 Deformación unitaria de materiales de C2-1 en PD Sismo básico eje “Y” .....	136
Figura No. 91 Rótula paso 10 en Columna C2-1 sismo severo eje “Y”. .....	137
Figura No. 92 Deformación unitaria de materiales de C2-1 en PD Sismo severo eje “Y” .....	138
Figura No. 93 Curva Capacidad del Módulo “G” Eje “X” .....	139
Figura No. 94 Curva Capacidad del Módulo “G” Eje “Y” .....	139
Figura No. 95 Planta de ubicación de columnas analizadas nivel 1 .....	152
Figura No. 96 Planta de ubicación de columnas y viga analizadas nivel 2 .....	157
Figura No. 97 Planta de ubicación de vigas y columnas analizadas nivel 3 .....	159
Figura No. 98 Planta de ubicación puntos de losa analizados en nivel 3 .....	163

## Índice de Tablas

Tabla No. 1 Características Estructurales del Módulo “G” CUNOC-USAC .....	10
Tabla No. 2 Definición de un Objetivo de Desempeño .....	14
Tabla No. 3 Definición de un Objetivo Dual de Desempeño .....	15
Tabla No. 4 Objetivo de desempeño básico .....	15
Tabla No. 5 Nivel de desempeño Estructural .....	16
Tabla No. 6 Nivel de desempeño No Estructural .....	17
Tabla No. 7 Combinación de Niveles de desempeño Estructural y No Estructural para conformar Niveles de desempeño de la Edificación .....	18
Tabla No. 8 Valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño .....	19
Tabla No. 9 Valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño .....	19
Tabla No. 10 Niveles de peligro sísmico ATC-40 .....	19
Tabla No. 11 Niveles de peligro sísmico según AGIES NSE-2 .....	20
Tabla No. 12 Niveles de amenaza sísmica según ASCE 7-16.....	20
Tabla No. 13 Parámetros a calcular en el modelo de Mander. ....	26
Tabla No. 14 Rigidez Inicial de los componentes ATC-40.....	32
Tabla No. 15 Rigidez Inicial de los componentes ACI 318 .....	32
Tabla No. 16 Clasificación de la demanda de ductilidad en componentes.....	33
Tabla No. 17 Factor de empotramiento de rigidez para una placa rígida en un semi-espacio elástico homogéneo semi-infinito (adaptado de Gazetas 1991) .....	38
Tabla No. 18 Factor de empotramiento de rigidez para una placa rígida en un semi-espacio elástico homogéneo semi-infinito (adaptado de Gazetas 1991) .....	39
Tabla No 19 Valuación de velocidad de onda de corte y Módulo cortante reducido por varias clases de sitio y amplitud (ASCE, 2010; FEMA, 2009).....	41
(Hsu, 1988)Tabla No. 20 Soluciones elásticas para rigideces estáticas de base rígidas en la superficie del suelo .....	42
Tabla No. 21 Factores de corrección de empotramiento para la rigidez estática de la base rígida.....	42
Tabla No. 22 Modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguación de radiación para una base rígida.....	43
Tabla No. 23 Modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguación de radiación para zapatas empotradas .....	43
Tabla No. 24 Método espectro capacidad.....	50
Tabla No. 25 Información requerida para una evaluación sísmica detallada cuando los planos de construcción originales están disponibles. ....	64
Tabla No. 26 Estimación de Velocidad de Corte Terreno "G" Sondeo No.1 .....	67
Tabla No. 27 Estimación de Velocidad de Corte Terreno Módulo "G" Sondeo No.2.....	68
Tabla No. 28 Clasificación del tipo de suelo.....	68
Tabla No. 29 Área de Módulo “G” .....	70
Tabla No. 30 Cargas a ser utilizadas en el análisis del Módulo “G” .....	71

En función del nivel de ocupación se han estimado las cargas vivas prevalecientes en el edificio.....	71
Tabla No. 31 Tipo de muros, acabados y pesos unitarios del Módulo “G”.....	71
Se realizó el Metrado de la sobrecarga muerta de los muros del edificio a continuación se presenta los resultados .....	71
Tabla No. 32 Metrado de cargas del Módulo “G”.....	71
Tabla No. 33 Peso sísmico del Módulo “G”.....	72
Tabla No. 34 Tipos de Elementos de Cimentaciones y Columnas del Módulo “G”.....	72
Tabla No. 35 Tipos y ubicación de Elementos de horizontales Vigas del Módulo “G”.....	72
Tabla No. 36 Tipo de Vigas y refuerzo longitudinal existente en vigas del Módulo “G”.....	73
Tabla No. 37 Tipo, cantidad de refuerzo longitudinal existente en columnas del Módulo “G”.....	74
Tabla No. 38 Amenaza Sísmica y velocidad del Viento para Quetzaltenango.....	75
Tabla No. 39 Factor de rigidez Zapatas Módulo “G” ATC-40.....	77
Tabla No. 40 Factor de empotramiento de rigidez Zapatas Módulo G ATC-40 .....	77
Tabla No. 41 Rigidez Zapatas Módulo “G” ATC-40.....	77
Tabla No. 42 Rigidez Zapatas Módulo “G” NIST GCR 12-917-21.....	77
Tabla No. 43 Rigidez Zapatas Módulo “G” NIST GCR 12-917-21.....	77
Tabla No. 44 Resultados de periodos de la estructura en función del tipo de apoyo.....	78
Tabla No. 45 Combinaciones de carga según AGIES para análisis lineal .....	78
Tabla No. 46 Relaciones de masa de participación modal, modelo del Módulo “G” eje X.....	80
Tabla No. 47 Revisión de Derivas en dirección X según AGIES del Módulo “G”.....	80
Tabla No. 48 Revisión de Derivas en dirección Y según AGIES del Módulo “G”.....	81
Tabla No. 49 Revisión de Irregularidad Torsional dirección X según AGIES del Módulo “G”.....	82
Tabla No. 50 Revisión de Irregularidad Torsional dirección Y según AGIES del Módulo “G”.....	82
Tabla No. 51 Revisión de Irregularidad Discontinuidad en el piso del Módulo “G”.....	82
Tabla No. 52 Objetivo de desempeño básico del Módulo “G”.....	84
Tabla No. 53 Patrón de cargas Eje X del Módulo “G”.....	85
Tabla No. 54 Patrón de Cargas Eje Y Módulo “G”.....	86
Tabla No. 55 Aplicación Modelo de Mander a V-1 del Módulo “G”.....	86
Tabla No. 56 Aplicación del Modelo de Mander a vigas y columnas del Módulo “G”.....	87
Tabla No. 57 Definición de Parámetros de rotula plástica Viga V1.....	91
Tabla No. 58 Disposición de Longitud de Rótulas plásticas en vigas.....	92
Tabla No. 59 Disposición de Longitud de Rótulas plásticas en columnas.....	92
Tabla No. 60 Conversión de la curva capacidad de carga a curva de capacidad espectral eje “X”.....	97
Tabla No. 61 Respuesta Elastoplástico de la estructura eje “X”.....	98
Tabla No. 62 Conversión de la curva capacidad de carga a curva de capacidad espectral eje “Y”.....	100
Tabla No. 63 Respuesta Elastoplástico de la estructura eje “Y”.....	101
Tabla No. 64 Conversión de Espectro Elástico sismo extremo a Espectro de ductilidad constante.....	104
Tabla No. 65 Conversión de Espectro de ductilidad constante a Diagrama de Demanda (sismo extremo). ..	108
Tabla No. 66 Resumen de punto de desempeño.....	116
Tabla No. 67 Resultados de la Curva Capacidad Fuerza-Desplazamiento de techo Eje “X”.....	120

Tabla No. 68 Resultados de la Curva Capacidad Fuerza-Desplazamiento de techo Eje “X”.....	121
Tabla No. 69 Resultados de la Curva Capacidad Fuerza-Desplazamiento de techo Eje “Y”.....	121
Tabla No. 70 Resultados de la Curva Capacidad Fuerza-Desplazamiento de techo Eje “Y”.....	122
Tabla No. 71 Derivas residuales Eje “X”.....	123
Tabla No. 72 Derivas residuales Eje “Y”.....	123
Tabla No. 73 Cortante para puntos de desempeño. ....	123
Tabla No. 74 Derivas Eje “X”.....	124
Tabla No. 75 Derivas Eje “Y”.....	125
Tabla No. 76 Evaluación de materiales en primera rotula en columna C1-2. ....	128
Tabla No. 77 Evaluación de materiales de columna C1-2 en PD sismo básico.....	130
Tabla No. 78 Evaluación de materiales de columna C1-2 en PD sismo severo. ....	132
Tabla No. 79 Evaluación de materiales de columna C2-1 en primera rotula ....	134
Tabla No. 80 Evaluación de materiales de columna C2-1 en PD Sismo básico eje “Y”.....	136
Tabla No. 81 Evaluación de materiales de columna C2-1 en PD Sismo severo eje “Y”.....	138
Tabla No. 82 Resultados de Scanner a Columnas Primer Nivel.....	152
Tabla No. 83 Resultados de esclerómetro en Vigas Nivel 1.....	154
Tabla No. 84 Resultados de escaneo de vigas Nivel 1 .....	154
Tabla No. 85 Resultados de esclerómetro en Vigas Nivel 1.....	157
Tabla No. 86 Resultados de escaneo de columnas Nivel 2 .....	157
Tabla No. 87 Resultados de esclerómetro en Columnas Nivel 2.....	158
Tabla No. 88 Resultados de escaneo de vigas Nivel 2 .....	158
Tabla No. 89 Resultados de esclerómetro en Vigas Nivel 2.....	158
Tabla No. 90 Resultados de escaneo de columnas Nivel 3 .....	159
Tabla No. 91 Resultados de esclerómetro en columnas Nivel 3.....	160
Tabla No. 92 Resultados de escaneo de vigas Nivel 3 .....	160
Tabla No. 93 Continuación de resultados de escaneo de vigas Nivel 3.....	161
Tabla No. 94 Resultados de esclerómetro en vigas Nivel 3 .....	162
Tabla No. 95 Resultados de escaneo de losa Nivel 3 .....	163
Tabla No. 96 Resultados de esclerómetro en losa Nivel 3 .....	164





## RESUMEN

El presente trabajo de tesis consiste en desarrollar la evaluación de desempeño sísmico al Módulo “G” de la División Ciencias de la Ingeniería en el Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos –USAC-, ubicado la ciudad de Quetzaltenango, departamento de Quetzaltenango de Guatemala mediante un Análisis Estático No Lineal Push-Over.

La metodología empleada para la evaluación de la estructura, da inicio con la recopilación de información de campo de la estructura, la obtención de planos, realización de ensayos de no destructivos para confirmar la configuración y disposición del acero de refuerzo de los diferentes elementos estructurales.

Previo al análisis estático no lineal Push-Over, se realiza una evaluación de la estructura con un análisis modal espectral para determinar las derivas de la estructura y lo señalado por el código vigente de Guatemala dado por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES-.

El análisis Estático No lineal realizado tiene como referencia el método mejorado de diagrama de demanda de capacidad que utiliza el conocido espectro de diseño de ductilidad constante para el diagrama de demanda desarrollado por Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel, que parte del espectro elástico dado por la norma de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- para el área donde se encuentra la estructura y se obtienen los espectros para diferentes ductilidades.

Para determinar la capacidad de la estructura se identifica los miembros principales y secundarios de la estructura, definiendo las rotulas plásticas de los elementos a través de diagramas de momento curvatura de los elementos estructurales principales como vigas, columnas, con el software Etabs de Computers and Structures, Inc. C.S.I. se utiliza para la

determinación de la curva capacidad de la estructura, el análisis se realiza con la definición de tres tipos de sismos, en las curvas de capacidad se ha incorporado el parámetro de sobrerresistencia.

Obtenidas las curvas de demanda y capacidad se trasladan los datos obtenidos a coordenadas espectrales, para poder integrar en una sola grafica la curva demanda-capacidad, para obtener el punto de desempeño de la estructura y verificar con los criterios de aceptación si el comportamiento de la estructura es adecuado.

**PALABRAS CLAVES:** Análisis Estático No Lineal, espectro de diseño de ductilidad constante, Diagrama de Capacidad, Diagrama de Demanda, Punto de desempeño.

#### **ABSTRACT**

The present thesis work consists of developing the seismic performance evaluation to Module “G” of the Engineering Sciences Division at the Western University Center of the University of San Carlos -USAC-, located in the city of Quetzaltenango, department of Quetzaltenango of Guatemala using a Push-Over Nonlinear Static Analysis.

The methodology used for the evaluation of the structure begins with the collection of field information on the structure, obtaining plans, conducting non-destructive tests to confirm the configuration and disposition of the reinforcing steel of the different structural elements.

Prior to the nonlinear static pushover analysis, an evaluation of the structure is carried out with a spectral modal analysis to determine the drifts of the structure and what is indicated by the current code of Guatemala given by the Guatemalan Association of Structural and Seismic Engineering -AGIES-.

The Nonlinear Static analysis carried out in this work has as reference the improved capacity demand diagram method that uses the well-known constant ductility design spectrum for the demand diagram developed by Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel, part of the elastic

spectrum given by the norm of the Guatemalan Association of Structural and Seismic Engineering -AGIES- for the area where the structure is located and the spectra for different ductility are obtained.

To determine the capacity of the structure, the main and secondary members of the structure are identified, defining the plastic hinges of the elements through curvature moment diagrams of the main structural elements such as beams, columns, with this information Etabs software is used from Computers and Structures, Inc. CSI To determine the capacity curve of the structure, the analysis is carried out with the definition of three types of earthquakes, in the capacity curves the over-resistance parameter has been incorporated.

Once the demand and capacity curves are obtained, the data obtained are transferred to spectral coordinates, in order to integrate the demand-capacity curve in a single graph and obtain the performance point of the structure and verify with the acceptance criteria if the behavior of the structure It's appropriate.

**KEY WORDS:** Nonlinear Static Analysis, constant ductility design spectrum, Capacity Diagram, Demand Diagram, Performance point.



## 1. INTRODUCCIÓN

Guatemala se encuentra influenciada por tres placas tectónicas importantes, siendo un área de alto riesgo sísmico, siendo necesario dirigir la atención al desempeño de estructuras que puedan soportar las cargas o esfuerzos inducidos por cargas laterales producidas por sismos. En edificios es necesario proveer una rigidez adecuada para resistir las fuerzas laterales causadas por viento y/o sismo, cuando no son adecuadamente diseñados debido a estas fuerzas pueden presentarse esfuerzos muy altos, vibraciones y deflexiones laterales, provocando daños severos a la estructura, como a las personas que ocupan estas edificaciones.

Para conocer las respuestas de las estructuras sujeta a acciones de cargas laterales o sísmicas se utiliza el análisis estático no lineal de estructuras el cual tiene como objetivo conocer el comportamiento de la estructura en una situación más cercana a la realidad en virtud que toma en cuenta el comportamiento más real, probable de los materiales y de la estructura en general.

El desempeño sísmico de estructuras se fundamenta en que el comportamiento de la estructura puede predecirse y evaluarse, con el fin de realizar las acciones necesarias para la seguridad de la edificación, se evalúa la demanda y capacidad aproximada de las estructuras para determinar si cumple con los objetivos de diseño de la estructura.

El edificio de ciencias de la ingeniería fue construido en el año 2006, es una edificación modular de 3 niveles ubicada en el departamento de Quetzaltenango, Guatemala, el presente trabajo de tesis tiene como objetivo primordial: Evaluar el nivel de desempeño sísmico de la estructura de concreto reforzado empleando un análisis estático no lineal Push-over considerando la norma vigente de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica –AGIES-, la evaluación realizada usa el método mejorado de diagrama de demanda

de capacidad que utiliza el conocido espectro de diseño de ductilidad constante para el diagrama de demanda, desarrollado por Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel.

### **1.1 Planteamiento del Problema**

La filosofía de la ingeniería sismorresistente tiene como objetivo salvaguardar la vida e integridad de las personas que ocupan una edificación, evitando el colapso de las estructuras, permitiendo un grado de daño a la estructura.

La aplicación de normativos de diseño de estructuras, no refleja o estima cómo será el comportamiento de una estructura ante la acción de cargas de sismo, con las normas de diseño no se puede predecir cuanto incursiona la estructura en el rango no lineal y si su comportamiento es el adecuado frente a un sismo.

La evaluación del desempeño sísmica de una edificación o estructura consiste en la aplicación de una metodología utilizada para determinar si una edificación esta adecuadamente diseñada y construida para resistir fuerzas sísmicas, en otras palabras, es determinar o identificar su comportamiento frente a un objetivo de desempeño.

El Módulo “G” fue construido en año 2006, por las características de uso según la norma de AGIES se considera como una Obra importante en función a las personas que alberga, y por ser Quetzaltenango una zona que se encuentra con un índice de sismicidad 4.1, es necesario realizar la evaluación de desempeño sísmico de la edificación sujeta cargas de sismo, para determinar el posible comportamiento y su incursión en el rango inelástico a través del análisis del comportamiento de la estructura frente a los criterios de aceptación para este tipo de estructuras.

### **1.2 Justificación de la Investigación**

El procedimiento de diseño por capacidad en marcos resistentes a fuerzas laterales consiste en detallar las vigas y las bases de las columnas, de tal manera que durante un sismo severo

pueda desarrollarse un mecanismo dúctil disipador de energía mediante la formación de articulaciones plásticas, mientras se proporciona una reserva de resistencia suficiente, y sea pequeña la probabilidad de que fluyan las columnas u ocurra una falla de cortante o adherencia.

Los objetivos del diseño en los códigos o normas actuales apuntan a la seguridad de vida y control de daños por sismos pequeños y moderados y la prevención del colapso en sismos extremos o severos, la nueva tendencia en el diseño es a través de criterios establecidos que puedan ser cuantificados, considerando niveles de desempeño y amenaza.

La clave para determinar cómo se comportará un edificio para un sismo determinado, es la de poder estimar el daño que experimentará y sus consecuencias.

Según el AGIES NSE-6-2018 existen dos instancias para la evaluación estructural de edificios existentes: 1) posterior a un sismo (post-sismo) y 2) Previo a un sismo (pre-sismo), el cual corresponde a la determinación del riesgo sísmico de la estructura.

Según AGIES NSE-6-2018 el proceso de evaluación del riesgo sísmico consiste en las siguientes etapas: 1) selección del objetivo de desempeño, 2) Determinar el nivel sismicidad; 3) Obtención de la información existente de lo construido; 4) Evaluación; 5) reporte de evaluación, Los métodos No lineales son aplicables para cualquier tipo de estructura en la evaluación del comportamiento estructural.

### **1.3 Objetivos**

#### **1.3.1 Objetivo general.**

Evaluar el nivel de desempeño sísmico de la estructura de concreto reforzado del Módulo” G” de la División Ciencias de la Ingeniería en el Centro Universitario de

Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala, mediante un análisis estático No Lineal Push-over.

### 1.3.2 Objetivos específicos.

- a) Determinar y Evaluar los principales miembros estructurales de concreto del Módulo” G” de la División Ciencias de la Ingeniería en el Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala conforme a criterios de la norma guatemalteca AGIES y norma ACI 318.
- b) Evaluar las derivas de la estructura existente del Módulo” G” de la División Ciencias de la Ingeniería en el Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala conforme al código AGIES.
- c) Aplicar el análisis estático incremental no lineal “Push-Over” a la estructura, para obtener la curva de capacidad de la estructura y para estimar la respuesta sísmica.
- d) Determinar y evaluar el punto de desempeño de la estructura del Módulo” G” de la División Ciencias de la Ingeniería en el Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala para cada amenaza sísmica definida para la estructura.

## 1.4 Hipótesis

El nivel de desempeño sísmico de la estructura de concreto reforzado del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala se considera aceptable para un sismo extremo.

## 1.5 Limitaciones

Dentro de las limitaciones del trabajo de tesis se estimación la siguientes.



- a) Determinación del tipo de suelo donde se encuentra localizada la estructura del edificio del Módulo “G”, el presente trabajo se basó en datos obtenidos a una profundidad de 6 metros realizados en el área en estudio con información obtenida del ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test).
- b) Se ha considerado el valor de amortiguamiento dado por la normativa de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica –AGIES-, que en este caso es del 5%, evaluaciones para diferentes porcentajes de amortiguamiento o la estimación del amortiguamiento de la estructura quedan fuera del alcance del presente trabajo de tesis.
- c) La propiedad del acero, se toma como válida la expresada en los planos de la edificación ya que no se extrajeron y no se ensayaron en el laboratorio probetas del acero para verificar su resistencia.
- d) En el edificio no se realizaron pruebas destructivas, para determinar las propiedades mecánicas del concreto, estas están fuera del alcance del presente estudio, se toman como válidas las aproximaciones de las pruebas no destructivas.
- e) La losa de entrepiso del modelo es un elemento tipo Shell aporta rigidez y se incluye su participación en la resistencia de carga lateral.
- f) El modelo que sirvió de base para el presente trabajo, no considera la contribución de la rigidez de los muros de mampostería y las gradas o escaleras en virtud que estas estructuras se encuentran separadas del sistema estructural principal, dependiendo de los resultados obtenidos del trabajo se retomaran únicamente en las recomendaciones.

## **1.6 Metodología del trabajo**

Para la evaluación del desempeño sísmico de la estructura del Módulo "G" de la División Ciencias de la Ingeniería en el Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala se realizará un modelo matemático que representará esta estructura en un software de elementos finitos, en donde se incorporará las características geométricas y propiedades de los materiales de la estructura, los efectos de respuesta inelástica de los materiales.

Para determinar la curva de capacidad global de la estructura se aplicará un Análisis Estático No lineal o Push-Over, en cual se establecerá un patrón (o varios) de carga lateral creciente, hasta alcanzar un desplazamiento máximo definido en un punto o nodo control, o bien el colapso de la estructura.

Para el cálculo de la demanda se hará referencia al desplazamiento máximo que experimentará la estructura bajo el nivel de amenaza sísmica elegido, considerando procedimientos establecidos en el Método de espectro de capacidad definido por el ATC-40 (Applied Technology Council, 1996) con las modificaciones sugeridas por Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel (1999).

Luego se determinará el punto de desempeño se graficará la demanda-capacidad en un mismo sistema de coordenadas, para proceder con la evaluación según los criterios de aceptación para este tipo de estructuras.

Perspectiva metodología es Cuantitativa-Cualitativa, en virtud que el desempeño se mide el daño, y los niveles de desempeño son cualitativos.

Tipo de Investigación: Aplicada, en cuanto se va tomar en cuenta la aplicación del análisis Push-Over estático no lineal para determinar el comportamiento de la estructura real.

El diseño de la investigación: es no experimental

Población y Muestra de la Investigación.

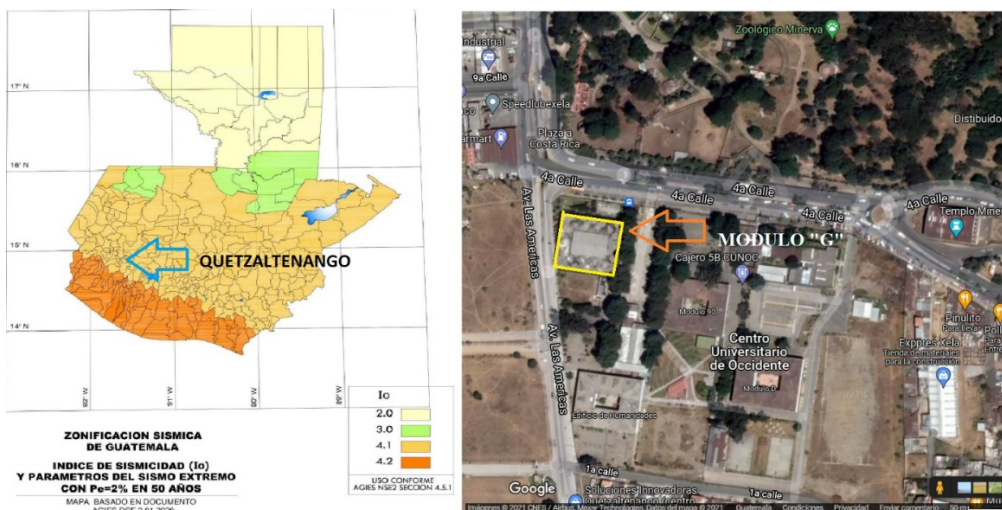
Edificio Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Tabla No. 1 Características Estructurales del Módulo “G” CUNOC-USAC

Sistema	Descripción
Sistema Estructural	Sistema de Marcos de concreto reforzado E-1
Componentes del Sistema Estructural	Marcos especiales columnas-vigas-losas
Categoría Ocupacional:	III Obras Importantes
Ocupación del Edificio	Educativo
Ubicación	Quetzaltenango, Guatemala
Índice de sismicidad:	4.1
Ordenada Espectral periodo corto $S_{cr}$	1.5g
Ordenada Espectral para periodo de 1 seg	0.55g
Numero de Niveles	3
Tipo de suelo	Tipo “D”
Altura total de la estructura	10.65 m

Fuente: Elaboración propia.

Figura No. 1 Localización de Módulo "G"



Fuente: Mapa de Guatemala AGIES NSE-2-2018 y Google Earth.

Figura No. 2 Fotografía del Módulo G.



Fuente: Elaboración propia.

## 2 MARCO TEÓRICO

### 2.1 Evaluación del desempeño sísmico de Estructuras

El objetivo de desempeño describe una condición límite de daño que se considera satisfactorio para una edificación sujeta a determinada una amenaza sísmica. El desempeño sísmico estructural define niveles y rangos de desempeño sísmico estructural.

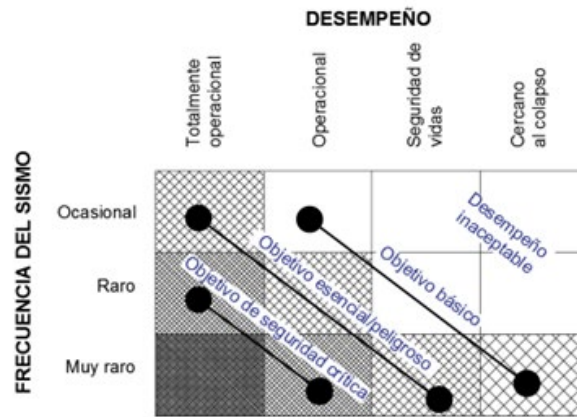
La clave para determinar cómo se comportará un edificio para un sismo determinado, es la de poder estimar el daño que experimentará y sus consecuencias. Los códigos actuales no evalúan el desempeño de un edificio luego del daño; en cambio, obtienen cumplimiento con un diseño que ha protegido históricamente las vidas en los sismos.

En la figura No.2 que se presenta a continuación, se muestra el desempeño en el eje horizontal (con incremento de daño hacia la derecha) y en el eje vertical, la severidad del sismo (en términos de frecuencia).

Cada recuadro representa un objetivo de desempeño: un estado de desempeño para una intensidad de sismo dada. Las líneas diagonales representan los criterios de diseño que el cliente o dueño del proyecto podrá imponer sobre la estructura. Por ejemplo, el diseño más rentable para un comercio podría ser el criterio “básico”, mientras que un fabricante de alta tecnología podría querer reducir el riesgo mediante el criterio “esencial/peligroso”.

Dependiendo de la legislación o normativos locales, se podría requerir que obras esenciales e importantes como los hospitales cumplan con el criterio “seguridad crítica”.

Figura No. 3 Objetivos de desempeño (concepto)



Fuente: Adaptación SEAOC VISION 2000

La evaluación sísmica consiste en la aplicación de una metodología utilizada para determinar si una edificación está adecuadamente diseñada y construida para resistir fuerzas sísmicas. La idea es determinar las deficiencias en una estructura, que impidan alcanzar un objetivo de desempeño.

La necesidad de realizar una evaluación en una determinada estructura puede surgir por distintos motivos: la preocupación del propietario de conocer su vulnerabilidad, algún reglamento establecido, políticas para su análisis o modificación, requisito para una transacción financiera, entre otros.

Algunos proyectistas han basado la evaluación sísmica de edificaciones en las provisiones para el diseño de nuevas edificaciones. Los códigos para el diseño de nuevas edificaciones contienen requerimientos enfocados en la configuración estructural, resistencia, rigidez, detallado, y ensayos e inspecciones especiales. Los requerimientos de resistencia y rigidez son transferibles de una manera sencilla a edificaciones existentes, a diferencia de las demás provisiones. Si los elementos resistentes a fuerzas sísmicas no poseen detallados de construcción similares a los requeridos para edificaciones nuevas, pueden no cumplirse las suposiciones básicas de ductilidad, y los resultados de la evaluación, resultar inválidos.

El orden para realizar una evaluación sísmica, puede ser el siguiente

- a) Determinar el nivel de sismicidad en el sitio.
- b) Seleccionar un objetivo de desempeño.
- c) Obtener la información detallada de construcción de la edificación.
- d) Aplicar los procedimientos de evaluación, basados en el objetivo de desempeño seleccionado, nivel de sismicidad, y tipo de edificación (sistema estructural), aplicando los procedimientos para el cálculo de la capacidad de la estructura, la demanda, y comparándolos resultados con los criterios de aceptabilidad expuestos en las normativas.
- e) El cálculo de la demanda está enfocado en determinar el punto de desempeño, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico.

### 2.1.1 Objetivos de desempeño

Un objetivo de desempeño sísmico se define al seleccionar un nivel de desempeño deseado para un nivel de sismo establecido, como se muestra en la tabla dada por ATC-40 que se presenta a continuación

Tabla No. 2 Definición de un Objetivo de Desempeño.

<b>Definiendo un Objetivo de Desempeño</b>				
	<b>Nivel de Desempeño de la Edificación</b>			
Nivel del Sismo	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio (SE) ⇨	⇩	⇩	⇩	⇩
Sismo de Diseño (DE) ⇨			★	
Sismo Máximo (ME) ⇨				

Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996)

Es posible definir un objetivo de desempeño dual o de múltiples niveles, al seleccionar dos o más niveles de desempeño deseados, cada uno para un nivel de amenaza sísmica distinto. Se muestra en la tabla dada por ATC-40 que se presenta a continuación con este caso

Tabla No. 3 Definición de un Objetivo Dual de Desempeño.

<b>Definiendo un Objetivo de Desempeño</b>				
	<b>Nivel de Desempeño de la Edificación</b>			
Nivel del Sismo	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio (SE) ⇨	★	⇩	⇩	⇩
Sismo de Diseño (DE) ⇨			★	
Sismo Máximo (ME) ⇨				

Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996)

### 2.1.2 Objetivo de desempeño básico.

AGIES en NSE-6 proporciona la siguiente tabla para identificar el objetivo de desempeño básico sugerido por la norma guatemalteca.

Tabla No. 4 Objetivo de desempeño básico.

<b>Categoría ocupacional</b>	<b>Sismo básico</b>	<b>Sismo Severo</b>
Obras Utilitarias y Ordinarias	Estructural Seguridad de vida	Estructural Prevención del colapso
	No Estructural Seguridad de la vida.	No Estructural Reducción de peligros
	3C	5D
Obras Importantes	Estructural Control de daños	Estructural Seguridad limitada
	No Estructural Conservación de posición	No Estructural Reducción de peligros
	2B	4D
Obras Esenciales	Estructural Ocupación Inmediata	Estructural Seguridad de la vida
	No Estructural conservación de posición	No Estructural Reducción de peligros.
	1B	3D

Fuente: Adaptación de AGIES NSE 6 (2020).



### 2.1.3 Niveles de Desempeño

Un nivel de desempeño describe una condición límite de daño para una determinada edificación a un determinado sismo. La condición límite se define mediante el nivel de daño físico de la estructura, la amenaza a la vida de los ocupantes, y la operatividad que tendría después del evento sísmico.

El ATC define el nivel de desempeño de una estructura con la siguiente ecuación.

Nivel de Desempeño de la Edificación= Estructural + No Estructural

#### a) Niveles de Desempeño Estructural

Están definidos mediante un nombre y un número, a este último se le llama número de desempeño estructural, a continuación, se presenta las abreviaturas utilizadas en el ATC-40 como en la norma guatemalteca AGIES NSE 6, la abrevia SP-n (SP: Structural Performance), donde n es el número designado.

Tabla No. 5 Nivel de desempeño Estructural

Nivel de desempeño Estructural	ATC-40	AGIES NSE 6	Descripción
Ocupación Inmediata	SP-1	E-1	Daño muy limitado, la estructura segura para ser ocupada.
Control de Daño	SP-2	E-2	Estado de daño intermedio entre el anterior SP-1 y SP-3
Seguridad de Vida	SP-3	eSV	Daño significativo, estructura con componentes dañados.
Seguridad Limitada	SP-4	SL	Daño entre el nivel de Seguridad de Vida y el nivel de Estabilidad Estructural. Seguridad reducida.
Estabilidad Estructural-Prevención del colapso	SP-5	PC	Daño en el cual el sistema estructural está al borde de experimentar el colapso parcial o total.
No Considerado	SP-6	eNC	Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un estado para situaciones en las que se lleva a cabo sólo una evaluación.

Fuente: Adaptación de ATC-40(1999) / AGIES NSE 6 (2020)

b) Nivel de desempeño no estructural

Los niveles de desempeño no estructural se definen mediante un nombre y una letra, esta última llamada letra de desempeño no estructural, y se abrevia mediante NP-n (NP: Nonstructural Performance), siendo n la letra designada.

Tabla No. 6 Nivel de desempeño No Estructural

<b>Nivel de desempeño No estructural</b>	<b>ATC-40</b>	<b>AGIES NSE 6</b>	<b>Descripción</b>
Operacional	NP-A	N-A	Todos los elementos y sistemas no estructurales están generalmente en su sitio y funcionando.
Ocupación Inmediata/ Conservación de Posiciones	NP-B	N-B	Los elementos y sistemas no estructurales permanecen generalmente en su sitio.
Seguridad de Vida	NP-C	N-C	Podría incluir un daño considerable a componentes y sistemas no estructurales, pero no debe ocurrir algún colapso
Amenaza Reducida	NP-D	RP	Se espera un daño extenso a componentes y sistemas no estructurales, pero sin ocurrencia del colapso
No Considerado	NP-E	N-E	No se evalúan elementos no estructurales, distintos a aquellos que tengan un efecto en la respuesta no estructural. No es un nivel de desempeño

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1999) y AGIES NSE 6 (2020)

#### 2.1.4 Nivel de desempeño de la edificación.

La combinación de un nivel de desempeño estructural con un nivel de desempeño no estructural forma el nivel de desempeño de la edificación, en orden de describir el estado de daño límite deseado. A continuación, se presenta una tabla del ATC-40, en la cual se combinan los niveles de desempeño estructural y no estructural. Las cuatro combinaciones más comunes se muestran resaltadas, y son: 1-A Operacional, 1-B Inmediata Ocupación, 3-C Seguridad de Vida, y 5-E Estabilidad Estructural. La recomendación es la utilización de una de ellas.

Tabla No. 7 Combinación de Niveles de desempeño Estructural y No Estructural para conformar Niveles de desempeño de la Edificación.

		<b>Niveles de Desempeño de la edificación</b>						
		Niveles de Desempeño estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
			SP-1/E-1 Ocupación inmediata	SP-2/E-2 Control de Daños	SP-3/E-3 Seguridad de vida	SP-4/E-4 Seguridad limitada	SP-5/E-5 Estabilidad Estructural	SP-6/E-6 No Considerado
Nivel de Desempeño No Estructural	NP-A/NA Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR	
	NP-B/NB Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR	
	NP-C/NC Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C	
	NP-D/ND Amenaza Reducida	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D	
	NP-E/NE No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	NR	

*Leyenda*

	Nivel de desempeño de la Edificación comúnmente utilizado (SP-NP)
	Otras posibles combinaciones SP-NP
NR	Combinación No Recomendada SP-NP

Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996) y AGIES NSE 6 (2020).

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, debe compararse la respuesta obtenida a partir del análisis estático no lineal y determinación de la demanda, contra los límites establecidos para los niveles de desempeño seleccionados.

En la tabla No. 8, se muestran las derivas máximas de entrepiso permisibles para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en el ATC-40 y VISION 2000. Para cumplir con los objetivos de desempeño, los valores obtenidos en el análisis de la estructura para una determinada demanda sísmica deben ser inferiores a cada uno de estos valores. Así, por ejemplo, para que una estructura pueda ser ocupada inmediatamente después de ocurrido un

sismo, la deriva máxima entrepiso debe ser menor de 0.01, de acuerdo a la propuesta del ATC-40.

Tabla No. 8 Valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño

Nivel de desempeño	Deriva de entrepiso
Ocupación inmediata	0.01
Seguridad	0.02
Estabilidad estructural	$0.33 V_i / P_i$

Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996)

Tabla No. 9 Valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño

Nivel de desempeño	Deriva de entrepiso
Totalmente operacional	0.2
Operacional	0.5
Seguridad	1.5
Cercano al colapso	2.5
Colapso	>2.5

Fuente: adaptación de SEAOC Visión 2000.

### 2.1.5 Peligro Sísmico o Nivel de amenaza sísmica

En el ATC-40, en su capítulo 8 menciona 3 niveles de peligro sísmico, los cuales se describen a continuación.

Tabla No. 10 Niveles de peligro sísmico ATC-40

Tipo de Sismo	Abreviatura	Descripción
Sismo de Servicio	(SE)	Definido probabilísticamente como un evento con 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 75 años, sismos frecuentes, más de una vez durante el periodo de vida de la estructura.
Sismo de Diseño	(DE)	Definido probabilísticamente como un evento con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 500 años, movimiento sísmico poco frecuente, a menos una vez durante la vida de la estructura.
Sismo máximo	(ME)	Definido determinísticamente como el nivel máximo de sismo que podría experimentar una estructura. También podría ser calculado como un sismo con 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 1,000 años

Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996)

AGIES considera los siguientes niveles de amenaza sísmica.

Tabla No. 11 Niveles de peligro sísmico según AGIES NSE-2

<b>Tipo de Sismo</b>	<b>Abreviatura</b>	<b>Descripción</b>
Sismo Básico u Ordinario	(SB)	Definido probabilísticamente como un evento con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 475 años, Se utilizara para diseño estructural de obra ordinaria.
Sismo Severo	(SV)	Definido probabilísticamente como un evento con 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 975 años, se utilizara para diseño estructural de Obra Importante y de Obra Esencial.
Sismo Extremo	(SE)	Definido probabilísticamente como un evento con 2% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 2,500 años.

Fuente: AGIES 2018 NSE-2 (2018)

Tabla No. 12 Niveles de amenaza sísmica según ASCE 7-16

<b>Tipo de Sismo</b>	<b>Descripción</b>
Frecuente	Definido probabilísticamente como un evento con 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 30 años y un periodo de retorno de 43 años.
Ocasional	Definido probabilísticamente como un evento con 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 72 años.
Sismo de Seguridad (BSE)	Definido probabilísticamente como un evento con 20% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 225 años.
Sismo de diseño (DBE)	Definido probabilísticamente como un evento con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 475 años.
Muy raro	Definido probabilísticamente como un evento con 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 975 años.
Sismo máximo considerado (MCE)	Definido probabilísticamente como un evento con 2% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 2475 años.

Fuente: adaptación de ASCE 7 (2014, 2016)

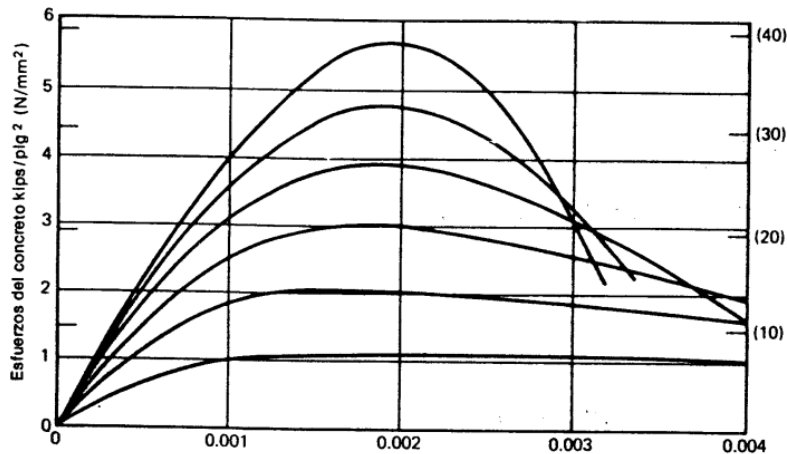
## 2.1.6 Parámetros para el análisis No lineal

### 2.1.6.1 Concreto no confinado

El concreto no confinado o simple, es un material que se comporta de forma adecuada a la compresión, pero débil en tensión. Es por esa razón por la cual se combina con acero de refuerzo, generalmente en forma de barras o varillas, colocado en las zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones. El acero disminuye el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto.

Las curvas típicas esfuerzo-deformación obtenidas de cilindros de concretos cargados en compresión uniaxial, son lineales hasta aproximadamente un medio de la resistencia a compresión. El pico de la curva para concreto de alta resistencia es relativamente agudo, pero para concreto de baja resistencia la curva tiene un copete plano. La deformación en el esfuerzo máximo es aproximadamente 0.002 (R. Park y T. Paulay, 1978).

Figura No. 4 Curva esfuerzo-deformación para cilindros de concretos cargados en compresión uniaxial.



Fuente: Estructuras de concreto reforzado R. Park y T. Paulay, (1,978)

### 2.1.6.2 Concreto confinado

El acero también se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión. La combinación de concreto simple con acero de refuerzo es lo que conocemos como concreto reforzado o armado.

El concreto armado está compuesto por el concreto simple y el acero de refuerzo. El concreto simple, es un material heterogéneo que se obtiene de la mezcla del cemento, agregados y agua que resiste los esfuerzos de compresión y el acero de refuerzo, está conformado por varillas longitudinales y transversales que les proporcionan a los elementos la resistencia a la tensión.

El confinamiento del concreto lo proporciona el refuerzo transversal que rodea al núcleo de una sección, aunque en la práctica es difícil encontrar concreto no confinado se considera así si no se cumple con las separaciones máximas estipuladas para los estribos de acero.

Estudios experimentales realizados por Chan (1955), Blume et al. (1961), Roy y Sozen (1964), Soliman y Yu (1967), Sargin et al. (1971), Kend y Park (1971) y Mander et al. (1988), indican que un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento y sus deformaciones se incrementan, haciendo del concreto un material más dúctil.

El acero cuadrado de confinamiento si produce un aumento significativo en la ductilidad y muchos investigadores han observado cierto aumento en la resistencia del concreto (R. Park y T. Paulay, 1978).

El confinamiento se inicia cuando los niveles de esfuerzos de compresión en el concreto se aproximan a su resistencia máxima, en este momento las deformaciones transversales de la sección se incrementan debido al agrietamiento interno progresivo, por lo cual el concreto

se apoya contra el refuerzo transversal, el cual induce a su vez una fuerza de confinamiento sobre el concreto, aumentando así su resistencia a compresión y disminuyendo las deformaciones transversales.

El refuerzo transversal a base de zunchos confina el concreto del núcleo con más eficiencia que los estribos rectangulares o cuadrados. Esto se debe a que las hélices proporcionan una presión continua de confinamiento en toda la circunferencia.

Para que el confinamiento de un elemento con estribos circulares, rectangulares o cuadrados sea eficiente, se requiere que la separación del acero de refuerzo transversal sea mínima.

A continuación, se mencionan los factores que intervienen en un eficiente confinamiento.

1. Cuantía de acero transversal,  $\rho_w$ .
2. Separación de estribos,  $s$ .
3. Esfuerzo de fluencia nominal del acero longitudinal,  $f_y$ .
4. Resistencia a compresión,  $f'_c$ .
5. Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal,  $f_{yh}$ .
6. Relación entre el volumen de acero confinante (estribos) y el volumen de concreto confinado,  $\rho_s$ .
7. Cuantía de acero longitudinal,  $\rho$ .

El acero longitudinal funciona como apoyos de los estribos, de tal modo que la separación entre varillas longitudinales debe ser la mínima permisible, evitando así que el estribo se flexione.

Los esfuerzos confinantes se incrementan, si los factores antes mencionados aumentan su magnitud.



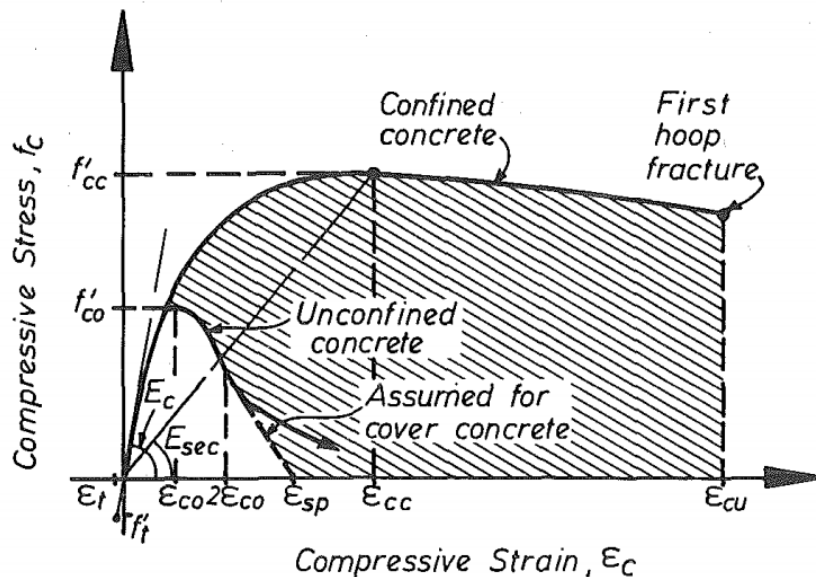
### 2.1.6.3 Modelo de Mander

Este modelo propuesto por Mander et al. (1988), considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto, sino también incrementa la resistencia a compresión del concreto.

En este modelo la deformación unitaria última o de falla del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes.

A continuación, se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un concreto no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por Mander et al. (1988).

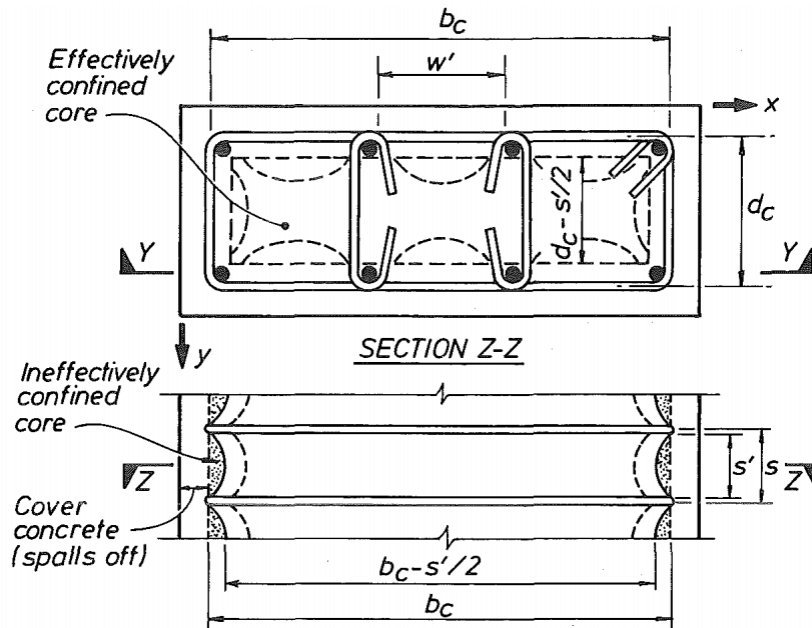
Figura No. 5 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para la curva esfuerzo-deformación



Fuente: J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, (1988)

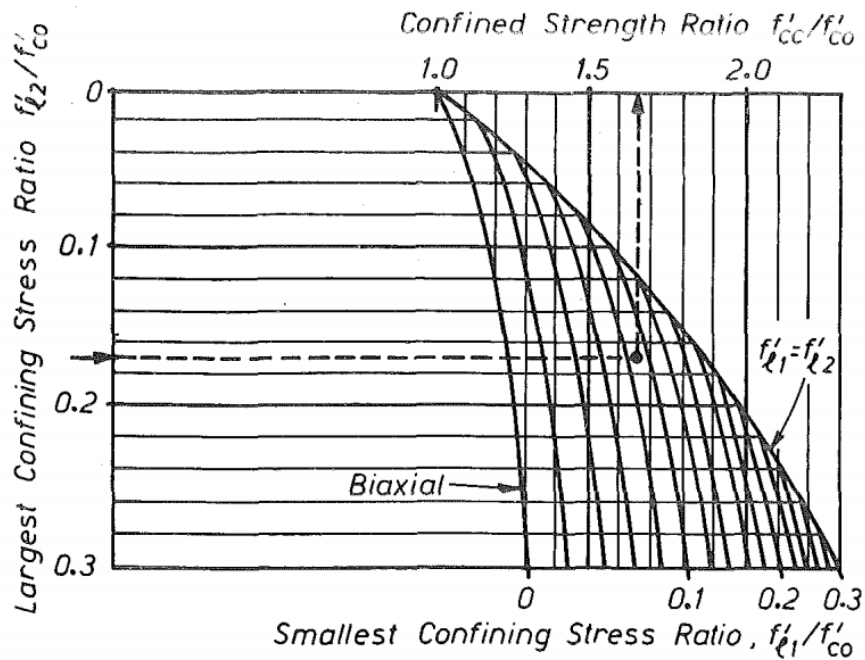
A continuación, se muestran las diferentes gráficas, variables a ser utilizadas para poder aplicar el modelo de Mander a una sección de concreto confinado, en el anexo 11.4 y 11.5 se presenta una hoja de cálculo para las secciones de la edificación del presente estudio.

Figura No. 6. Núcleo efectivamente confinado para refuerzo de estribo rectangular



Fuente: J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, (1988)

Figura No. 7 Determinación de la resistencia confinada a partir de tensiones de confinamiento laterales para secciones rectangulares factor K



Fuente: J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, (1988)

Tabla No. 13 Parámetros a calcular en el modelo de Mander.

Descripción	símbolo	fórmula
Relación entre área de acero y de refuerzo longitudinal y el área confinada de la sección.	$\rho_{cc}$	$\frac{\text{Area de acero}}{\text{Area de la seccion confinada (Ac)}}$
Área confinada del núcleo de concreto tomando en cuenta la relación	$A_{cc}$	$Ac(1 - \rho_{cc})$
Área confinada efectiva del núcleo de concreto restando las áreas inefectivas	$A_e$	$\left(b_c d_c - N_{tconf} \frac{w^2}{6}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s}{2d_c}\right)$
Coefficiente de efectividad	$K_e$	$\frac{A_e}{A_{cc}}$
Cuantía de refuerzo Transversal en X	$\rho_x$	$\frac{A_{sx}}{s d_c}$
Cuantía de refuerzo transversal en Y	$\rho_y$	$\frac{A_{sy}}{s d_c}$
Cuantía de refuerzo total	$\rho_s$	$\rho_x + \rho_y$
Esfuerzo de confinamiento en X	$f_{1x}$	$K_e \rho_x f_{yh}$
Esfuerzo de confinamiento en Y	$f_{1y}$	$K_e \rho_y f_{yh}$
Resistencia del concreto no confinado	$f_{co}$	$f_c$
Esfuerzo de confinamiento mínimo	$f_{11}$	$\min(f_{1x}, f_{1y})$
Esfuerzo de confinamiento máximo	$f_{12}$	$\max(f_{1x}, f_{1y})$
Relación mínima		$\frac{f_{11}}{f_{co}}$
Relación máxima		$\frac{f_{12}}{f_{co}}$
Coefficiente K de grafica		$\frac{f_{cc}}{f_{co}}$
Resistencia del concreto	$f_{cc}$	$K f_{co}$
Resistencia del concreto confinado	$f_{cc}$	$f_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_{11}}{f_{co}}} - 2 \frac{f_{11}}{f_{co}} \right)$
Deformación del concreto confinado para la resistencia $f_{cc}$	$\epsilon_{cc}$	$\left( 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right) \epsilon_{co}$
Deformación última del concreto confinado	$\epsilon_{cu}$	$0.004 + \left( \frac{1.4 \rho_s \epsilon_{sm} f_{yh}}{f_{cc}} \right)$

Fuente: Adaptación J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, (1988)

#### 2.1.6.4 Relaciones Momento-Curvatura

El comportamiento de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión puede comprenderse de manera más clara mediante uso de las gráficas que relacionan el momento flexionante resistente en una sección con la curvatura correspondiente.

La relación momento-curvatura de una sección de concreto armado se obtiene a partir de los modelos de concreto y del acero, además depende de la geometría y refuerzo longitudinal y transversal.

La importancia de las relaciones momento-curvatura radica en que con las curvas momento-curvatura se puede hacer una aproximación bilineal que determina la curvatura de fluencia y la curvatura última obteniendo a través de su diferencia la capacidad de curvatura plástica y con su cociente la capacidad de ductilidad del miembro, la misma que nos permite predecir el comportamiento de miembros estructurales ante la presencia de sismos.

Es posible deducir curvas teóricas momento-curvatura para secciones de concreto reforzado con flexión y carga axial, en base a suposiciones semejantes a las utilizadas para la determinación de la resistencia a flexión (R. Park y T. Paulay, 1978), estas suposiciones son:

- a) La hipótesis de Navier-Bernoulli o hipótesis de las secciones planas, que sostiene que las secciones planas se mantienen planas en cualquier etapa de carga.
- b) Existe un vínculo perfecto entre el concreto y el acero.
- c) La resistencia a la tensión del concreto es despreciable.
- d) De existir fuerza axial en el elemento, esta debe ser aplicada en el centroide de la sección.
- e) Se conocen las curvas esfuerzo-deformación del acero y concreto.

En el concreto existen modelos como el bloque rectangular de Whitney, el bloque trapezoidal o modelo de Jensen, y la parábola presentada en el modelo de Hognestad; mientras que en acero tenemos el modelo elastoplástico, el modelo trilineal, y el modelo completo que considera el endurecimiento post fluencia del acero con una curva de segundo grado.

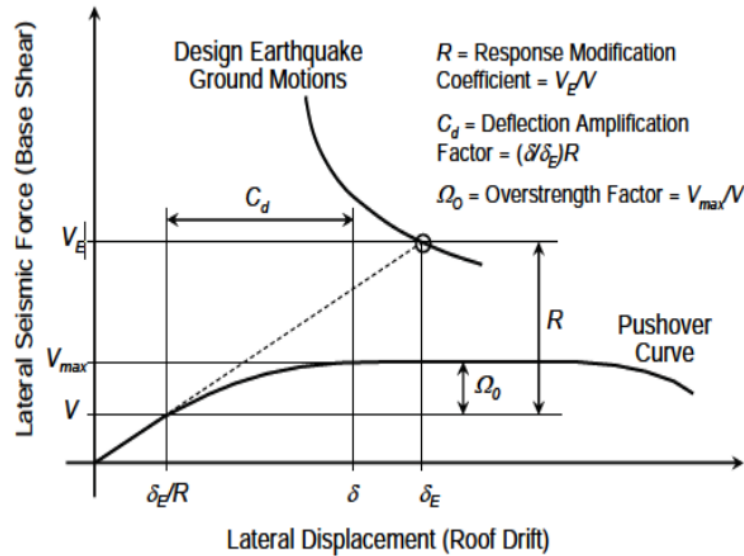
#### **2.1.6.5 Factor de Sobrerresistencia**

El Factor de Sobrerresistencia ( $\Omega_o$ ) es uno de los factores llamados “Factores de Desempeño Sísmico”. En la literatura se encuentran estudios realizados sobre el comportamiento de estructuras bajo demanda sísmica han mostrado que el factor de sobrerresistencia juega un rol muy importante en la prevención de colapso de las estructuras (Elnashai & Mwafy, 2002; Mitchell & Paultre, 1994). Éste busca incluir en el diseño sísmico la resistencia adicional que tiene la estructura producto de la redistribución de esfuerzos internos (redundancia), endurecimiento por deformación del acero, sobredimensionamiento de elementos, entre otros (Carrillo, Blandón-Valencia, & Ruabiano, 2013; FEMA, 2006; Uang, 1989). Los factores sísmicos son utilizados actualmente en los códigos de diseño norteamericanos para determinar la resistencia y la deformación requerida en una estructura bajo actividad sísmica. Estos factores: Factor de Modificación de Respuesta (Factor R), Factor de Sobrerresistencia ( $\Omega_o$ ) y el Factor de amplificación de Desplazamientos ( $C_d$ ) son utilizados para evaluar la respuesta de una estructura en un rango no-lineal, utilizando métodos de análisis lineales.

En la Figuras No. 8 se ilustran lo que representan los factores de desempeño sísmico. Los parámetros ahí señalados están definidos mediante ecuaciones, y en la mayoría de los casos estos son adimensionales de fuerza, aceleración o desplazamiento. Sin embargo, en las

figuras señaladas, los parámetros quedan representados como un incremento entre dos parámetros, aunque también podrían ser mostrados como la razón entre ellos.

Figura No. 8 Factores de desempeño sísmico.



Fuente: Adaptación de NEHRP Recommended Provisions (FEMA, 2009a).

En esta figura, el eje de las abscisas representa el desplazamiento lateral (i.e., deriva del techo), mientras que el eje de las ordenadas representa el corte basal lateral del sistema. El término  $V_E$  representa el nivel de resistencia que se desarrollaría si es que el sistema se mantuviera en el rango elástico ante la ocurrencia de un evento sísmico. El término  $V_{max}$  representa la resistencia máxima del sistema completamente en fluencia, siendo  $V$  es el corte basal requerido para el diseño.

Los factores de sobrerresistencia en el análisis no lineal estático en algunas normas se expresa hasta este factor hasta un valor de 1.2, con el cual se realiza la modificación de la cedencia en la curva bilineal de capacidad, esto con el fin de considerar algunos factores que se escapan al análisis tales como:

- a) Capacidad real de los materiales,

- b) Contribución de los elementos no estructurales.
- c) La naturaleza tridimensional de la estructura o el aporte de la carga ortogonal.
- d) El tipo de cimentación a ser considerada en el análisis, entre otros.
- e) El incremento de resistencia de los materiales.
- f) El efecto de la no simultaneidad de toda la carga viva.
- g) El efecto de que las secciones sean un poco mayores.
- h) La existencia de amortiguamientos no considerados en el modelo entre otros.

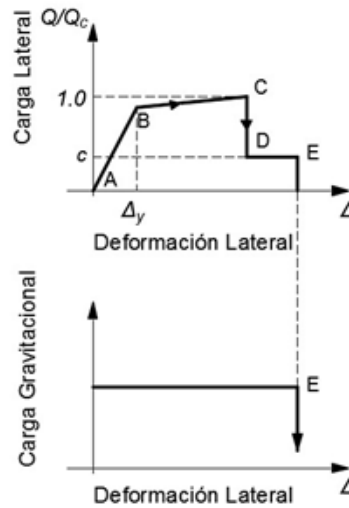
#### **2.1.7 Modelos No-lineales de los miembros estructurales.**

Existen varios modelos no lineales para los miembros estructurales están en función de la manera en la que la plasticidad es distribuida a través de su sección transversal y a lo largo de su longitud.

Los modelos más comunes y simples concentran las deformaciones inelásticas en los extremos, a través de rotulas plásticas, estos requieren un menor esfuerzo computacional ya que concentran la plasticidad en las rotulas, son modelos de plasticidad concentrada, existen modelos de plasticidad distribuida como elementos finitos, secciones de fibra, o zona de articulación con una longitud finita.

El comportamiento de los componentes en una estructura, se modelará utilizando relaciones no lineales carga-deformación, definidas mediante una serie de segmentos en línea recta. Se presenta a continuación la representación típica.

Figura No. 9. Relación generalizada carga-deformación para componentes estables.



Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996).

En la figura presentada,  $Q_c$  indica la resistencia del componente, y  $Q$  la demanda impuesta por el sismo. La respuesta se mantiene lineal hasta un punto de cedencia efectivo (nominal) B, seguido por un punto de cedencia con posible endurecimiento por deformación C, para luego alcanzar el punto de degradación de la resistencia D, y finalmente el punto de colapso final y pérdida de capacidad de carga vertical E.

#### 2.1.8 Rigidez Inicial de los elementos.

Para los componentes dominados por flexión, esta rigidez corresponde a aproximadamente el valor de la rigidez agrietada. Para los componentes dominados por corte, corresponde a la rigidez no agrietada. La rigidez se determina como función de las propiedades del material, dimensiones, cantidades de refuerzo, condiciones de borde, y niveles de esfuerzo y deformación (ATC-40, 1996), a continuación, se muestra los valores de rigidez inicial de los componentes.



Tabla No. 14 Rigidez Inicial de los componentes ATC-40.

Componente	Rigidez flexional	Rigidez al corte	Rigidez axial
Viga no pretensada	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Viga pretensada	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columna en compresión	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columna en tensión	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros agrietados	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Losas no pretensadas		$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Losas pretensadas		$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$

Fuente: ATC-40 (1996).

Tabla No. 15 Rigidez Inicial de los componentes ACI 318

Componente		Axial	Flexión	Cortante
Vigas	no preesforzadas	$1.0E_c A_g$	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	preesforzadas	$1.0E_c A_g$	$1.0E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
Columnas con compresión causada por las cargas de diseño de gravedad	$\geq 0.5 A_g f_c$	$1.0E_c A_g$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	$\leq 0.1 A_g f_c$ o con tracción	$1.0E_c A_g$ (compresión) $1.0E_c A_{st}$ (tracción)	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
Muros estructurales	en el plano	$1.0E_c A_g$	$0.35E_c I_g$	$0.2 E_c A_g$
	fuera del plano	$1.0E_c A_g$	$0.25E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Diafragmas (solo en el plano)	no preesforzados	$0.25E_c A_g$	$0.25E_c I_g$	$0.25 E_c A_g$
	preesforzados	$0.5E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Vigas de acople	con o sin refuerzo en diagonal	$1.0E_c A_g$	$0.07(l_n/h)$ $E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Losas de cimentación	en el plano	$0.5E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
	fuera del plano		$0.5E_c I_g$	

Fuente: ACI 318 (2019)

### 2.1.9 Resistencia de componentes

Las acciones (fuerzas y desplazamientos asociados) en una estructura, se clasifican como controladas por deformación, y controladas por fuerza. Todos los componentes deben clasificarse como primario o secundario, controlados por fuerza o por deformación.

Acciones controladas por deformación: Para este tipo de acciones, se permite exceder los límites elásticos de resistencia, bajo cargas sísmicas. La resistencia esperada se define como

la media de la resistencia máxima a ocurrir en el rango de deformaciones al que estará sujeto el componente. Esto deberá tomar en cuenta el endurecimiento por deformación, asumiendo el esfuerzo a tracción en la cedencia del acero longitudinal como al menos 1.25 veces el esfuerzo nominal.

Acciones controladas por fuerza: Para este tipo de acciones, no se permite exceder los límites elásticos bajo cargas sísmicas. La resistencia en los componentes controlados por fuerza, debe tomarse como el valor mínimo a ocurrir dentro del rango de deformaciones al que estará sujeto el componente.

La demanda de ductilidad de los componentes se clasifica en tres niveles, como se muestra a continuación.

Tabla No. 16 Clasificación de la demanda de ductilidad en componentes.

Máximo valor de la ductilidad de desplazamiento	Clasificación
< 2	Demanda de ductilidad baja
2 a 4	Demanda de ductilidad moderada
> 4	Demanda de ductilidad alta

Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)

### 2.1.10 Longitud plástica

Los componentes de los modelos estructurales inelásticos se pueden diferenciar por la forma en que la plasticidad se distribuye a lo largo de las secciones transversales del miembro y a lo largo de su longitud. Los modelos más simples concentran las deformaciones inelásticas en el extremo del elemento, como a través de una rotula plástica, conocido como plasticidad concentrada, que será el que se utiliza en el desarrollo de la presente

investigación, existen otros tipos de representación de la rótula plástica en vigas y columnas conocidos como plasticidad distribuida que están fuera del alcance del presente trabajo.

Las rótulas plásticas se pueden definir como mecanismos localizados en zonas específicas de los elementos estructurales que permiten la disipación de energía, logrando así la redistribución de acciones y junto a esto un mejor comportamiento global de la estructura.

Una aproximación para la longitud efectiva o longitud plástica es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento.

#### **2.1.11 Efecto biaxial**

Para el análisis y diseño de columnas sometidas a flexión uniaxial se acostumbra utilizar tablas o curvas de interacción, sin embargo, para la flexión biaxial, debido a la gran cantidad de datos y a la dificultad de las múltiples interpolaciones no resulta práctico hacer tablas o curvas de interacción para las diversas relaciones de los momentos flexionante alrededor de cada eje.

La flexo-compresión Biaxial en columnas, se identifica como aquella en donde se aplica una carga con cierta excentricidad a los ejes "X" y "Y", la falla de estos elementos es función de las siguientes variables: 1) carga axial, 2) momento en dirección en X y 3) momento en la dirección Y, por lo que el diagrama de interacción deja de ser una curva en dos dimensiones para convertirse en una superficie, en el diseño existen métodos aproximados que se pueden utilizar para determinar la carga en un miembro sometido a flexocompresión dentro de los cuales podemos encontrar al método de la carga Inversa de la ecuación de Boris Bresler,

Cuando se realiza un análisis no lineal estático, este se realiza en una dirección y luego en la otra dirección, no se encuentra en los códigos la contribución del análisis bidimensional, o la contribución de la naturaleza tridimensional de la estructura.

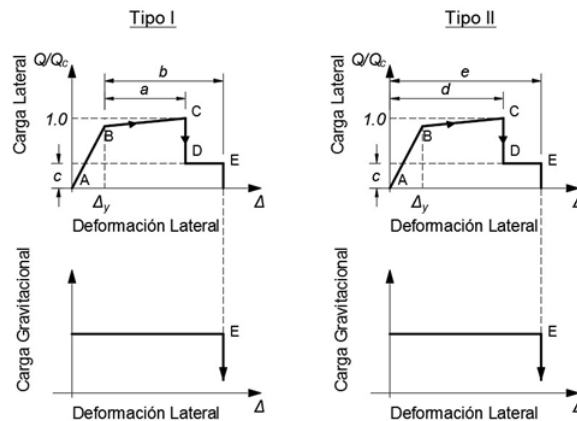
Otro enfoque para analizar columnas sujetas a carga axial y flexión en dos planos es el propuesto por C.T. Hsu, que consiste en representar la superficie de interacción a través de una ecuación, en donde se ha encontrado una excelente correlación (Cuevas,.2005)

En este estudio se realizará un análisis paralelo con columnas afectadas en el otro sentido con la contribución del 30% de la carga sísmica, para tal efecto a través del programa Xtract se deducen los momentos curvatura con la afectación de la contribución de la carga ortogonal a la analizada, se presenta el análisis utilizando la fórmula propuesta por C. T. Hsu.

### 2.1.12 Capacidad de deformación de componentes.

El análisis aplicado a la estructura debe ser capaz de registrar la relación no lineal carga-deformación de todos los componentes. Se muestra en la figura a continuación, dos tipos de curvas generalizadas esfuerzo-deformación aplicable a la mayoría de los componentes de concreto, de acuerdo a dos maneras de definir deformaciones:

Figura No. 9 Relaciones generalizadas carga-deformación para componentes.



Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)

Curva Tipo I: las deformaciones se expresan directamente al utilizar valores de curvatura, rotación o elongación. Los parámetros a y b se refieren a las porciones de la deformación que ocurren luego de la cedencia (deformaciones plásticas).

Curva Tipo II: las deformaciones se expresan en términos de ángulo de corte y tasa de deriva tangencial.

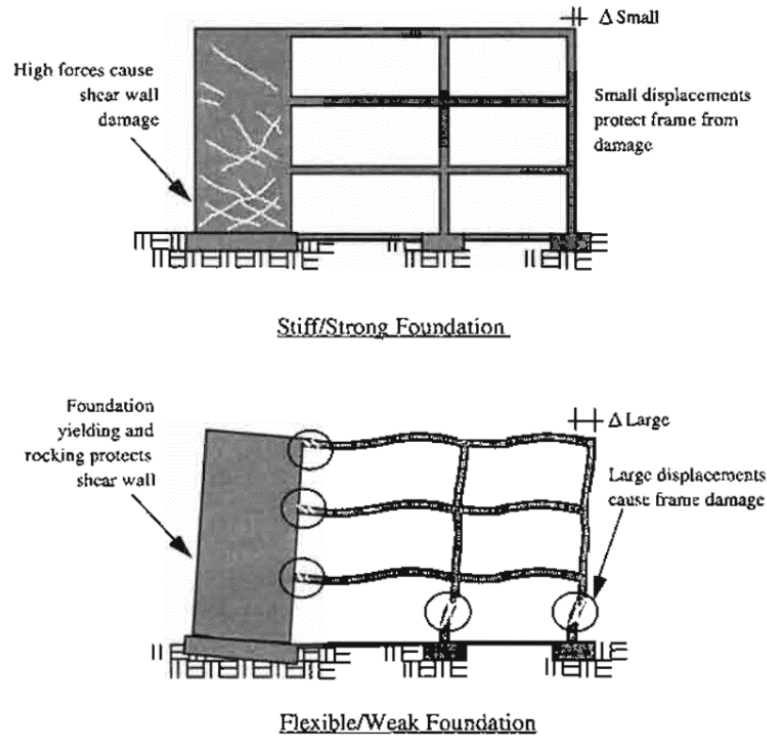
### 2.1.13 Efectos de las Fundaciones según el ATC-40

El análisis del desempeño sísmico de un edificio puede incluir los efectos de la cimentación correctamente al incluir la cimentación en el modelo. La naturaleza y extensión del modelo estructural, incluido el sistema de cimentación, depende de varios factores relacionados entre sí (ATC-40,1996).

La rigidez y la fuerza en la cimentación influyen en el desempeño sísmico de una estructura. El ingeniero estructural determina cómo se incluyen los efectos de los cimientos en el modelo de análisis para la evaluación y rehabilitación de un edificio en construcción. En muchos casos, la asesoría experta de un ingeniero geotécnico es esencial. Los ingenieros geotécnicos deben tener en cuenta que "rígido y fuerte" no es necesariamente mejor que "flexible y débil"(ATC-40,1996).

Lo rígido / fuerte no siempre es favorable, ni es flexible / semana siempre conservadora como se muestra a continuación en la figura No. 10.

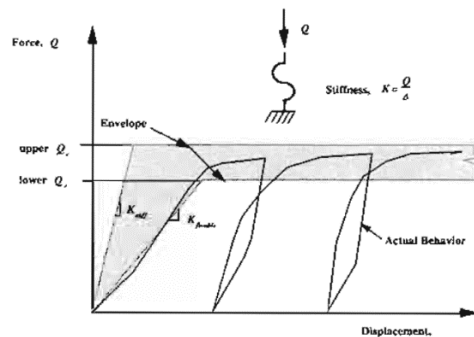
Figura No. 10 Base empotrada vs. base flexible



Fuente: ATC-40 (1,996)

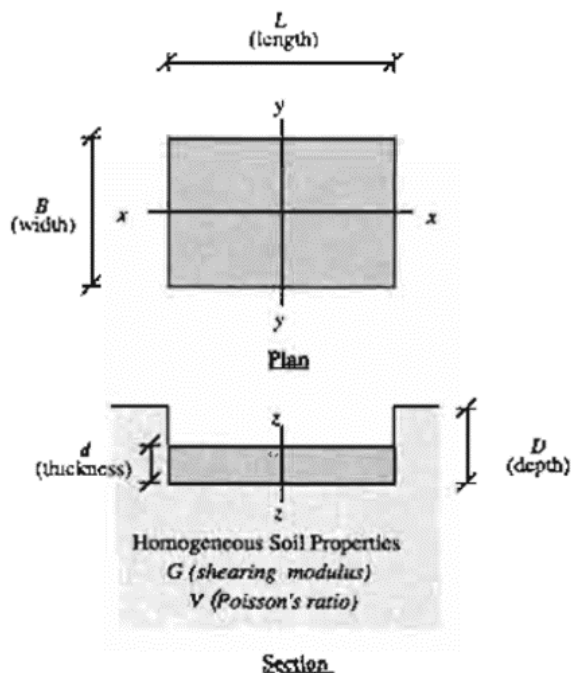
Las propiedades de los materiales geotécnicos definen el comportamiento de rigidez y resistencia de los componentes geotécnicos para su uso en modelos de elementos de cimentación. Estas propiedades son la base de la no lineal generalizadas envolventes de fuerza-desplazamiento que se muestran en la Figura No. 11.

Figura No. 11 Envolvente de fuerza-desplazamiento básica para componentes de suelos



Fuente: ATC-40 (1,996)

Figura No. 12 Rigideces superficiales para una placa rígida en un semi-espacio elástico homogéneo semi-infinito



Fuente: ATC-40 (1,996)

Tabla No. 17 Factor de empotramiento de rigidez para una placa rígida en un semi-espacio elástico homogéneo semi-infinito (adaptado de Gazetas 1991)

Parámetro de rigidez	rigidez para una placa rígida en un semi-espacio
Traslación vertical, $k_z$	$\frac{GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Traslación horizontal $k_y$	$\frac{GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Traslación horizontal $k_x$	$\frac{GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left[ \frac{B}{L} \right]^{0.85} \right] - \frac{GL}{0.75-\nu} \left[ 0.1 \left[ 1 - \frac{B}{L} \right] \right]$
Rotación $k_{\theta x}$	$\frac{G}{1-\nu} I_x^{0.75} \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \left( 2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right)$
Rotación $k_{\theta y}$	$\frac{G}{1-\nu} I_y^{0.75} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$

Fuente ATC-40 (1,996)

Tabla No. 18 Factor de empotramiento de rigidez para una placa rígida en un semi-espacio elástico homogéneo semi-infinito (adaptado de Gazetas 1991)

Parámetro de rigidez	rigidez para una placa rígida en un semi-espacio
Traslación vertical, $e_z$	$\left[ 1 + 0.095 \frac{D}{B} \left[ 1 + 1.3 \frac{B}{L} \right] \right] \left[ 1 + 0.2 \left[ \frac{(2L + 2B)}{LB} d \right]^{0.67} \right]$
Traslación horizontal $e_y$	$\left[ 1 + 0.15 \left[ \frac{2D}{B} \right]^{0.5} \right] \left[ 1 + 0.52 \left[ \frac{\left( D - \frac{d}{2} \right) 16(L + B)d}{BL^2} d \right]^{0.47} \right]$
Traslación horizontal $e_x$	$\left[ 1 + 0.15 \left[ \frac{2D}{L} \right]^{0.5} \right] \left[ 1 + 0.52 \left[ \frac{\left( D - \frac{d}{2} \right) 16(L + B)d}{LB^2} d \right]^{0.47} \right]$
Rotación $e_{ox}$	$1 + 2.52 \frac{d}{B} \left[ 1 + \frac{2d}{B} \left[ \frac{d}{D} \right]^{-0.20} \left[ \frac{B}{L} \right]^{0.5} \right]$
Rotación $e_{oy}$	$1 + 0.92 \left[ \frac{2d}{L} \right]^{0.6} \left[ 1.5 + \left[ \frac{2d}{L} \right]^{1.9} \left[ \frac{B}{L} \right]^{-0.6} \right]$

Fuente: Adaptado de ATC-40 (1,996)

#### 2.1.14 Interacción Inercial

La interacción inercial se refiere a los desplazamientos y rotaciones en el nivel de la base de una estructura que resultan de fuerzas impulsadas por la inercia, como el cortante y el momento de la base. Los desplazamientos y rotaciones inerciales pueden ser una fuente significativa de flexibilidad y disipación de energía en el sistema de estructura del suelo.

La función de impedancia que vincula el tratamiento la rigidez dinámica y el amortiguamiento, provisiones NEHRP, En función impedancia se encuentra prevista en este paper, el tratamiento de la rigidez dinámica basado en dos criterios de kausel y gazetas, dos filosóficas similares.

Procedimiento.

- a) Calcular rigidez Estática traslaciones y rotacionales.
- b) Determinar el Factor de corrección por empotramiento o embebido.
- c) Determinar los Coeficientes de Modificadores de rigidez dinámica



- d) Determinar los Coeficientes de Modificadores de amortiguamiento por radiación.
- e) Multiplicar los coeficientes de Modificadores por el respectivo valor de rigidez obtenidos en el paso uno debidamente afectado por el factor de corrección para determinar La función de impedancia la rigidez dinámica y el amortiguamiento.

Por lo regular Los métodos se enfocan en sistemas de un solo grado de libertad, pero pueden extrapolarse a sistemas de múltiples grados de libertad con un primer modo dominante.

Las funciones de impedancia representan la rigidez dependiente de la frecuencia y las características de amortiguación de la interacción suelo-cimiento. Las soluciones clásicas para la función de impedancia de valor complejo se pueden escribir como (Luco y Westman, 1971; Veletsos y Wei, 1971).

Para el análisis en el dominio del tiempo, generalmente se selecciona una sola frecuencia con el fin de evaluar los coeficientes del resorte de cimentación y del punto de control que dependen de  $\omega_0$ . Esto puede tomarse como la frecuencia correspondiente al período asociado con la respuesta dominante de la estructura. En la mayoría de los casos, este será el período de base flexible del primer modo.

Tabla No 19 Valuación de velocidad de onda de corte y Módulo cortante reducido por varias clases de sitio y amplitud (ASCE, 2010; FEMA, 2009)

Clase de Sitio	Factor de reducción Vs			Factor de Reducción (G/Go)		
	S <sub>DS/2.5</sub>			S <sub>DS/2.5</sub>		
	≤0.1	0.4	≥0.8	≤0.1	0.4	≥0.8
A	1	1	1	1	1	1
B	1	0.97	0.95	1	0.95	0.9
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.6
D	0.95	0.71	0.32	0.90	0.5	0.1
E	0.77	0.22	*	0.6	0.05	*
F	*	*	*	*	*	*

\*debe ser evaluado de un análisis de sitio.

Fuente: ASCE/SEI 7-10

La tabla No. 20 enumera expresiones para la rigidez de la cimentación estática,  $K_j$ , para tres grados de libertad de traslación y tres de rotación para una cimentación rectangular rígida ubicada en la superficie del suelo. Estas ecuaciones son similares para Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis et al. (2006).

El empotramiento de cimientos debajo de la superficie del suelo aumenta la rigidez estática de los cimientos. Los factores,  $\eta_j$ , para aumentar  $K_j$  por los efectos del empotramiento se proporcionan en la Tabla No. 21. Las ecuaciones de Pais y Kausel (1988) se utilizan con mayor frecuencia en la práctica. Las ecuaciones de Gazetas (1991) y Mylonakis et al. (2006) son más generales y dan cuenta de los efectos de empotramiento que resultan del espacio entre el suelo y las paredes laterales de los cimientos.

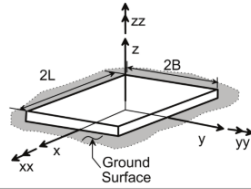
Las ecuaciones para los modificadores de rigidez dinámica,  $\alpha_j$ , y las relaciones de amortiguación de radiación,  $\beta_j$ , para zapatas rígidas ubicadas en la superficie del suelo se proporcionan en la Tabla No. 22. Los modificadores de rigidez dinámica y las relaciones de amortiguación de radiación para zapatas empotradas se proporcionan en la Tabla No. 23.

(Hsu, 1988)Tabla No. 20 Soluciones elásticas para rigideces estáticas de base rígidas en la superficie del suelo

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 3.1 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$K_{z, sur} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left( \frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	$K_{y, sur} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$K_{x, sur} = K_{y, sur} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left( 1 - \frac{B}{L} \right)$
Torsion about z-axis	$K_{zz, sur} = GB^3 \left[ 4.25 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$	$K_{zz, sur} = GJ_t^{0.75} \left[ 4 + 11 \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.73 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$K_{yy, sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.2 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$K_{xx, sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[ 2.4 + 0.5 \left( \frac{B}{L} \right) \right]$

Notes:

Axes should be oriented such that  $L \geq B$ .  
 $I_t$  = area moment of inertia of soil-foundation contact,  
 $i$  denotes which axis to take the surface around.  
 $J_t = I_x + I_y$  polar moment of inertia of soil-foundation contact surface.  
 $G$  = shear modulus (reduced for large strain effects, e.g., Table 2-1).



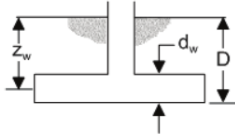
Fuente: National Institute of Standards and Technology –NIST- (2,012)

Tabla No. 21 Factores de corrección de empotramiento para la rigidez estática de la base rígida

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$\eta_z = \left[ 1.0 + \left( 0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_z = \left[ 1 + \frac{D}{21B} \left( 1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{A_w}{4BL} \right)^{2.13} \right]$
Translation along y-axis	$\eta_y = \left[ 1.0 + \left( 0.33 + \frac{1.34}{1+L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_y = \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[ 1 + 0.52 \left( \frac{z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Translation along x-axis	$\eta_x \approx \eta_y$	Same equation as for $\eta_y$ , but $A_w$ term changes for $B \neq L$
Torsion about z-axis	$\eta_{zz} = \left[ 1 + \left( 1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$	$\eta_{zz} = 1 + 1.4 \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{d_w}{B} \right)^{0.9}$
Rocking about y-axis	$\eta_{yy} = \left[ 1.0 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{yy} = 1 + 0.92 \left( \frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[ 1.5 + \left( \frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left( \frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right]$
Rocking about x-axis	$\eta_{xx} = \left[ 1.0 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{xx} = 1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left[ 1 + \frac{d_w}{B} \left( \frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$

Notes:

$d_w$  = height of effective side wall contact (may be less than total foundation height)  
 $z_w$  = depth to centroid of effective sidewall contact  
 $A_w$  = sidewall-solid contact area, for constant effective contact height,  $d_w$  along perimeter.  
 For each degree of freedom, calculate  $K_{emb} = \eta K_{sur}$   
 Coupling Terms:  $K_{emb,zz} = \left( \frac{D}{3} \right) K_{emb,x}$   
 $K_{emb,yy} = \left( \frac{D}{3} \right) K_{emb,y}$



Fuente: National Institute of Standards and Technology –NIST- (2,012)

Tabla No. 22 Modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguación de radiación para una base rígida

Degree of Freedom	Surface Stiffness Modifiers	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\alpha_z = 1.0 - \frac{\left[ \frac{0.4 + \frac{0.2}{L/B}}{10} a_0^2 \right]}{\left[ \frac{10}{1+3(L/B-1)} + a_0^2 \right]}$	$\beta_z = \left[ \frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\alpha_y = 1.0$	$\beta_y = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\alpha_x = 1.0$	$\beta_x = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\alpha_{zz} = 1.0 - \frac{\left[ \frac{0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1}}{0.8} a_0^2 \right]}{\left[ \frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)} + a_0^2 \right]}$	$\beta_{zz} = \left[ \frac{(4/3)[(L/B)^3 + (L/B)] a_0^2}{(K_{zz,emb}/GB^3) \left[ \frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rocking about y-axis	$\alpha_{yy} = 1.0 - \frac{\left[ \frac{0.55 a_0^2}{0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}} \right]}{\left[ \frac{0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}}{1+1.75(L/B-1)} + a_0^2 \right]}$	$\beta_{yy} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{(K_{yy,emb}/GB^3) \left[ \frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rocking about x-axis	$\alpha_{xx} = 1.0 - \frac{\left[ \frac{0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1}}{2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}} a_0^2 \right]}{\left[ \frac{2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}}{1+1.75(L/B-1)} + a_0^2 \right]}$	$\beta_{xx} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B) a_0^2}{(K_{xx,emb}/GB^3) \left[ \frac{2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}}{1+1.75(L/B-1)} + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

Notes: Orient axes such that  $L \geq B$ .  
Soil hysteretic damping,  $\beta_s$ , is additive to foundation radiation damping,  $\beta$ .  
 $a_0 = \omega B / V_s$ ;  $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$ ;  $\nu \leq 2.5$

Fuente: National Institute of Standards and Technology –NIST-(2,012)

Tabla No. 23 Modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguación de radiación para zapatas empotradas

Degree of Freedom	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[ \frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1+L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\beta_y = \left[ \frac{4[L/B + (D/B)(1+\psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\beta_x = \left[ \frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = \left[ \frac{(4/3)[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3 + (L/B)] a_0^2}{\left( \frac{K_{zz,emb}}{GB^3} \right) \left[ \frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = \left[ \frac{(4/3) \left[ \frac{L}{B} \right] \left[ \frac{D}{B} \right] + \psi \left[ \frac{D}{B} \right] \left[ \frac{L}{B} \right] + \left[ \frac{D}{B} \right]^3 + 3 \left[ \frac{D}{B} \right] \left[ \frac{L}{B} \right]^2 + \psi \left[ \frac{L}{B} \right]^3}{\left( \frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right) \left[ \frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} + a_0^2 \right]} a_0^2 + \left[ \frac{4}{3} \right] \left[ \frac{L}{B} + \psi \right] \left[ \frac{D}{B} \right]^3}{\left( \frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = \left[ \frac{(4/3) \left[ \frac{D}{B} \right] + \left[ \frac{D}{B} \right]^3 + \psi \left[ \frac{L}{B} \right] \left[ \frac{D}{B} \right]^3 + 3 \left[ \frac{D}{B} \right] \left[ \frac{L}{B} \right] + \psi \left[ \frac{L}{B} \right]^3}{\left( \frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right) \left[ \frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} + a_0^2 \right]} a_0^2 + \left[ \frac{4}{3} \right] \left[ \psi \frac{L}{B} + 1 \right] \left[ \frac{D}{B} \right]^3}{\left( \frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

Notes: Soil hysteretic damping,  $\beta_s$ , is additive to foundation radiation damping,  $\beta$ .  
 $\alpha_{emb} = \alpha_{static}$ ; from Table 2-3a  
 $a_0 = \omega B / V_s$ ;  $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$ ;  $\nu \leq 2.5$

Fuente: National Institute of Standards and Technology- NIST- (2,012)

### **2.1.15 Método ATC-40 vs Función de impedancia.**

El Método de ATC-40 nos da Soluciones estáticas ISE da coeficientes de rigidez y factor de empotramiento, que se recomienda insumo para evidenciar el fenómeno de ISE, con el parámetro de rigidez en la base de nuestra cimentación, se coloca el resorte en la base de nuestra cimentación.

Las tablas para cimentaciones rígidas para obtener la rigidez, factores de embebidos o empotramiento, son coeficientes de rigidez elásticos de naturaleza pseudoestático, que pueden ser aplicados para soluciones dinámicas, para estructura convencionales, el Método ATC-40 no toma en consideración el amortiguamiento.

Por lo regular si la estructura tiene características regulares y si el terreno no manifiesta grandes procesos de degradación de rigidez, sin embargo, si se tiene un sistema de cimentación complejo y se tiene el suelo con características de rigidez que evidencien un proceso de degradación de rigidez mucho más importante, con variaciones de la rigidez y amortiguamiento en el dominio de la frecuencia se recomienda utilizar la función de impedancia.

Las soluciones clásicas de función de impedancia, como las que se presentaron en las anteriores tablas, se aplican estrictamente a las fundaciones rígidas.

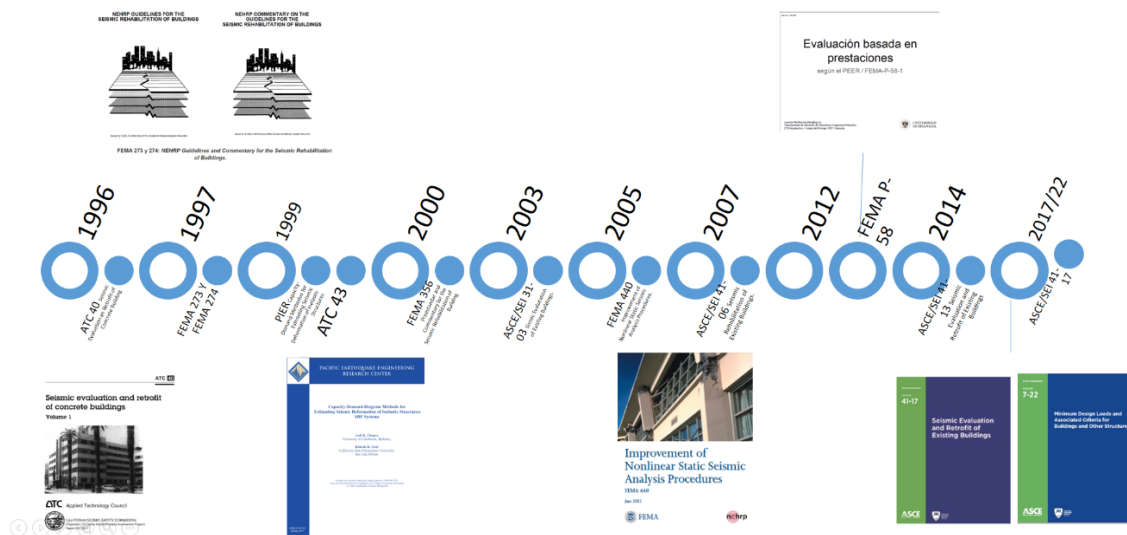
### **2.1.16 Los análisis estáticos no lineales**

Son métodos simplificados de análisis inelásticos, que ayudan a entender en forma aproximada el comportamiento de la estructura cuando se excede su capacidad elástica. El desempeño de las estructuras, depende de su capacidad de resistir una demanda sísmica. Por ello los procedimientos de análisis no lineales simplificados como el método espectro

capacidad, requiere determinar tres elementos primarios: Capacidad, Demanda y desempeño.

La evolución del análisis no lineal se puede simplificar en la siguiente figura, iniciando con el ATC-40, de las cuales han surgido pequeñas modificaciones que se mantiene el concepto inicial, si bien existen otras de referencia se pueden mencionar las siguientes como las más importantes desde el año que surgió el ATC-40 a la fecha actual (1996-2022) como se puede apreciar en la siguiente figura.

Figura No. 13. Evolución de normas internacionales en el análisis no lineal.



Fuente: propia.

El ATC 43 se refiere a la aplicación de las recomendaciones del FEMA 306, 307 y 308, las tuvieron modificaciones y han sido incorporadas por el ASCE en sus diferentes ediciones, en el año de 1999 se presenta el Método de Demanda Capacidad basado en espectro Inelástico de diseño Anil K. Chopra que se tomará como referencia en el presente trabajo con algunos criterios del ASCE y la norma de AGIES.

A nivel de la república de Guatemala se presenta a continuación la reglamentación existente en cuanto a la recomendación de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y

Sísmica –AGIES-, se da énfasis a los últimos años en donde se aprecia la evaluación de estructuras.

Figura No. 14. Evolución de normas nacional en el análisis no lineal.



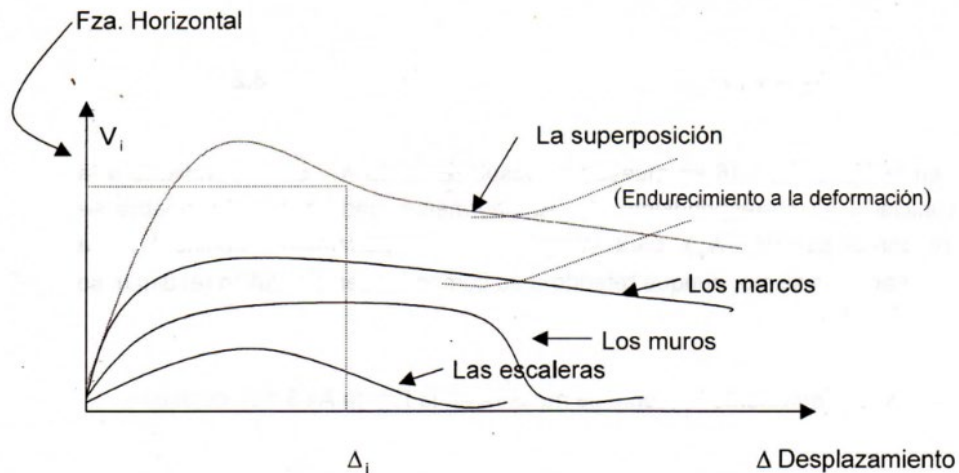
Fuente: propia.

Es necesario mencionar que tanto las normas internacionales como la nacional para la república de Guatemala se encuentran en constante actualización de parámetros o modificaciones.

Las escaleras del módulo “G” están desligadas del sistema de entrepiso, que están ligadas a un muro, el comportamiento de la escalera es arriostrar a muro, pero que eso dentro del muro no genera problema, se espera que no se cierre la separación existente, ya que los muros al final si se ligan al entrepiso moviéndose en forma paralela a la estructura principal teniendo como resultado el no cierre de la separación, en todo caso de darse el cierre de la separación se considera que la contribución o aportación será muy poca como se muestra en la siguiente figura.

El análisis de las estructuras se puede realizar en función de los miembros estructurales a considerar, a continuación, se presenta una aproximación de los diferentes comportamientos de una estructura idealizada, en donde intervienen los diferentes componentes de la misma.

Figura No. 15. Idealización de la contribución de los componentes de una estructura.



Fuente: Martínez Marquez, 1999.

Se considera que las escaleras tienen un sistema flexible que le permite mayor deformación al tener un descanso que de la misma manera descansa sobre un muro.

En caso de muros el comportamiento se considera independiente de la estructura principal, provocando que se cierre el espacio existente entre muros y marcos.

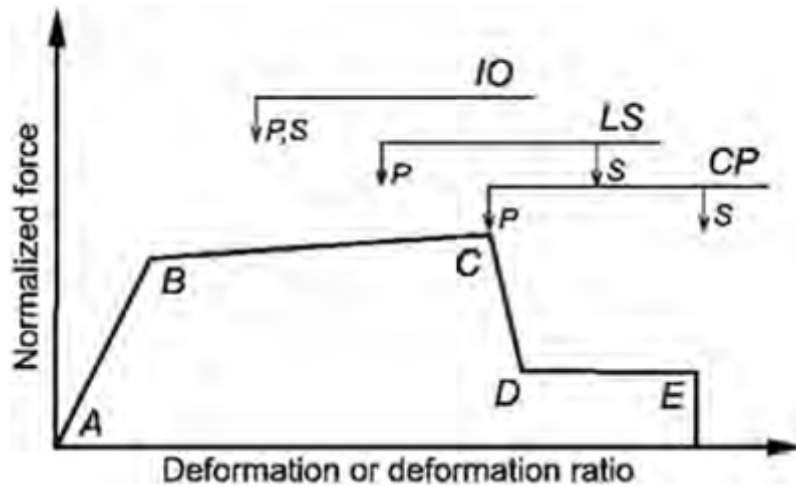
### 2.1.17 Criterios de aceptación.

Para los criterios de aceptación en el presente trabajo las acciones controladas por deformación utilizadas en procedimientos no lineales serán las deformaciones correspondientes a los siguientes puntos de las curvas señalados por ASCE/SEI 41-17.

- Ocupación inmediata (IO). La deformación en la que se produjo el daño visible y permanente en los experimentos, pero no superior a 0.67 veces el límite de deformaciones para la seguridad vida.
- Seguridad de la vida (LS). 0.75 veces las deformaciones en el punto C en las curvas.
- Prevención de colapso (CP). Las deformaciones en el punto C en las curvas, pero no mayores de 0.75 veces las deformaciones en el punto E.



Figura No. 16 Ilustración de los criterios de aceptación.



Fuente: ASCE/SEI 41-17

### 2.1.18 Evaluación del Punto de desempeño

Dentro de los puntos de verificación del análisis no Lineal se pueden considerar los siguientes.

- a) Ubicación de los Puntos de desempeño y los criterios de aceptación
- b) Cortante en los elementos en el punto de desempeño.
- c) Derivas en cada piso en punto de desempeño.
- d) Nivel de desempeño en cada rotula.
- e) Deformaciones unitarias máximas en los materiales.
  - o Considerando deformación del concreto  $<0.02$
  - o Deformación del acero principal  $0.6 \epsilon_{su} < 0.05$

En el presente trabajo de tesis se ha desarrollado los anteriores con la intención de tener un mejor panorama del comportamiento de la estructura tanto a nivel global como a nivel local.

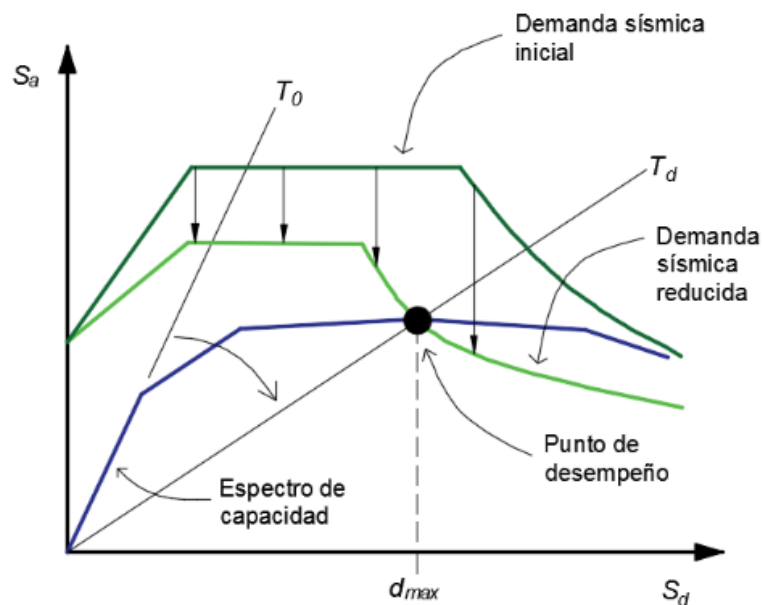
## 2.2 Método del Espectro de Capacidad (ATC-40)

Propuesto por Freeman (1975) y definido dentro del documento ATC-40, este método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura

cuando se aplica fuerzas laterales o movimientos sísmicos. Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido. Con esta representación gráfica se hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

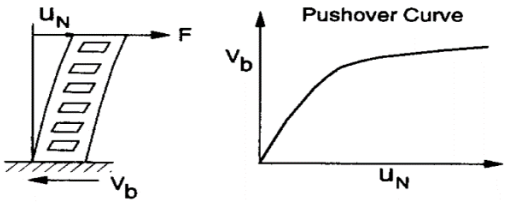
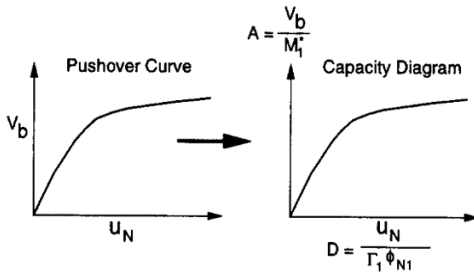
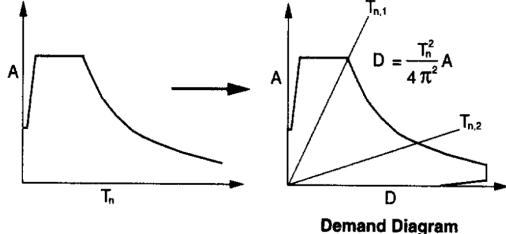
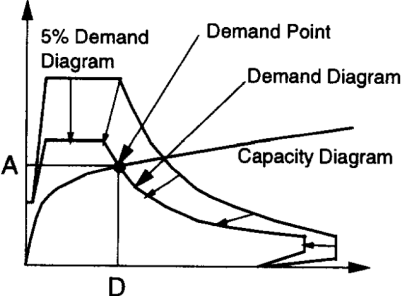
El método del espectro de capacidad, consta de la aplicación de un Push-Over o análisis estático no lineal para representar la capacidad de la estructura de resistir carga lateral, la representación de la demanda en términos de desplazamiento de la estructura bajo la acción sísmica, y la verificación del desempeño adecuado al comparar la capacidad de la estructura versus la demanda sísmica.

Figura No. 17 Representación gráfica del método del Espectro de Capacidad.



Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996)

Tabla No. 24 Método espectro capacidad.

No.	Descripción	Figura
1	<p>Desarrolle la relación entre el cortante en la base, <math>V_b</math> y el desplazamiento del techo (piso Nth piso), comúnmente conocida como curva de Push-Over.</p>	
2	<p>Convierta la curva de Push-over en un diagrama de capacidad.</p> $\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2} \quad M_1^* = \frac{\left( \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1} \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2}$ <p>y <math>m</math> = masa concentrada en el j-ésimo nivel del piso, <math>\phi_{j1}</math> es el j-ésimo elemento del piso del modo fundamental <math>\Phi_1</math>, <math>N</math> es el número de pisos y <math>M_1^*</math>; es la masa modal efectiva para el modo de vibración fundamental.</p>	
3	<p>Convierta el espectro de respuesta elástica (o diseño) de la pseudoaceleración estándar, <math>A</math>, en función al período natural, <math>T_n</math>, al formato <math>A</math>-<math>D</math>, donde <math>D</math> es la ordenada del espectro de deformación, para obtener el diagrama de demanda.</p>	
4	<p>Trace el diagrama de demanda y el diagrama de capacidad juntos y determine la demanda de desplazamiento. En este paso están involucrados análisis dinámicos de una secuencia de sistemas lineales equivalentes con valores actualizados sucesivamente del período de vibración natural, <math>T</math>, <math>q</math>, y amortiguamiento viscoso equivalente,</p>	

Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996)

En softwares como el programa de ETABS, SAP2000 se encuentra ya incluido el método a través de los lineamientos dados por el FEMA 440, en el presente trabajo no se desarrollará este método.

### 2.3 Método de los Coeficientes de Desplazamiento (FEMA 356, ASCE 41-13/17)

El método de coeficiente de desplazamiento descrito en FEMA-356, ASCE 41-13/17 es un método aproximado que proporciona un cálculo numérico directo de la máxima demanda global de desplazamiento de estructuras. La demanda de desplazamiento inelástico ( $\delta_i$ ), se calcula mediante la modificación la demanda de desplazamiento elástico con una serie factores de modificaciones de desplazamiento.

Es necesario utilizar una representación bilineal de la curva de capacidad en el procedimiento.

Después la construcción de la curva bilineal, el período fundamental efectivo ( $T_e$ ) de la estructura es calculado usando la siguiente Ecuación.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde

$T_e$ : periodo fundamental efectivo (segundos)

$T_i$ : periodo elástico fundamental en la dirección considerada.

$K_i$ : Rigidez lateral elástica inicial de la estructura en la dirección considerada.

$K_e$ : Rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada.

El desplazamiento objetivo ( $\delta_i$ ), se calcula modificando el desplazamiento espectral de un sistema de varios grados de libertad (SDOF) equivalente utilizando los coeficientes que se muestran a continuación.

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde

$C_o$ : factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral y el probable desplazamiento del techo de la estructura. Se utiliza el primer factor de participación modal a nivel del techo.

$C_1$ : factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con Desplazamientos calculados para respuesta elástica lineal.

$C_2$ : factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis en el máximo respuesta al desplazamiento, el coeficiente  $C_2$  debe tomarse como la unidad en el elástico rango y debe tomar el valor especificado para el nivel de rendimiento considerado en el rango inelástico para fines de evaluación del desempeño sísmico.

$C_3$ : factor de modificación para representar el aumento de los desplazamientos debido a efectos de segundo orden.

$S_a$ : aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo de la estructura.

$T_e$ : período fundamental efectivo de la estructura.

En este método, se pueden obtener diferentes desplazamientos del objetivo para diferentes sísmicos.

En softwares como el programa de ETABS, SAP2000 se encuentra ya incluido el método a través de los lineamientos dados por el ASCE 41-13 o ASCE 41-17 en el presente trabajo no se desarrollará este método.

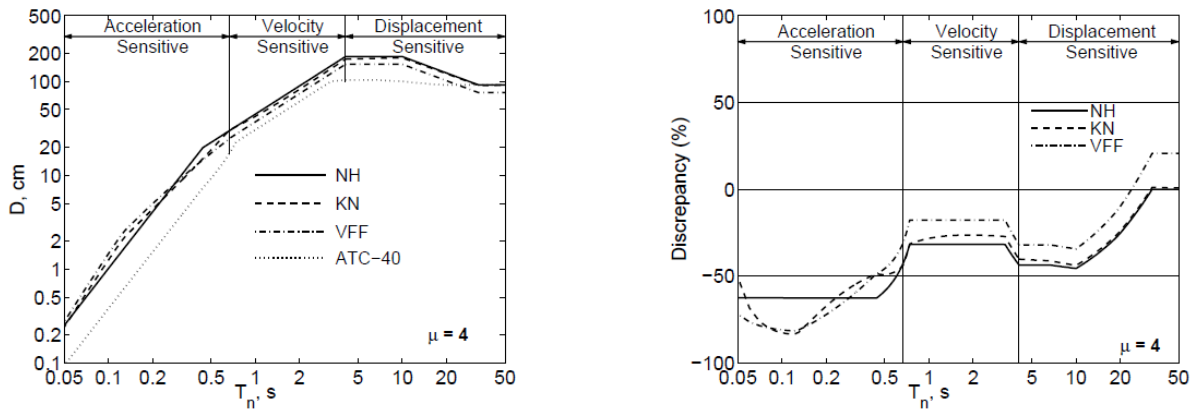
## 2.4 Método de Demanda Capacidad basado en espectro Inelástico de diseño.

Este método fue desarrollado por Anil K. Chopra, and Rakesh K. Goel, en el año 1999, en el paper denominado “Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems”, presenta un método mejorado de diagrama de demanda de capacidad que utiliza el conocido espectro de diseño de ductilidad constante para estimar la deformación sísmica del sistema equivalente de un grado de libertad en representación de la estructura de varios de grados de libertad.

Las estimaciones de deformación por el método ATC-40, según lo determinado por Chopra y Goel (1999), se comparan a partir de espectros de diseño inelásticos. En relación con estos valores de "referencia", el porcentaje de discrepancia en el resultado aproximado permiten las siguientes observaciones.

El procedimiento aproximado del ATC-40 conduce a una discrepancia significativa, excepto por períodos muy largos ( $T_n > T_f$ ). La magnitud de esta discrepancia depende de la ductilidad del diseño y la región del período. En la región sensible a la aceleración ( $T_n < T_c$ ) y la región sensible al desplazamiento ( $T_d < T_n < T_f$ ), el procedimiento aproximado subestima significativamente la deformación; la discrepancia aumenta al aumentar  $\mu$ . En la región sensible a la velocidad ( $T_c < T_n < T_d$ ), el procedimiento ATC-40 subestima significativamente la deformación para  $\mu = 2$  y 4, pero lo sobreestima para  $\mu = 8$  y es coincidentemente exacto para  $\mu = 6$ .

Figura No. 18 Comparación de deformaciones calculadas por ATC-40 y el procedimiento del espectro de diseño inelástico Newmark and Hall (1982).



Fuente: Chopra y Goel (1999)

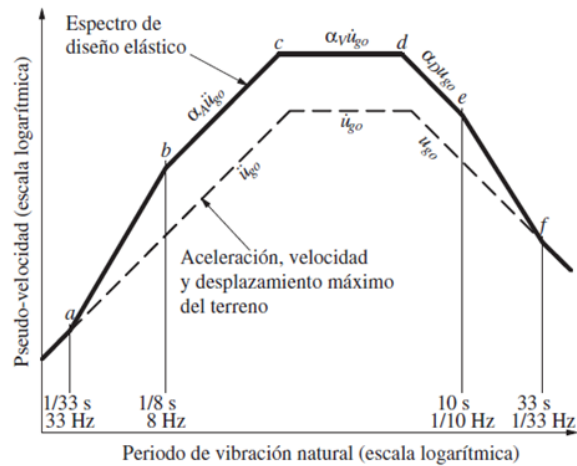
#### 2.4.1 Espectro de diseño de ductilidad constante

Los espectros de respuesta inelástica para varios niveles de ductilidad pueden ser desarrollado a partir del espectro de respuesta elástica utilizando las relaciones  $R_y-\mu-T_n$  de Newmark y Hall, Nassar y Krawinkler, Vidic, Fajfar y Fischinger, quienes sugirieron diferentes relaciones  $R_y-\mu-T_n$ . Sin embargo, en el presente trabajo de tesis se utiliza el propuesto por Newmark presentado en el libro de dinámica estructural de Chopra.

Un espectro de diseño de ductilidad constante se establece dividiendo el espectro de diseño elástico por los factores de reducción dependientes de la ductilidad apropiados que dependen de  $T_n$ , Estos factores de reducción  $R_y$  son la base para la elaboración de espectros de diseño inelásticos.

Se inicia con el espectro de diseño elástico propuesto por Newmark y se considera relaciones  $R_y-\mu$  para regiones espectrales sensibles a la aceleración, la velocidad y el desplazamiento, el espectro de diseño inelástico construido por el procedimiento descrito en Chopra (1995, Sección 7.10), se muestra en la siguiente figura.

Figura No. 19 Construcción de espectro inelástico de diseño.



Fuente: Dinámica de estructuras (Chopra 1995).

El método de Chopra utiliza los diagramas Demanda-Capacidad al aproximar y determinar las deformaciones máximas del sistema inelástico es lo que conocemos como punto de desempeño.

Al analizar la curva demanda-capacidad utilizando la metodología dada por Chopra, El punto de la curva demanda capacidad, en donde se iguala la ductilidad que estoy demandando contra la ductilidad del espectro reducido del terremoto que se está analizando, si las dos ductilidades son iguales ese será el punto de desempeño.

En otras palabras, para el método de Chopra de ductilidad constante el punto de desempeño se determina de la siguiente manera: Se Calcula el valor de ductilidad en la intersección del espectro de capacidad y cada espectro de demanda ( $u_m/u_y$ ). Cuando la ductilidad calculada coincide con la ductilidad del espectro de demanda que se cruza, este punto de intersección será el punto de desempeño, se la siguiente figura se muestra ejemplo de lo descrito anteriormente.



#### 2.4.2 Determinación de la Demanda.

Método para la determinación de la capacidad espectral basado en el método de capacidad espectral se utilizan espectros inelásticos de ductilidad constante expresado en gráficos  $S_a$  - $S_d$  conforme al siguiente procedimiento según el colegio Federado de Ingenieros y de arquitectos de Costa Rica, a continuación, se describe.

- a) Se calculan los espectros inelásticos de aceleraciones para ductilidad constante  $\mu$   $S_a$  para cada ductilidad global en base al espectro elástico de la norma.
- b) Los valores del espectro inelástico de desplazamientos para ductilidad Constante,  $S_d$ , correspondientes a cada Valor  $S_a$  de los espectros inelásticos de aceleraciones, se calculan mediante la ecuación siguiente

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \mu$$

Donde.

$S_d$  =Valores correspondientes al espectro inelástico de desplazamiento para un periodo,  $T$ , y una ductilidad global  $\mu$ .

$T$ = Periodo natural del sistema en consideración.

$\mu$ = Ductilidad global correspondiente a los valores espectrales  $S_a$  y  $S_d$ .

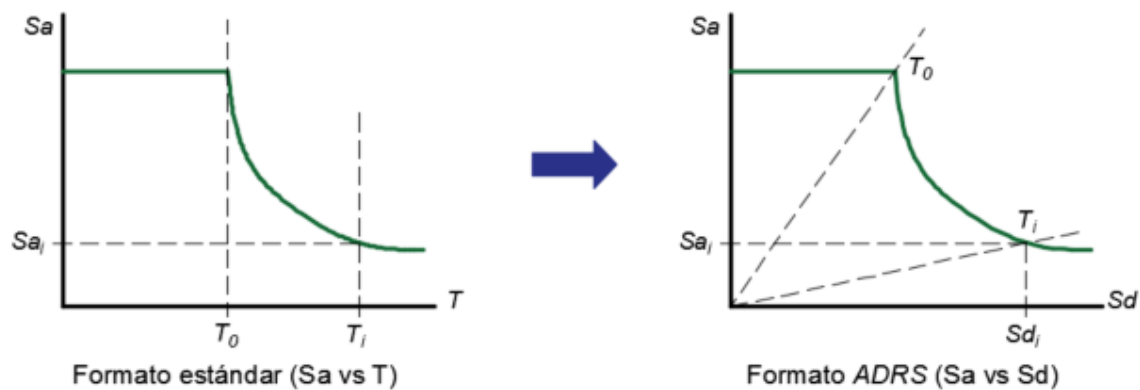
- c) Con los valores de  $S_a$  y sus correspondientes  $S_d$  así calculados, se grafican los espectros inelásticos de ductilidad constante en coordenadas  $S_a$  y  $S_d$  para cada ductilidad  $\mu$ . De esta manera, se obtiene la familia de espectros de ductilidad constante  $S_a$ - $S_d$  correspondientes a la zona sísmica y al sitio de cimentación de la edificación.

### 2.4.2.1 Conversión de espectro de respuesta

El espectro de respuesta que representa la demanda, también debe ser graficado en formato ADRS. Para convertir un espectro de respuesta estándar de valores  $S_{ai}$ ,  $T_i$  a un formato equivalente  $S_{di}$ ,  $Sd_i$ , se debe determinar cada desplazamiento espectral  $Sd_i$  para cada  $T_i$  con la siguiente ecuación:

Figura No. 20 Conversión de Espectro  $S_a$  vs  $T_a$  coordenadas espectrales.

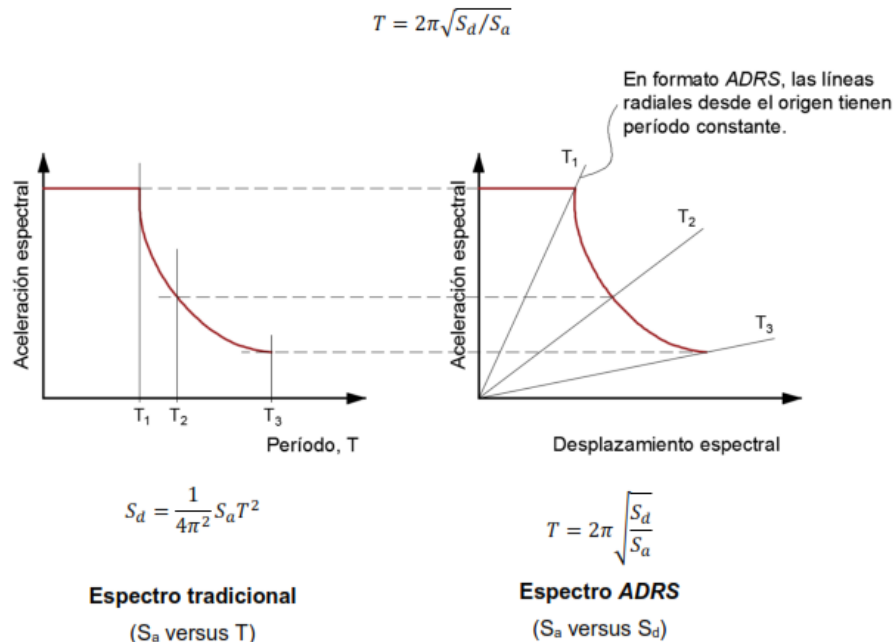
$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad ; \quad \text{Desplazamiento espectral } i \text{ para cada valor de período } T_i \text{ y aceleración espectral } S_{ai}.$$



Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996)

Se muestra en la figura a continuación, la correspondencia entre gráficas del espectro de respuesta en formato estándar y en formato ADRS. Nótese como en este último, las líneas rectas que parten desde el origen tienen valores de período constantes.

Figura No. 21 de Formulas aplicadas en la conversión de Sa vs T a formato ADRS



Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996).

### 2.4.3 Determinación de Curva Capacidad.

La Capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. El procedimiento Push-Over (análisis no lineal), permite determinar esa capacidad de la estructura más allá de rango elástico. Utiliza una serie de análisis elásticos secuencial, que luego son superpuestos para aproximar un diagrama de fuerza – desplazamiento.

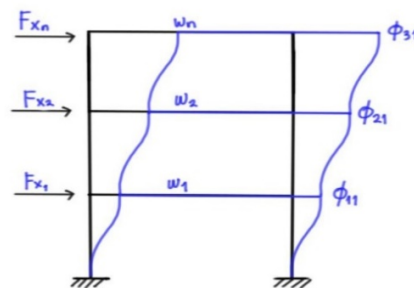
En otras palabras, La curva de capacidad Push-Over cuantifica de manera aproximada, el comportamiento de estructuras luego de exceder su límite elástico. Esto se logra al registrar el corte en la base y el desplazamiento en el techo producto de la aplicación progresiva de un determinado patrón de cargas laterales.

Esta curva se construye para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basándose en que el modo fundamental de vibración corresponde al modo predominante en su respuesta.

Esto es válido generalmente para edificaciones con período fundamental sobre un segundo. En el caso de estructuras más flexibles o irregulares, debe tomarse en cuenta los efectos en la respuesta producto de la contribución de modos de vibración superiores.

- a) Crear un modelo computarizado de la estructura, en el que se representen las características de su comportamiento, incluyendo distribución de masa, resistencia, rigidez, y capacidad de deformación, a través de los desplazamientos locales y globales, de acuerdo a lo descrito anteriormente. Se deben tomar en cuenta las cargas gravitacionales.
- b) Clasificar cada componente en el modelo como primario o secundario, de acuerdo a su capacidad de resistir carga lateral. Los componentes primarios conforman los componentes del sistema resistente a cargas laterales de la estructura. Todos los demás componentes son clasificados como secundarios.
- c) Aplicar fuerzas laterales a cada nivel de piso de la edificación, en proporción al producto de la masa y la forma modal del modo fundamental (modo 1). Este análisis también debe incluir cargas gravitacionales. El procedimiento Push-Over, como su nombre lo indica, consiste en el proceso de empujar la estructura horizontalmente, con un patrón de cargas establecido, incrementalmente, hasta que alcance un estado límite.

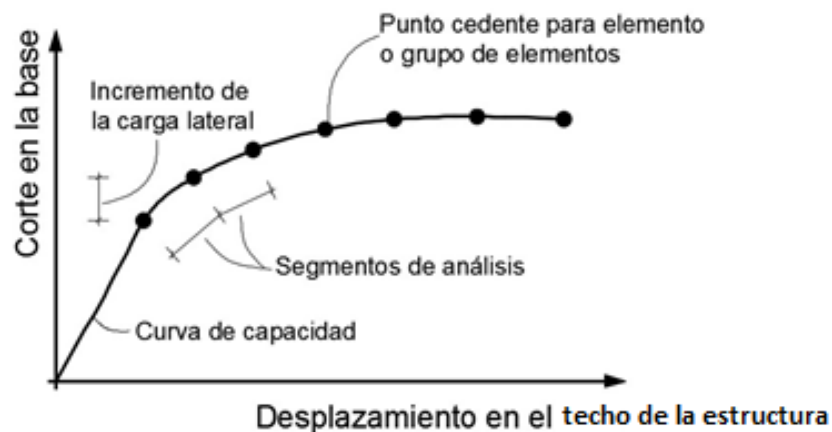
Figura No. 22 de aplicación de patrón de fuerzas.



Fuente: Elaboración propia.

- d) Calcular las fuerzas en los elementos bajo las combinaciones requeridas de cargas verticales y laterales.
- e) Registrar el corte en la base y el desplazamiento en el techo. También es útil registrar fuerzas y rotaciones en los miembros, ya que serán necesarios en el chequeo por desempeño.
- f) Revisar el modelo considerando la disminución o inexistencia de rigidez de los elementos que entraron en cedencia.
- g) Aplicar un nuevo incremento de carga lateral de tal manera de hacer entrar en cedencia a otro elemento o grupo de ellos.
- h) Añadir el incremento de carga lateral y el incremento correspondiente en el desplazamiento en el tope a los totales previos para obtener valores acumulados de corte basal y desplazamiento.
- i) Repetir los 3 últimos pasos hasta que la estructura alcance el colapso.

Figura No. 23 Curva de capacidad.

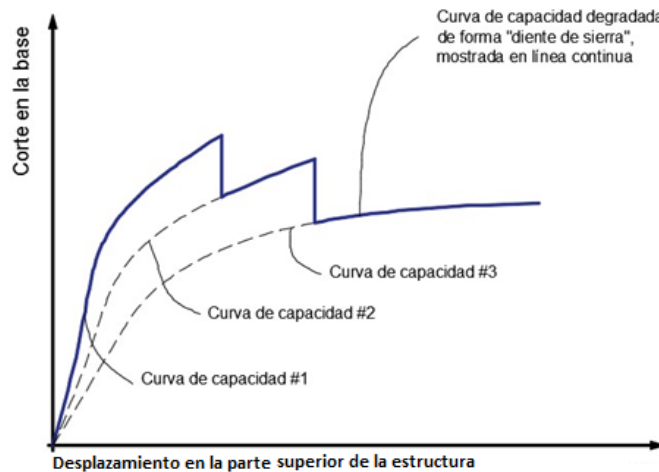


Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996).

- j) Modelar explícitamente la degradación de la resistencia. Si la carga incremental se detuvo en el paso 10 como resultado de haber alcanzado un grado de deformación, tal que haya degradado notablemente la resistencia de un elemento o grupo de

elementos, entonces debe eliminarse la rigidez que éstos aportan, y empezar de nuevo otra curva de capacidad, partiendo desde el paso número 3. Se deben crear tantas curvas como sean necesarias, para definir adecuadamente el proceso global de pérdida de resistencia. Finalmente, se debe graficar la curva de capacidad final, partiendo de la primera curva, luego haciendo la transición a la segunda en el punto correspondiente a la degradación inicial de resistencia, y continuar hasta el final. A continuación, se muestra cómo quedaría dicha curva, con forma de “diente de sierra”.

Figura No. 24 Curva de Capacidad típica de estructuras.



Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996).

### 2.4.3.1 Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad

Es necesario convertir la curva de capacidad, definida en términos de corte basal versus desplazamiento en el techo, a lo que se llama un espectro de capacidad, el cual es una representación de la curva de capacidad en un formato ADRS (Espectro de respuesta Aceleración-Desplazamiento)  $S_a$  versus  $S_d$ . Se logra mediante la aplicación de las siguientes ecuaciones, derivadas del estudio de la dinámica de estructuras:

Aceleración espectral: 
$$S_a = \frac{v/W}{\alpha_1}$$

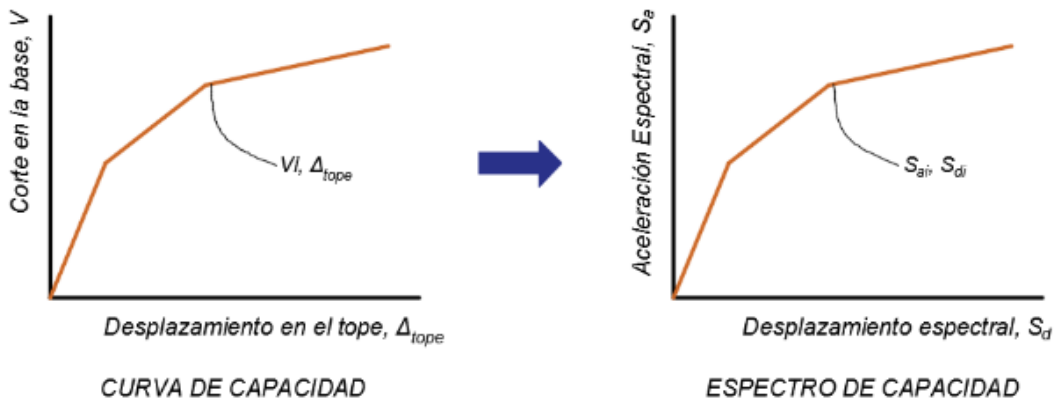
Desplazamiento espectral:  $S_d = \frac{\Delta_{\text{superior de la estructura}}}{PF_1 \phi_{\text{superior de la estructura},1}}$

Donde

Factor de participación sísmica del modo natural 1  $PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]}{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]}$

Coefficiente de masa modal para el modo natural 1  $\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i/g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]}$

Figura No. 25 Conversión de la curva de capacidad al espectro o diagrama de capacidad.



Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996).

### 2.4.3.2 Punto de desempeño.

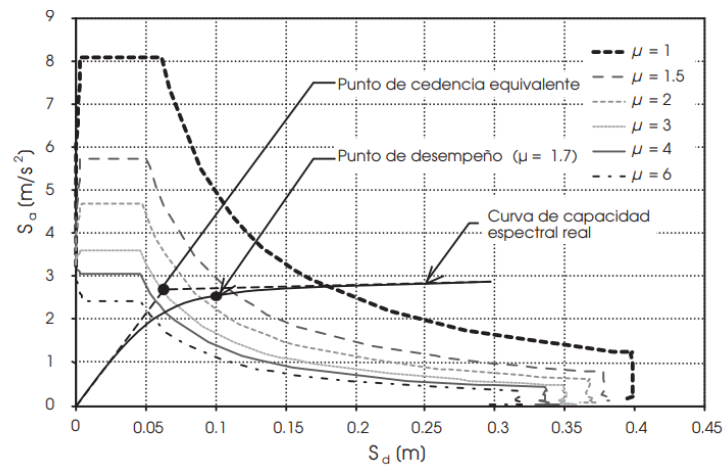
El método de Chopra utiliza los diagramas Demanda-Capacidad al aproximar y determinar las deformaciones máximas del sistema inelástico es lo que conocemos como punto de desempeño.

El desplazamiento de demanda en el espectro de capacidad es el punto donde ocurre igual ductilidad demandada  $\mu_o$  con la ductilidad utilizada para reducir el espectro, ese punto es llamado punto de desempeño.

Al analizar la curva demanda-capacidad utilizando la metodología dada por Chopra, El punto de la curva demanda capacidad, en donde se iguala la ductilidad que estoy demandando contra la ductilidad del espectro reducido del terremoto que se está analizando, si las dos ductilidades son iguales ese será el punto de desempeño.

En otras palabras, para el método de Chopra de ductilidad constante el punto de desempeño se determina de la siguiente manera: Se Calcula el valor de ductilidad en la intersección del espectro de capacidad y cada espectro de demanda ( $u_m/u_y$ ). Cuando la ductilidad calculada coincide con la ductilidad del espectro de demanda que se cruza, este punto de intersección será el punto de desempeño, se la siguiente figura se muestra ejemplo de lo descrito anteriormente.

Figura No. 26 Determinación grafica del punto de desempeño.



Fuente: Colegio federado de Ingenieros y de arquitectos de Costa Rica (2013)



### 3 REVISIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL MÓDULO “G”

#### 3.1 Introducción

Para la evaluación del Edificio del Módulo “G” se siguió los lineamientos expresados en el ATC-40 de la información requerida para realizar una evaluación sísmica detallada, cuando se tienen disponible los planos de la estructura y de forma complementaria se utilizaron algunos aspectos del ASCE 41-17 como los criterios de aceptación de desempeño.

Se cumplió con el mínimo de ensayos no destructivos en el edificio en el cual pide como mínimo 8 ensayos de estimación de resistencia del concreto y la localización y verificación de localización de refuerzo como mínimo el 10% de puntos críticos.

Tabla No. 25 Información requerida para una evaluación sísmica detallada cuando los planos de construcción originales están disponibles.

Descripción	Requerido		Observaciones del ATC -40
	SI	NO	
Cálculos estructurales		X	Podría ser muy útil
Sismicidad del sitio, propiedades geotécnicas		X	Útil pero no esencial
Reporte de cimentación		X	Útil pero no esencial
Informes de evaluación sísmica previos		X	Útil pero no esencial
Estudio de estado del edificio	X		
Modificaciones y evaluación de la construcción	X		
Camine por el dimensionamiento		X	La verificación puntual es apropiada
Evaluación no estructural	X		Identificar peligros de caídas, peso
Prueba de núcleo	X		Mínimo 2 por piso, 8 por edificio
Prueba de martillo de rebote	X		Mínimo 8 por piso, 16 por edificio
Pruebas de agregados	X		Cada núcleo
Ensayo de refuerzo		X	Opcional
Verificación de la ubicación del refuerzo	X		pachómetro 10% de ubicaciones críticas, 2 visuales de ubicaciones
Exploración no estructural	X		Verificar las condiciones de anclaje y arriostramiento de los componentes sensibles

Fuente: Fuente ATC-40 (1996)

En la anterior tabla indica lo mínimo requerido por el ATC-40, aunque la sismicidad del sitio, propiedades geotécnicas, las señala como no esenciales, actualmente estos datos son importantes y fundamentales para analizar cualquier estructura, en el presente estudio al no contar con memorias técnicas y estudios geotécnicos de la planificación original, se utilizó los resultados del estudio Geotécnico realizado recientemente por el Ing Gabriel Reyes a través a 6 metros de profundidad, que sirvió para caracterizar el tipo de suelo donde se encuentra la estructura, con sus correspondientes limitaciones debida a la poca profundidad.

### 3.2 Pruebas No destructivas

#### 3.3 Estimación de Resistencia del Concreto.

Dentro del estudio de campo se realizaron pruebas no destructivas al edificio modulo G, dentro de las cuales se encuentra la estimación de resistencia de Concreto a través de un esclerómetro la cual se describe a continuación.

La Metodología utilizada en la prueba no destructiva, fue siguiendo La Norma Técnica Guatemalteca COGUANOR NTG 41017 h11 “Método de ensayo: Determinación del número de rebote en Concreto endurecido”, Así también se ha considerado.

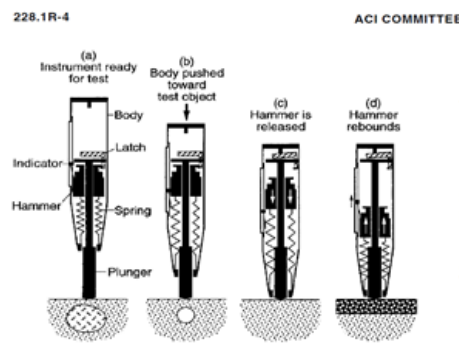
ASTM C805 (Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete)

UNE-EN-12504-2 (Ensayo de hormigón en estructuras.)

ACI 228.1 R-95 In-Place Methods to Estimate Concrete Strength

En la figura No. 22 se ilustra el funcionamiento del martillo de rebote

Figura No. 27 Operación de esclerómetro.



Fuente: ACI 228.1R-4

Un martillo de acero golpea con una predeterminada cantidad de energía a un émbolo de acero en contacto con la superficie del concreto y se mide la distancia de rebote del martillo.

### 3.4 Verificación y localización del refuerzo; Comprobación del recubrimiento de concreto.

Así también se comprobó la configuración del refuerzo de los planos de la estructura a través del ensayo del pachómetro el cual se describe a continuación:

El Pachómetro o escáner de diferentes tipos es utilizado para obtener la siguiente información de las estructuras de concreto:

- Localizar refuerzos o varillas de acero.
- Determinar la orientación del refuerzo o varilla.
- Determinar el diámetro del refuerzo o varilla.
- Determinar el espesor de la capa de recubrimiento.

En el mercado se encuentran una variedad de equipo para realizar ensayos no destructivos de pachómetro o escáner en el presente trabajo se utilizó el equipo Ferroskan HILTI modelo RV10, mostrado en la siguiente figura No. 23.

Figura No. 28 Equipo Ferroskan RV10 HILTI



Fuente: Elaboración propia

### 3.5 Estimación del tipo de suelo del Módulo “G”.

Para la estimación del tipo de suelo donde se encuentra el Módulo G, se utilizó los valores proporcionados por el estudio de suelos realizado alrededor del edificio de la empresa del Ing. Gabriel Reyes.

Para estimar la onda de corte se procedió a correlacionar los resultados obtenidos de dos sondeos realizados, a continuación, se presentan las fórmulas estimadas por varios autores para estimar la velocidad de corte.

$$V_s = 80.6N^{0.331} \quad (\text{Imai, 1977}).$$

$$V_s = 100.5N^{0.29} \quad (\text{Sykora \& Stokoe, 1983})$$

$$V_s = 100.5N^{0.29} \quad (\text{Sykora \& Stokoe, 1983})$$

$$V_s = 57.4N^{0.49} \quad (\text{Lee, 1990})$$

$$V_s = 145(N_{60})^{0.178} \quad (\text{Pitilakis et al., 1999})$$

Tabla No. 26 Estimación de Velocidad de Corte Terreno "G" Sondeo No.1

Estrato	inicio (pies)	Final (pies)	No. Golpes	$N_{60}$	$V_s$ (m/s) Imai 1977	$V_s$ (m/s) Sykora & Stokoe 1983	$V_s$ (m/s) Lee 1990	$V_s$ (m/s) Pitilakis et al 1999	Promedio (m/s)	$V_s$ promedio por estrato (m/s)	Espesor (m)	Tiempo (s)
1	0	2	9	7.76	167	190	168	209	184	195	1.2	0.00616
2	2	4	13	11.21	188	211	202	223	206			
3	4	6	14	12.08	193	216	209	226	211	217	1.8	0.00842
4	6	8	17	14.66	206	229	230	234	225			
5	8	10	15	12.94	198	220	216	229	216			
6	10	12	17	14.66	206	229	230	234	225	282	3	0.0106
7	12	14	24	20.7	231	253	272	249	251			
8	14	16	29	25.01	246	267	299	257	267			
9	16	18	41	35.36	276	295	354	274	300			
10	18	20	75	64.69	336	352	476	305	367			
Promedio			25	22							6.0	0.0252

Fuente Elaboración propia.

Velocidad de corte con datos del SPT del sondeo No. 1 promedio (m/s) 239

Tabla No. 27 Estimación de Velocidad de Corte Terreno Módulo "G" Sondeo No.2.

Estrato	inicio	Final	No. Golpes	N <sub>60</sub>	Imai 1977	Sykora & Stokoe 1983	Lee 1990	Pitilakis et al 1999	Promedio	Velocidad promedio por estrato	Espesor (m)	Tiempo (s)
1	0	2	13	7.76	188	211	202	209	203	214	1.2	0.00561
2	2	4	18	11.21	210	232	237	223	225			
3	4	6	18	12.08	210	232	237	226	226			
4	6	8	16	14.66	202	225	223	234	221	214	1.8	0.00856
5	8	10	10	12.94	173	196	177	229	194			
6	10	12	13	14.66	188	211	202	234	209	282	3	0.0107
7	12	14	11	20.7	178	201	186	249	204			
8	14	16	33	25.01	256	277	318	257	277			
9	16	18	66	35.36	323	339	447	274	345			
10	18	20	79	64.69	342	357	488	305	373			
Promedio			28	22							6.0	0.0248

Fuente: Elaboración propia.

Velocidad de corte con datos del SPT del sondeo No. 2 promedio (m/s) 243

Tabla No. 28 Clasificación del tipo de suelo.

Clase de suelo	Nombre Perfil de suelo	Propiedades promedio en los primeros 30 metros		
		Velocidad de onda de corte, $v_s$ (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, N	Resistencia al corte del suelo no drenado (Kpa)
A	Roca dura	$v_s > 1524$	N/A	N/A
B	Roca	$762 < v_s \leq 1524$	N/A	N/A
C	Suelo denso y roca suave	$366 < v_s \leq 762$	$N > 50$	$S_v \geq 13790$
D	Perfil de suelo rígido	$183 < v_s \leq 366$	$15 < N \leq 50$	$6895 < S_v \leq 13790$
E	Perfil de suelo suave	$v_s < 183$	$N < 15$	$S_v < 6895$

Fuente: Adaptación AGIES.

En base a los resultados obtenidos en las tablas anteriores se definió el suelo Tipo D, en virtud de la velocidad de onda de corte  $v_s$  (m/s) obtenido en los sondeos realizados en terreno del Módulo "G"

### 3.6 Resultados de pruebas no destructivas.

Los diámetros y áreas del acero de refuerzo utilizados en el modelo para los diferentes miembros estructurales, tiene como base los planos proporcionados del Módulo “G” y la confirmación obtenida en cantidad y arreglo generadas por el escáner en los puntos muestreados, en el anexo se presentan fotografías de las configuraciones y arreglos del acero de refuerzo encontrados en las pruebas del pachómetro en diferentes miembros estructurales.

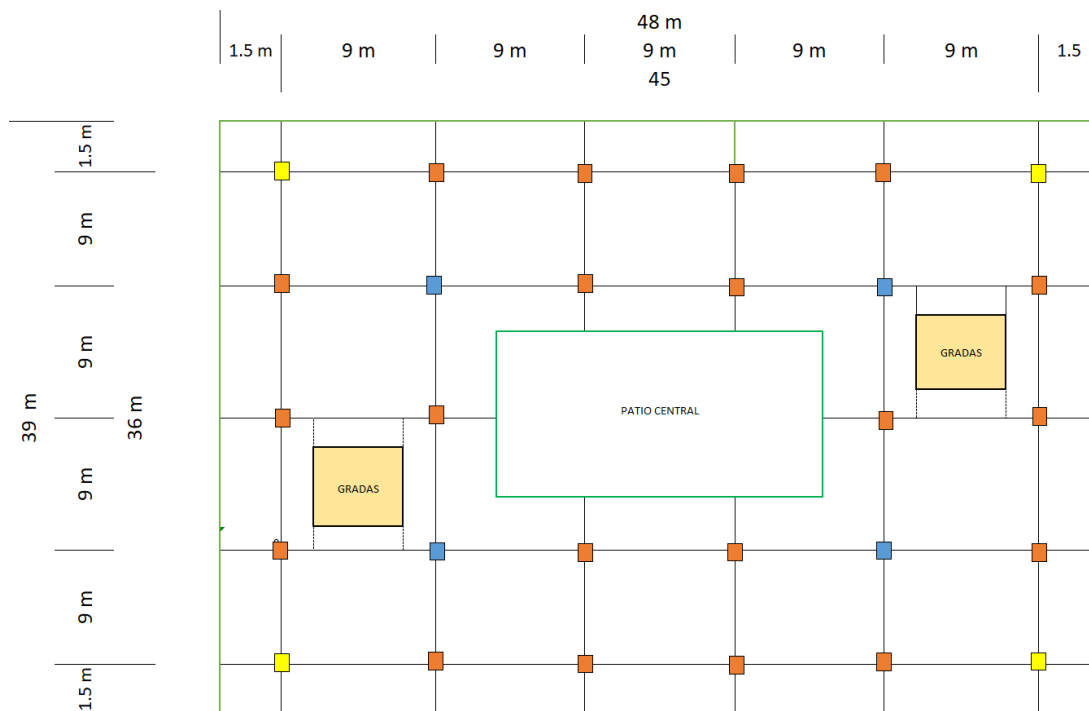
En cuanto a la estimación e resistencia del concreto a través del esclerómetro en el modelo se utilizó de forma conservadora un valor de  $f_c$  igual a 4,000 PSI, expresada en los planos obtenidos, como refuerzo grado 60.

### 3.7 Análisis de la Estructura

#### 3.7.1 Configuración del Módulo “G”

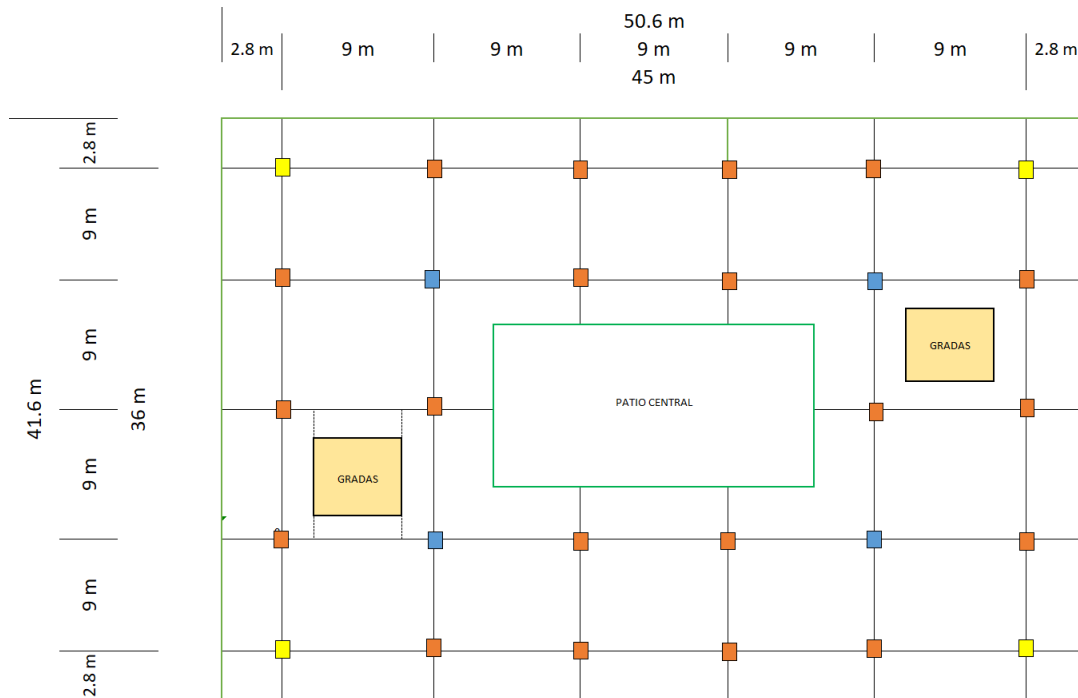
En las siguientes figuras Nos. 24 y 25 se presenta la geometría del edificio Módulo “G”.

Figura No. 29 Planta de 1er Nivel Módulo “G”



Fuente: Planos del Módulo “G” CUNOC.

Figura No. 30 Planta de 2do y 3er Nivel Módulo “G”



Fuente: Planos del Módulo “G” CUNOC.

Se presenta el área de piso, como las diferentes cargas a las cuales está sujeta el edificio del Módulo G.

Tabla No. 29 Área de Módulo “G”

Área de losa del edificio			Área de patio			Altura del edificio		
1er nivel	1,603	m <sup>2</sup>	Estructura metálica	486	m <sup>2</sup>	h1 (m)		h2 (m)
2do nivel	1,766	m <sup>2</sup>				Desplante	0.60	1.4
3er nivel	1,840	m <sup>2</sup>				1er nivel	3.55	3.55
suma	5,209	m <sup>2</sup>	suma	486	m <sup>2</sup>	2do nivel	3.55	3.55
						3er nivel	3.55	3.55
						suma	11.25	12.05

Fuente: Planos del Módulo “G” CUNOC.

Tabla No. 30 Cargas a ser utilizadas en el análisis del Módulo “G”

En función del nivel de ocupación se han estimado las cargas vivas prevaletientes en el edificio.

Tipo de carga	Cantidad	unidad
Carga Viva Aulas	100	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Pasillos	250	kg/m <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 31 Tipo de muros, acabados y pesos unitarios del Módulo “G”

Se realizó el Metrado de la sobrecarga muerta de los muros del edificio a continuación se presenta los resultados

Ubicación	Identificación muro	Peso Unitario	unidad
1er Nivel	SM1	213	kgf/m
1er Nivel	SM2	195	kgf/m
1er Nivel	SM3	165	kgf/m
2do nivel y 3er nivel	SM7	490	kgf/m
2do nivel y 3er nivel	SM8	513	kgf/m
2do y 3er Nivel	SM9	288	kgf/m
3er Nivel	Cenefa SCEA	183	kgf/m
2do Nivel	Cenefa SCEA	305	kgf/m
1er Nivel	Cenefa SCEA	244	kgf/m
3er Nivel	Cenefa SCEB	122	kgf/m
2do Nivel	Cenefa SCEB	244	kgf/m
1er Nivel	Cenefa SCEB	244	kgf/m
3er Nivel	Cenefa SCEC	117	kgf/m
2do Nivel	Cenefa SCEC	317	kgf/m
1er Nivel	Cenefa SCEC	355	kgf/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 32 Metrado de cargas del Módulo “G”

Descripción	Peso Propio (Tonnes)	Sobrecarga piso SC (Tonnes)	Sobrecarga C Muros (Tonnes)	Carga Muerta (Tonnes)	Carga Viva Aulas (Tonnes)	Carga Viva Pasillos (Tonnes)	Carga Viva (Tonnes)	Carga Total (Tonnes)
1er Nivel	1,245.4	168.4	136.2	1,550.0	133.1	62.8	195.9	1,745.9
2do Nivel	1,307.6	185.5	200.2	1,693.3	149.4	62.8	212.2	1,905.4
3er Nivel	1,288.3	165.6	27.9	1,481.8			0.0	1,481.8
Total	3,841.2	519.4	364.4	4,725.0	282.4	125.6	408.1	5,133.1

Fuente: Elaboración propia



A continuación, se presenta el peso sísmico del edificio considerando la carga muerta más el 25% de la carga viva.

Tabla No. 33 Peso sísmico del Módulo “G”

Descripción	Combinación	Peso	Masa	Unidad
1er Nivel	PP+SC+25%CV	1,598.94	162.99	T-s <sup>2</sup> /m
2do Nivel	PP+SC+25%CV	1,746.31	178.01	T-s <sup>2</sup> /m
3er Nivel	PP+SC	1,481.77	151.05	T-s <sup>2</sup> /m
	<b>Peso Sísmico</b>	<b>4,827.01</b>	<b>492</b>	<b>T-s<sup>2</sup>/m</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 34 Tipos de Elementos de Cimentaciones y Columnas del Módulo “G”

Descripción		TIPO	Z1	Z2	Z3	Total
Cimentación	Zapatas Aisladas	3	4	20	4	28
	Sección (m)		4.5X4.5	4X4	3.75X3.75	
	Espesor (m)		0.60 a 0.9	0.60 a 0.85	0.6 a 0.85	
Descripción		TIPO	C1	C2	C3	Total
Miembros Verticales columnas	Columnas	3	4	20	4	28
	Sección (m)		0.70 x 0.70	0.70 x 0.70	0.70 x 0.70	
	Altura entre piso		3.55	3.55	3.55	

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 35 Tipos y ubicación de Elementos de horizontales Vigas del Módulo “G”

Descripción	Tipo	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V1A	V1B	VP	Total
Miembros horizontales	Vigas	13													
	Ancho		0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.25	
	Altura		0.70	0.75	0.75	0.65	0.75	0.70	0.70	0.75	0.65	0.60	0.60	0.60	0.45
	1er Nivel		√	√	√	√	√					√	√	√	
	2do Nivel		√	√	√	√	√					√	√	√	
	3er Nivel							√	√	√	√	√			
	Tramos de vigas		28	28	24	24	24	14	14	12	12	12	8	8	78

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 36 Tipo de Vigas y refuerzo longitudinal existente en vigas del Módulo “G”

1	V-1 30X70 cm	6	V-4 30X65 cm
	Refuerzo superior		Refuerzo superior
	6 No. 7 23.28 cm <sup>2</sup>		2 No. 7 7.76 cm <sup>2</sup>
	Refuerzo inferior		4 No. 8 20.28 cm <sup>2</sup>
	2 No. 7 7.76 cm <sup>2</sup>		Refuerzo inferior
	2 No. 5 3.96 cm <sup>2</sup>		4 No. 7 15.52 cm <sup>2</sup>
2	V-6 30X70 cm	7	V-9 30X65cm
	Refuerzo superior		Refuerzo superior
	4 No. 7 15.52 cm <sup>2</sup>		4 No. 7 15.52 cm <sup>2</sup>
	Refuerzo inferior		Refuerzo inferior
	2 No. 7 7.76 cm <sup>2</sup>		2 No. 7 7.76 cm <sup>2</sup>
3	V-7 30X70 cm	8	V-10 30X65 cm
	Refuerzo superior		Refuerzo superior
	4 No. 6 11.40 cm <sup>2</sup>		6 No. 7 23.28 cm <sup>2</sup>
	2 No. 7 7.76 cm <sup>2</sup>		
	Refuerzo inferior		Refuerzo inferior
	2 No. 5 3.96 cm <sup>2</sup>		2 No. 5 3.96 cm <sup>2</sup>
	2 No. 7 7.76 cm <sup>2</sup>		2 No. 7 7.76 cm <sup>2</sup>
4	V-2 30X75 cm	9	V-5 30X75 cm
	Refuerzo superior		Refuerzo superior
	6 No. 8 30.42 cm <sup>2</sup>		6 No. 8 30.42 cm <sup>2</sup>
	Refuerzo inferior		Refuerzo inferior
	4 No. 7 15.52 cm <sup>2</sup>		4 No. 7 15.52 cm <sup>2</sup>
5	V-3 30X75 cm	10	V-8 30X75 cm
	Refuerzo superior		Refuerzo superior
	6 No. 8 30.42 cm <sup>2</sup>		6 No. 8 30.42 cm <sup>2</sup>
	Refuerzo inferior		Refuerzo inferior
	2 No. 8 10.14 cm <sup>2</sup>		4 No. 7 15.516 cm <sup>2</sup>
	2 No. 6 5.7 cm <sup>2</sup>		

Fuente: Elaboración propia.

El Refuerzo en área de confinamiento de vigas un estribo No. 3 a cada 0.10 m.

Tabla No. 37 Tipo, cantidad de refuerzo longitudinal existente en columnas del Módulo “G”

Tipo	Dimensiones	Refuerzo Longitudinal				
		Cantidad	Varilla		área	
C1	0.7x0.7 m	8	No	9	63.52	cm <sup>2</sup>
		8	No	8	40.56	cm <sup>2</sup>
C2	0.7x0.7 m	8	No	7	31.03	cm <sup>2</sup>
		8	No	8	40.56	cm <sup>2</sup>
C3	0.7x0.7 m	8	No	7	31.03	cm <sup>2</sup>
		8	No	6	22.8	cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia.

Refuerzo transversal en área de confinamiento de columnas está conformado por un estribo No. 4 cuadrado, un estribo colocado en forma de diamante No. 4 y 4 eslabones No. 3 todo colocado a cada 0.10 m. en los extremos

### 3.7.2 Modelo Matemático.

Es necesario mencionar que se ha definido un modelo matemático a utilizar en el presente trabajo de investigación, un modelo de la estructura principal (losa-vigas-columnas-cimentación), el Módulo “G” tiene muros que se encuentran separados al igual que las gradas o escaleras se encuentran separadas a la estructura principal razón por la cual se ha dejado fuera del análisis y que al final dependiendo de los resultados se retomaran dichas estructuras no principales en las recomendaciones.

En general, debido a la naturaleza no lineal de las iteraciones, no es apropiado llevar a cabo de manera independiente, el análisis de la estructura ante cargas gravitacionales y laterales, para luego superponerlos. Las cargas gravitacionales deben aplicarse al modelo numérico, y mantenerse al aplicar progresivamente la carga lateral.

- a) No deben aplicarse factores de mayoración a las cargas gravitacionales; debe considerarse el peso propio, más un porcentaje apropiado probable de la carga variable, según recomendaciones de la normativa correspondiente.
- b) La carga lateral debe aplicarse de manera incremental, para registrar el desarrollo del mecanismo inelástico.
- c) Debe considerarse el efecto de la carga gravitacional sobre la estructura cuando actúan las cargas laterales, esto es, el efecto llamado P- $\Delta$ .
- d) El modelo analítico debe representar todos los componentes existentes y nuevos que tengan influencia en la masa, resistencia, rigidez y deformación de la estructura, en o cercano al punto de desempeño.
- e) Se define como elemento, la porción vertical u horizontal de la estructura que actúa al resistir carga vertical o lateral: en este caso son pórticos resistentes a momento. Los elementos horizontales son frecuentemente los diafragmas de concreto. Los elementos, están formados por componentes: vigas, losas, columnas, nudos/juntas, segmentos de muros.

### 3.7.3 Análisis sísmico de la Estructura norma AGIES

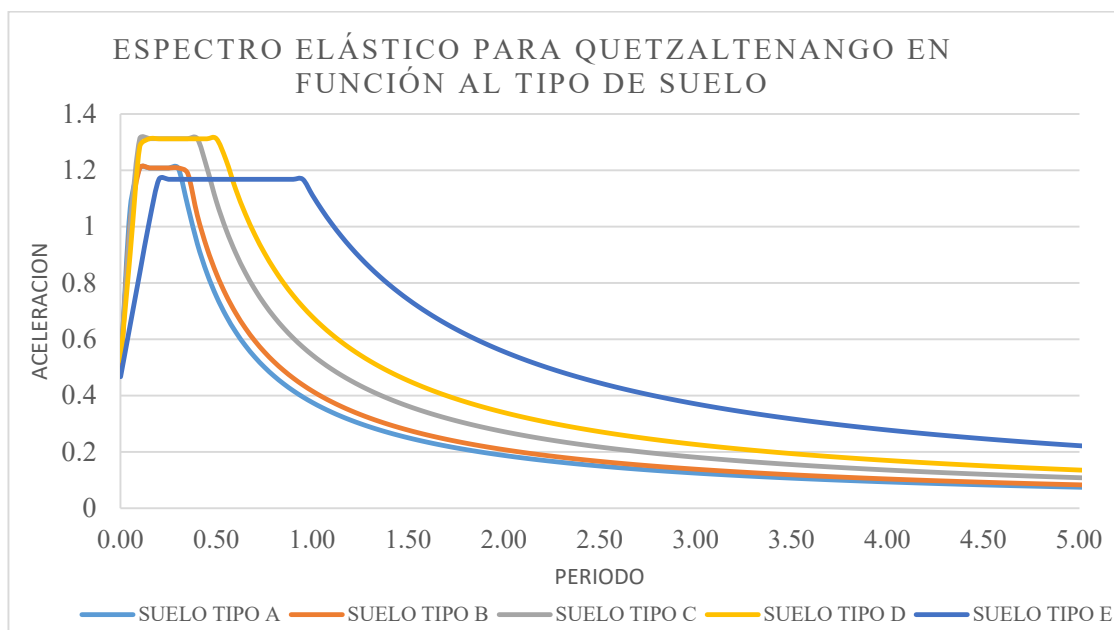
Tabla No. 38 Amenaza Sísmica y velocidad del Viento para Quetzaltenango

Municipio	Departamento	I <sub>o</sub>	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C		
			S <sub>cr</sub>	S <sub>1r</sub>	T <sub>L</sub>	S <sub>cr</sub>	S <sub>1r</sub>	T <sub>L</sub>	S <sub>cr</sub>	S <sub>1r</sub>	T <sub>L</sub>
Quetzaltenango	Quetzaltenango	4.1	1.51	0.47	2.59	1.51	0.52	2.56	1.64	0.68	2.68

Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento
S <sub>cr</sub>	S <sub>1r</sub>	T <sub>L</sub>	S <sub>cr</sub>	S <sub>1r</sub>	T <sub>L</sub>	S <sub>cr</sub>	S <sub>1r</sub>	T <sub>L</sub>	S <sub>cr</sub>	S <sub>1r</sub>	T <sub>L</sub>	km/h
1.64	0.85	3.65	1.46	1.39	3.9	1.64	0.85	3.65	1.46	1.39	3.9	100

Fuente: AGIES (2020)

Figura No. 31 Espectro Elástico para Quetzaltenango en función al tipo de suelo.



Fuente: Adaptación AGIES.

#### 3.7.4 Base flexible

Para el modelo realizado para el presente trabajo se consideró lo señalado por el ATC-40 en cuanto al comportamiento de la estructura con base flexible o Interacción suelo estructura –ISE-, se realizó un análisis de sensibilidad con lo recomendado por ATC-40 y por el NIST GCR 12-917-21 para base flexible, así también se consideró la sección agrietada con referencia a lo señalado con ATC-40 y AGIES, se procedió a calcular el periodo de la estructura, las fórmulas utilizadas para el cálculo de los factores y rigideces para los tres tipos de zapatas del edificio del Módulo G ya se presentaron en el marco teórico a continuación se presentan los resultados que se introdujeron en el programa ETABS para los diferentes escenarios, en el anexo 11.2 y 11.3 se presenta paso a paso las fórmulas y cálculos obtenidos para la zapata No.1 –Z1-.

En el anexo 11.2 se adjunta un procedimiento como ejemplo del cálculo seguido para determinar los factores de rigidez de las zapatas del Módulo “G”, a continuación, se presentan los resultados obtenidos para los tres tipos de la zapata del módulo.

Tabla No. 39 Factor de rigidez Zapatas Módulo “G” ATC-40

Parámetro de rigidez	Z1	Z2	Z3
Traslación vertical, $k_z$ (kgf/m)	7.85E10 <sup>7</sup>	6.541E10 <sup>7</sup>	6.977E10 <sup>7</sup>
Traslación horizontal $k_y$ (kgf/m)	6.407E10 <sup>7</sup>	5.34E10 <sup>7</sup>	5.695E10 <sup>7</sup>
Traslación horizontal $k_x$ (kgf/m)	6.407E10 <sup>7</sup>	5.34E10 <sup>7</sup>	5.695E10 <sup>7</sup>
Rotación en torno al eje x $k_{ox}$ (kgf-m/rad)	3.15E10 <sup>8</sup>	1.823E10 <sup>8</sup>	2.212E10 <sup>8</sup>
Rotación en torno al eje y $k_{oy}$ (kgf-m/rad)	3.258E10 <sup>8</sup>	1.886E10 <sup>8</sup>	2.288E10 <sup>8</sup>

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 40 Factor de empotramiento de rigidez Zapatas Módulo G ATC-40

Parámetro de rigidez	Z1	Z2	Z3
Traslación vertical, $e_z$	1.225	1.245	1.233
Traslación horizontal $e_y$	1.789	1.853	1.827
Traslación horizontal $e_x$	1.789	1.853	1.827
Rotación $e_{ox}$	1.446	1.517	1.448
Rotación $e_{oy}$	1.688	1.753	1.691

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 41 Rigidez Zapatas Módulo “G” ATC-40

Rigidez	Z1	Z2	Z3
$K_z$ (kgf/m)	96128654	86866317	80682102
$K_y$ (kgf/m)	114608886	105528568	97577329
$K_x$ (kgf/m)	114608886	105528568	97577329
$K_{yy}$ (kgf-m/rad)	549826612.5	401224321.2	318846540.7
$K_{xx}$ (kgf-m/rad)	455544178	335533948	263990206

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 42 Rigidez Zapatas Módulo “G” NIST GCR 12-917-21

Rigidez	Z1	Z2	Z3
$K_z$ (kgf/m)	113647434.4	103137696.3	96745296.7
$K_y$ (kgf/m)	117838703.5	108136140.3	101453246.2
$K_x$ (kgf/m)	117838703.5	108136140.3	101453246.2
$K_{zz}$ (kgf-m/rad)	1537993986.1	1141023938.5	941799225.2
$K_{yy}$ (kgf-m/rad)	848671678.7	645403542.8	532963641.3
$K_{xx}$ (kgf-m/rad)	6789373429.6	5163228342.3	4263709130.3

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 43 Rigidez Zapatas Módulo “G” NIST GCR 12-917-21

Amortiguamiento	Z1	Z2	Z3
$C_z$ (kgf/m)	3314743.87	2834683.66	2561123
$C_y$ (kgf/m)	3231985.4	2817226.98	2550022.95
$C_x$ (kgf/m)	3231985.4	2817226.98	2550022.95
$C_{zz}$ (kgf-m/rad)	17340317.07	12846904.42	10597408.54
$C_{yy}$ (kgf-m/rad)	10828418.06	8291057.84	6793111.24
$C_{xx}$ (kgf-m/rad)	77485607.52	58982965.33	48653655.55

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 44 Resultados de periodos de la estructura en función del tipo de apoyo

No.	Brazo Rígido	Sección Bruta	Base Empotrada		Base flexible			
			Sección Agrietada		Sección Agrietada ATC-40		Sección Agrietada AGIES	
			ATC-40	AGIES	ATC-40	NIST	ATC-40	NIST
1	1	0.520	0.65	0.68	0.68	0.67	0.71	0.70
2	0.75	0.540	0.67	0.70	0.70	0.70	0.73	0.72
3	0.50	0.560	0.70	0.72	0.72	0.72	0.75	0.74
4	0.0	0.590	0.73	0.76	0.77	0.76	0.79	0.79

Fuente: Elaboración propia.

De la anterior tabla se ha seleccionado el modelo que tiene base flexible, brazo rígido de los elementos 0.75, y sección agrietada de AGIES, este modelo es el que se utilizará para el cálculo de la capacidad de la estructura del Módulo “G” el cual se considera que reflejará el comportamiento de la estructura.

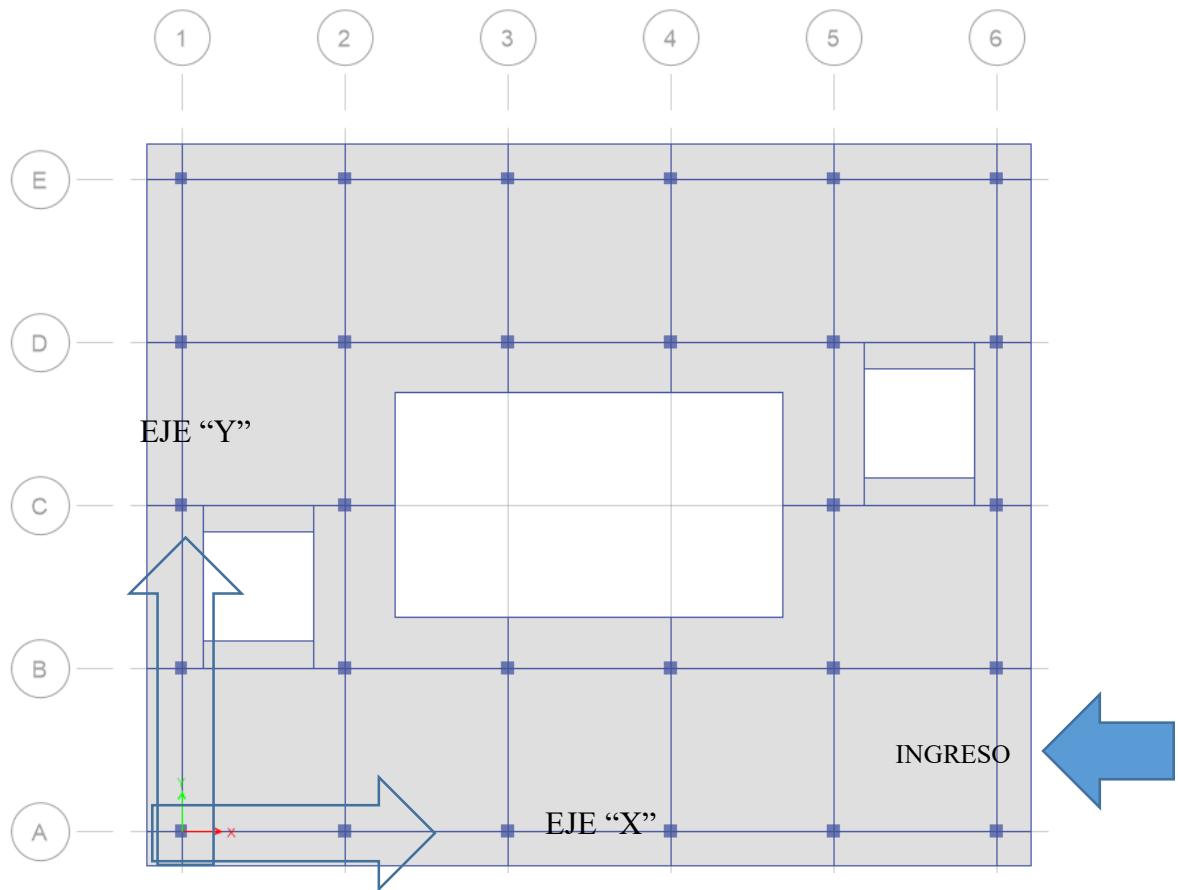
Tabla No. 45 Combinaciones de carga según AGIES para análisis lineal

Tipo	Combinación	Abreviatura
Carga de gravedad		
	1.4M	CR1
	1.2M+1.6V+0.5(V <sub>t</sub> o bien P <sub>L</sub> o bien A <sub>R</sub> )	CR2
	1.2M+V+1.6(V <sub>t</sub> o bien P <sub>L</sub> o bien A <sub>R</sub> )	CR3
Carga de sismo		
	1.2M+V+S <sub>vd</sub> ±S <sub>hd</sub>	CR4
	0.9M-S <sub>vd</sub> ±S <sub>hd</sub>	CR5

Fuente: Adaptación de AGIES NSE 2

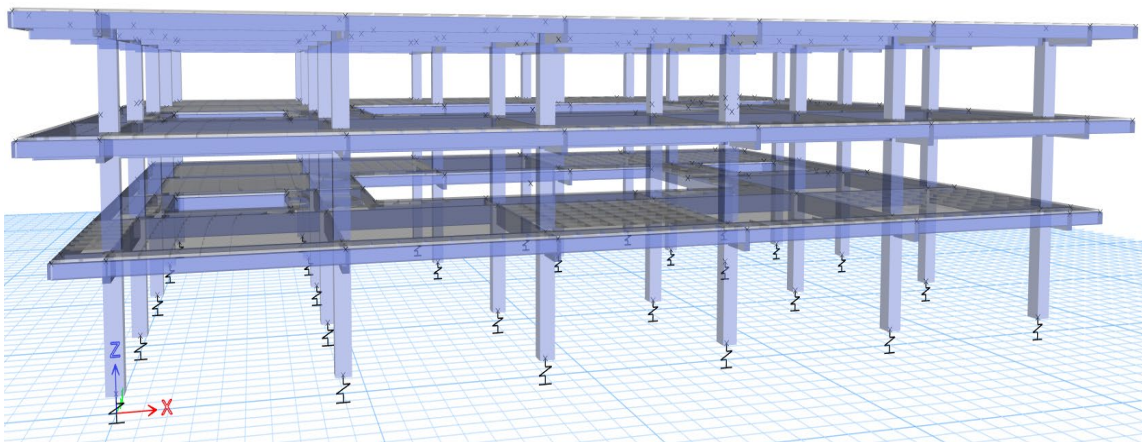
En las siguientes figuras se presenta la planta y elevación del modelo en CSI Etabs, con el modelo ya definido, se presenta los primeros resultados del programa CSI Etabs, que muestra periodo y relaciones de masa, para proceder a realizar el chequeo de derivas en según lo normado por AGIES para el eje “X” y “Y”.

Figura No. 32 Planta de Modelo ETABS del Módulo “G”



Fuente Elaboración propia.

Figura No. 33 Elevación de Modelo ETABS del Módulo “G” con base flexible



Fuente Elaboración propia.



Tabla No. 46 Relaciones de masa de participación modal, modelo del Módulo “G” eje X

Case	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	0.737	0.0119	0.811	0	0.0119	0.811	0
Modal	2	0.708	0.6138	0.0436	0	0.6257	0.8546	0
Modal	3	0.688	0.2518	0.017	0	0.8775	0.8715	0
Modal	4	0.195	0.0006	0.0936	0	0.8781	0.9651	0
Modal	5	0.191	0.0788	0.0019	0	0.9569	0.967	0
Modal	6	0.185	0.0128	0.0018	0	0.9697	0.9687	0
Modal	7	0.087	0.0001	0.0162	0	0.9698	0.9849	0
Modal	8	0.086	0.0145	0.0002	0	0.9843	0.9851	0
Modal	9	0.084	0.0011	0.0003	0	0.9854	0.9854	0
Modal	10	0.011	0	0	0	0.9854	0.9854	0
Modal	11	0.011	0	0	0	0.9854	0.9854	0
Modal	12	0.011	0	0	0	0.9854	0.9854	0

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.7.5 Chequeo de derivas de la estructura norma AGIES

Tabla No. 47 Revisión de Derivas en dirección X según AGIES del Módulo “G”.

Nivel	Desplazamiento horizontal al límite de cedencia acumulado por nivel (m)	Desplazamiento horizontal al límite de cedencia por nivel del análisis (m) $\delta_c$	Coefficiente de amplificación de deformación lateral (Cd)	Altura de Nivel (m)	Deriva Elástica del análisis	Desplazamiento Ultimo por nivel del análisis (m) $\delta_u$
1	0.007583	0.00758	5.5	4.35	0.001743	0.0417
2	0.014269	0.00669	5.5	3.55	0.001883	0.0368
3	0.019037	0.00477	5.5	3.55	0.001343	0.0262
Deriva Ultima de nivel del análisis	Deriva Ultima del Análisis	Deriva Ultima Max tolerable $\delta_u$	Deriva al límite de cedencia tolerable	Desplazamiento Tolerable por nivel (m)	%	
0.00959	0.96%	0.02	0.00364	0.0158	47.9%	
0.01036	1.04%	0.02	0.00364	0.0129	51.8%	
0.00739	0.74%	0.02	0.00364	0.0129	36.9%	

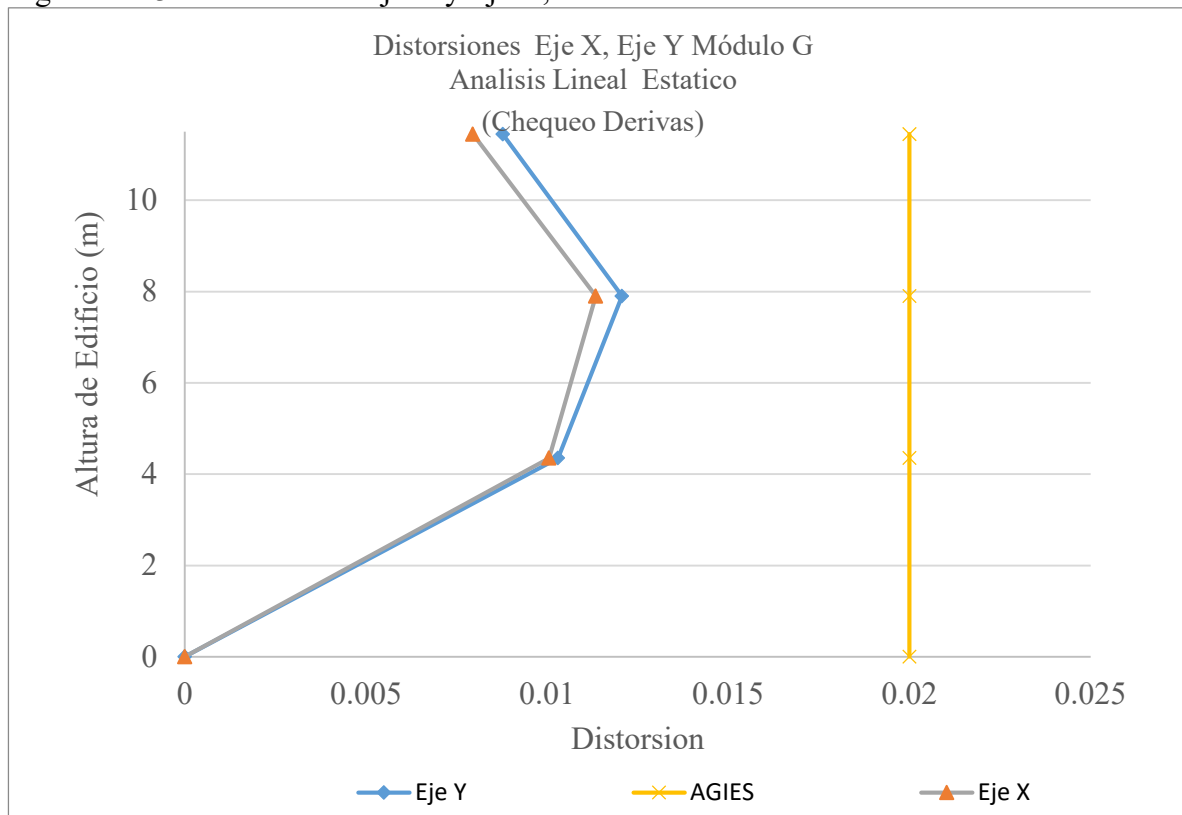
Fuente: Elaboración Propia

Tabla No. 48 Revisión de Derivas en dirección Y según AGIES del Módulo “G”.

No.	Desplazamiento acumulado por nivel (m)	Desplazamiento por nivel del análisis (m)	Cd	Altura de Nivel (m)	Deriva Elástica del análisis	Desplazamiento Ultimo por nivel del análisis (m)
1	0.007719	0.00772	5.5	4.35	0.001774	0.0425
2	0.014833	0.00711	5.5	3.55	0.002004	0.0391
3	0.020105	0.00527	5.5	3.55	0.001485	0.0290
Deriva Ultima de nivel del análisis	Deriva Ultima del Análisis	Deriva Ultima Max tolerable	Deriva Elástica tolerable	Desplazamiento Ultimo Tolerable por nivel (m)	%	
0.00976	0.010	0.02	0.00364	0.01582	48.8%	
0.01102	0.011	0.02	0.00364	0.01291	55.1%	
0.00817	0.0082	0.02	0.003636	0.01291	40.84%	

Fuente: Elaboración Propia

Figura No. 34 Distorsiones Eje X y Eje Y, Módulo “G”



Fuente Elaboración Propia

Tabla No. 49 Revisión de Irregularidad Torsional dirección X según AGIES del Módulo “G”.

Piso	Caso de Carga	Dirección	Deriva		Relación	Irregularidad	
			$\Delta_{\max}$	$\Delta_{\text{Avg}}$		1aP	1bP
			cm	cm	1.2		
Story3	ExMax	x	1.8918	1.8556	1.02	Regular	-
Story2	ExMax	x	1.4093	1.3746	1.03	Regular	-
Story1	ExMax	x	0.746	0.7166	1.04	Regular	-

Fuente Elaboración Propia

Tabla No. 50 Revisión de Irregularidad Torsional dirección Y según AGIES del Módulo “G”.

Piso	Caso de Carga	Dirección	Deriva		Relación	Irregularidad	
			$\Delta_{\max}$	$\Delta_{\text{Avg}}$		1aP	1bP
			cm	cm	1.2		
Story3	EyMax	y	1.9726	1.9436	1.01	Regular	-
Story2	EyMax	y	1.4456	1.4181	1.02	Regular	-
Story1	EyMax	y	0.7488	0.7255	1.03	Regular	-

Fuente Elaboración Propia

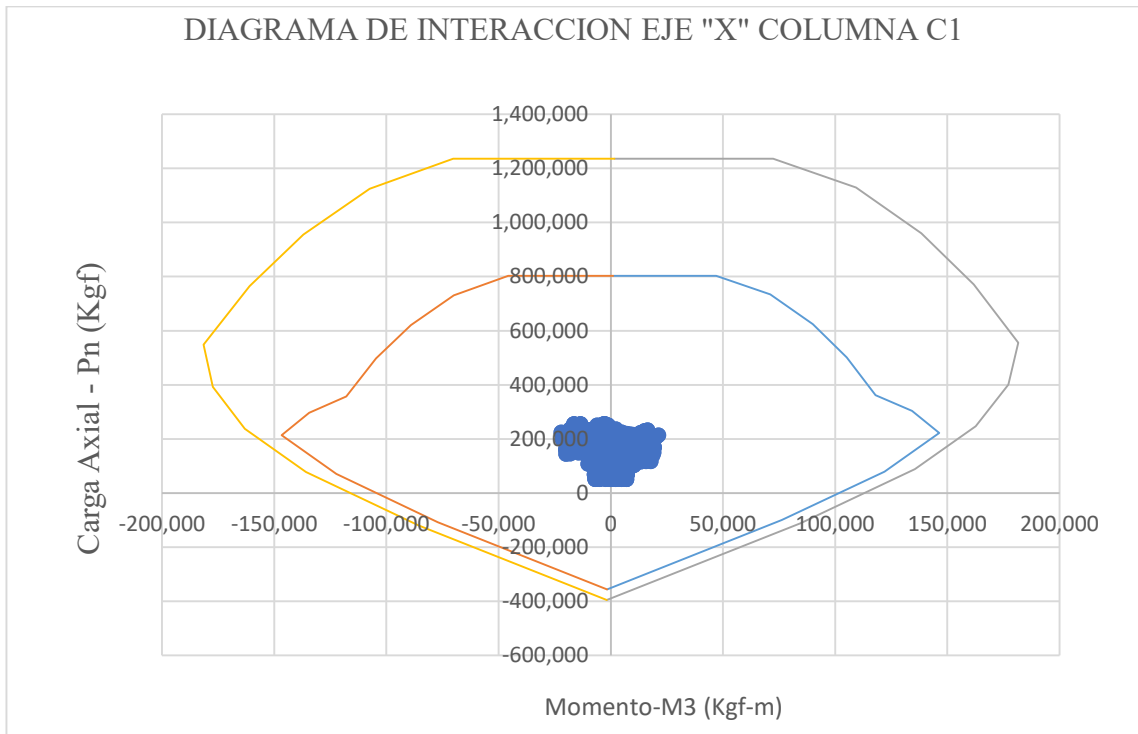
Tabla No. 51 Revisión de Irregularidad Discontinuidad en el piso del Módulo “G”.

Se considera irregular una estructura cuando el área de agujeros es mayor 50% del área total del piso el Módulo “G” tiene un patio central con las siguientes dimensiones

Descripción	Largo (m)	Ancho (m)	Área (m <sup>2</sup> )	50% del Área
Piso	45	36	1620	810
Patio Central	21.4	12.4	265.36	menor 50%
Módulo Gradadas	6.1	6	36.6	
suma patio y gradadas			301.96	menor 50%

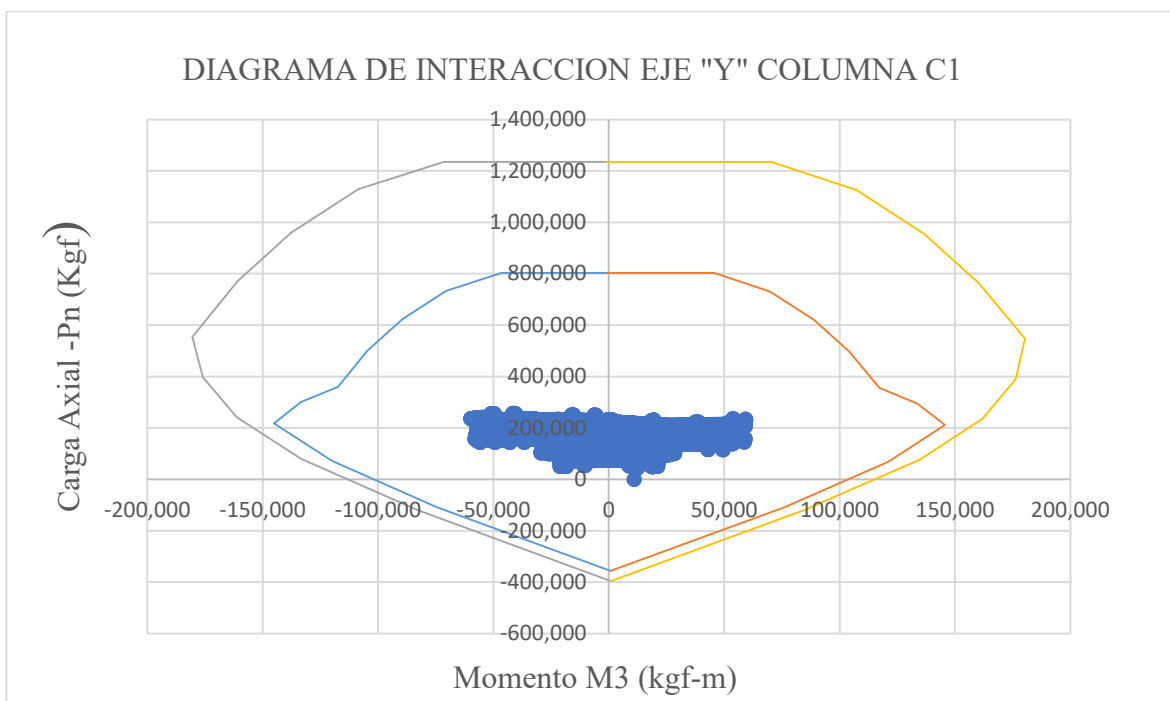
Fuente Elaboración Propia

Figura No. 34 Chequeo de Combinaciones de Cargas según AGIES, Columna C1 Eje "X"



Fuente Elaboración Propia

Figura No. 35 Chequeo de Combinaciones de Cargas según AGIES, Columna C1 Eje "Y"



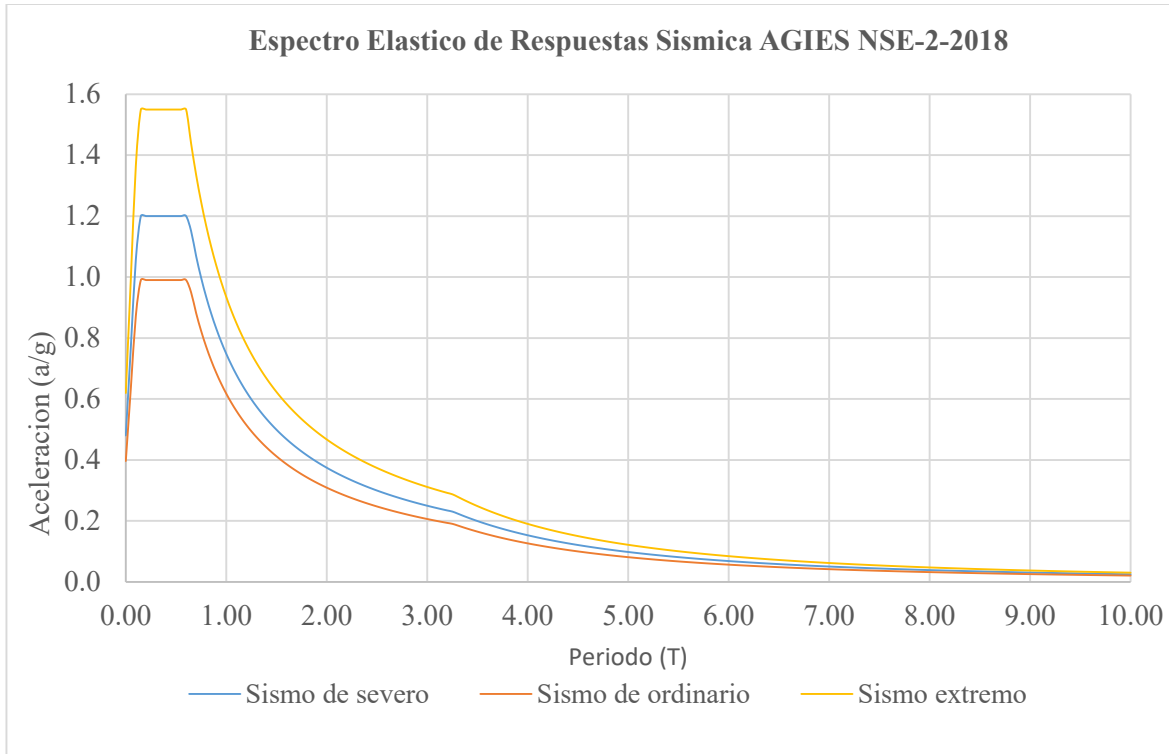
Fuente Elaboración Propia

## 4 DETERMINACIÓN DE CURVA DE CAPACIDAD DEL MÓDULO “G”

### 4.1 Análisis Estático no Lineal Push-Over.

a) Información espectro de diseño

Figura No. 36 Espectro elástico de respuesta sísmica AGIES NSE-2-2018.



Fuente: Adaptación AGIES

#### 4.1.1 Objetivo de desempeño.

La estructura del Módulo “G” del centro universitario con lo establecido en la norma de la AGIES se considera una obra importante la cual debe cumplir con el siguiente objetivo de desempeño sísmico.

Tabla No. 52 Objetivo de desempeño básico del Módulo “G”

Categoría Ocupacional	Sismo básico	Sismo Severo
Obra Importante	Estructural: Control de daños	Estructural Seguridad limitada
	No estructural: Conservación de posición	No estructural: Reducción de peligros
	2-B	4-D

Fuente: NSE-6 AGIES (2020)

Sismo básico es el que tiene un 10% de probabilidad nominal de ser excedido en un periodo de 50 años.

Sismo severo es el que tiene un 5% de probabilidad nominal de ser excedido en un periodo de 50 años.

Es necesario mencionar que la evaluación del desempeño sismo se realizó para los tres tipos de sismos dados por la norma AGIES (básico u ordinario, severo y extremo).

#### 4.1.2 Cargas en métodos no lineales.

Según AGIES NSE 6 Evaluación y rehabilitación de obras existentes se tiene la siguiente combinación de carga a ser utilizada en el análisis no lineal.

$$M+V+(A_R \text{ o } P_L)$$

Donde

M es la carga muerta.

V es el 25% de la carga viva no reducible.

$A_R$  es la carga tefra volcánica.

$P_L$  es la carga de lluvia.

#### 4.1.3 Definición de los patrones de carga lateral

Se ha considera para el análisis no lineal, un patrón de cargas lateral que mantiene la distribución de fuerzas del análisis dinámico espectral realizado anteriormente que considera todos los nodos, las fuerzas aplicadas se presenta para la dirección en x y la dirección y.

Tabla No. 53 Patrón de cargas Eje X del Módulo “G”

NIVEL	CORTE (Tonnes)	FUERZA (Tonnes)	FACTOR (Tonnes)	FUERZA PUSHOVER (Tonnes)
3er Nivel	203.76	203.76	2.64	2.64
2do Nivel	346.82	143.06	1.85	1.85
1er Nivel	424.04	77.22	1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 54 Patrón de Cargas Eje Y Módulo “G”

NIVEL	CORTE (Tonnes)	FUERZA (Tonnes)	FACTOR (Tonnes)	FUERZA PUSHOVER (Tonnes)
3er Nivel	201.04	203.76	2.73	2.73
2do Nivel	338.76	137.72	1.85	1.85
1er Nivel	413.40	74.64	1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.4 Parámetros no lineales de los materiales.

A continuación, se da un ejemplo de la utilización del modelo de Mander en la viga denominada como V-1 de Módulo “G”, para determinar la resistencia y deformación de la sección de concreto confinado, de la misma forma se realizó para el resto de elementos de igual manera se presenta en el anexo paso a paso cada uno de los cálculos realizados.

Tabla No. 55 Aplicación Modelo de Mander a V-1 del Módulo “G”

Descripción		
ancho de la sección	$b = 30$	cm
altura de la sección	$h = 70$	cm
recubrimiento	$r = 5$	cm
distancia promedio entre estribos de barras longitudinales	$z = 10$	cm
resistencia del concreto	$f_c = 281$	kgf/cm <sup>2</sup>
esfuerzo cedente del acero de refuerzo	$f_{yh} = 4200$	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo elástico del concreto	$E_c = 253122$	kgf/cm <sup>2</sup>
deformación cedente del acero	$\epsilon_y = 0.002$	
deformación última del concreto no confinado	$\epsilon_{cu} = 0.003$	
diámetro varilla estribo No.3	$d_{est} = 0.953$	cm
área de varilla de estribo No.3	$A_{est} = 0.713$	cm <sup>2</sup>
separación de estribos	$s = 10$	cm
diámetro de varillas longitudinales No.7	$d_{b11} = 2.223$	cm
numero de barras longitudinales No.7	$N_{barras1} = 8$	unidades
área de varilla longitudinal No.7	$A_{b11} = 3.879$	cm <sup>2</sup>
diámetro de varilla longitudinales No. 5	$d_{b2} = 1.588$	cm
numero de varillas longitudinales No. 5	$N_{barra2} = 2$	unidades.

área de varilla longitudinal No. 5	$A_{bl2} = 1.979$	$\text{cm}^2$
altura confinada de la sección	$d_c = 59.048$	cm
ancho confinado de la sección	$b_c = 19.048$	cm
área confinada	$A_c = 0.112$	$\text{m}^2$
Relación entre área de acero de refuerzo longitudinal y el área de concreto de la sección	$\rho_{cc} = 0.031$	
Área confinada del núcleo de concreto tomando en cuenta la relación calculada en el punto anterior.	$A_{cc} = 0.109$	$\text{m}^2$
Área confinada efectiva del núcleo de concreto, restando las áreas inefectivas.	$A_e = 0.074$	$\text{m}^2$
Coefficiente de efectividad del confinamiento	$K_e = 0.684$	
Cuantía de refuerzo transversal en X	$\rho_x = 0.00241$	
Cuantía de refuerzo transversal en Y	$\rho_y = 0.00241$	
cuantía de refuerzo total	$\rho_s = 0.0048$	
Esfuerzo de confinamiento	$f_{lx} = 6.93$	$\text{Kgf/cm}^2$
Esfuerzo de confinamiento	$f_{ly} = 6.93$	$\text{Kgf/cm}^2$
Resistencia del concreto no confinado	$f_{co} = 281$	$\text{Kgf/cm}^2$
Resistencia de confinamiento mínimo	$f_{l1} = 6.93$	$\text{Kgf/cm}^2$
Resistencia de confinamiento máximo	$f_{l2} = 6.93$	$\text{Kgf/cm}^2$
Relación mínima	$f_{l1}/f_{co} = 0.025$	
Relación máxima	$f_{l2}/f_{co} = 0.025$	
Coefficiente K de grafica de Mander	$K = 1.15$	
Resistencia del concreto confinado	$f_{cc} = 327$	$\text{Kgf/cm}^2$
Deformación del concreto no confinado	$\epsilon_{co} = 0.002$	
Deformación del concreto confinado para la resistencia $f_{cc}$	$\epsilon_{cc} = 0.0036$	
Deformación del acero en el punto de mayor tensión	$\epsilon_{sm} = 0.09$	
Deformación última del concreto confinado	$\epsilon_{cu} = 0.0118$	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 56 Aplicación del Modelo de Mander a vigas y columnas del Módulo “G”

Elemento	Resistencia del concreto no confinado $f_{co}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	Resistencia del concreto confinado $f_{cc}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	Deformación del concreto no confinado $\epsilon_{co}$	Deformación última del concreto confinado $\epsilon_{cu}$
V1	281	327	0.002	0.0118
V2	281	324	0.002	0.0113
V3	281	324	0.002	0.0113



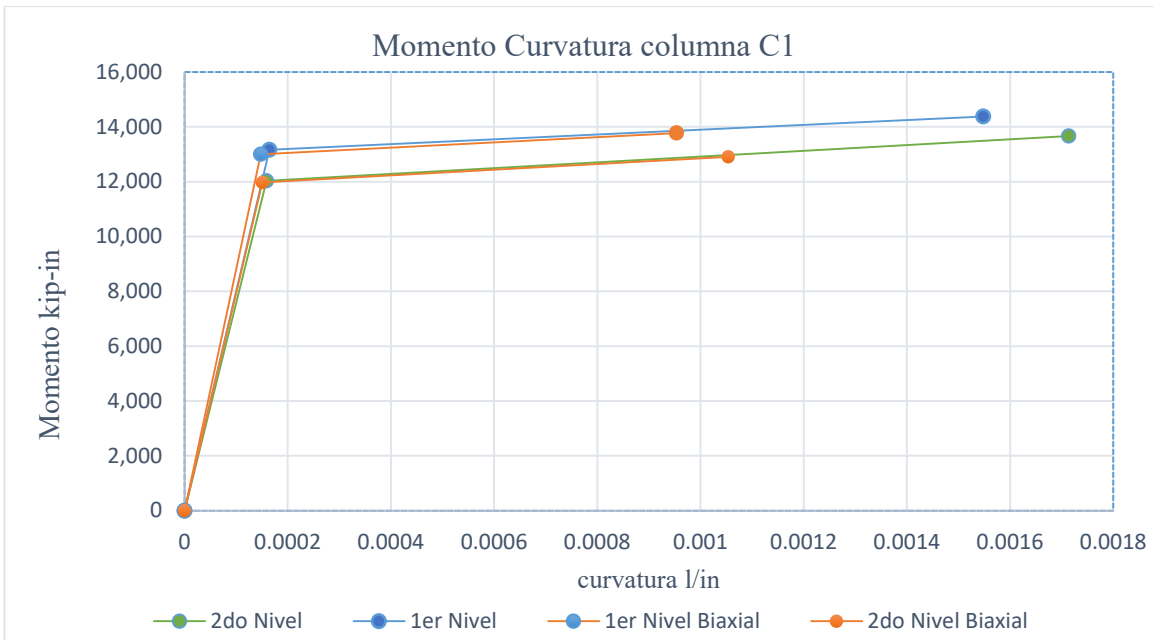
V4	281	330	0.002	0.0125
V5	281	324	0.002	0.0113
V6	281	326	0.002	0.0118
V7	281	326	0.002	0.0118
V8	281	324	0.002	0.0113
V9	281	330	0.002	0.0125
V10	281	330	0.002	0.0125
C1	281	493	0.002	0.0278
C2	281	491	0.002	0.0278
C3	281	491	0.002	0.0279

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.1.5 Parámetros no lineales de las secciones.

A continuación, se presenta los diagramas de momentos curvatura de diferentes tipos de columnas, en el anexo se presenta los resultados del programa Xtract, así como una guía rápida de uso de este programa, se ha considerado calcular la curva capacidad del módulo variando la carga de la columna con el efecto uniaxial y biaxial.

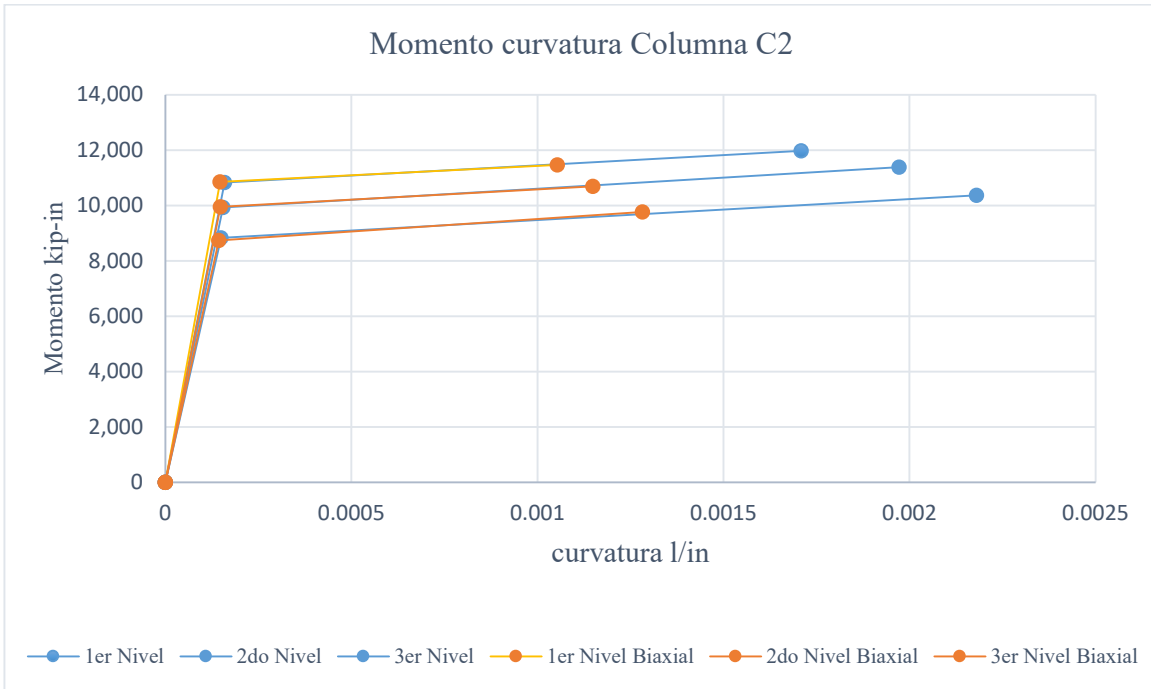
Figura No. 37 Momento curvatura Columna tipo C1 Módulo “G”.



Fuente: Elaboración propia

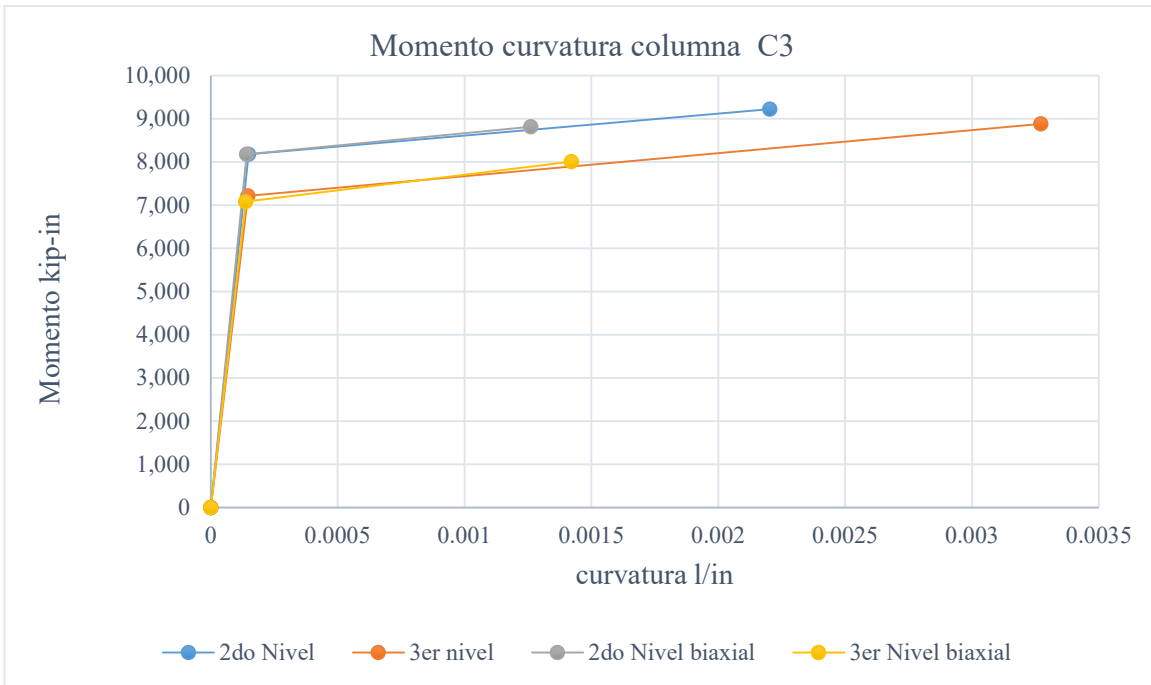
Como se puede apreciar las relaciones momento curvatura presentan una reducción en la curvatura conforme aumenta los niveles de carga axial.

Figura No. 38 Momento curvatura Columna tipo C2 Módulo “G”.



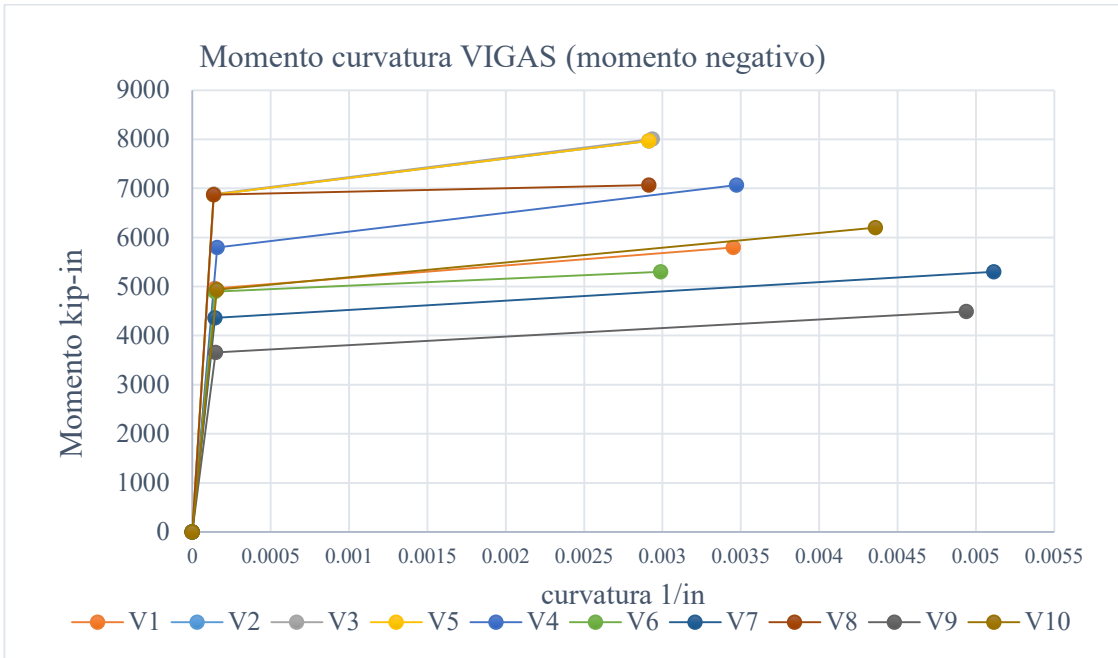
Fuente: Elaboración propia

Figura No. 39 Momento curvatura Columna tipo C3 Módulo “G”.



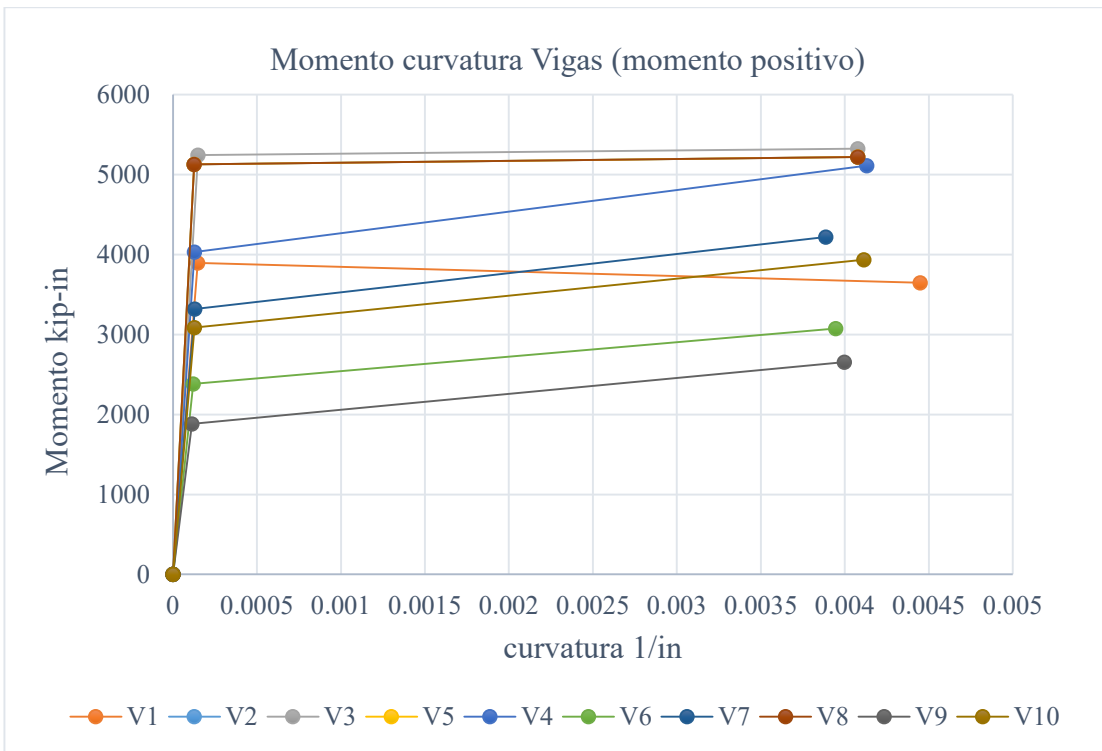
Fuente: Elaboración propia

Figura No. 40 Momento curvatura Vigas (momento negativo) Módulo “G”.



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 41 Momento curvatura vigas (momento positivo) Módulo “G”.



Fuente: Elaboración propia

b) Parámetros de los elementos.

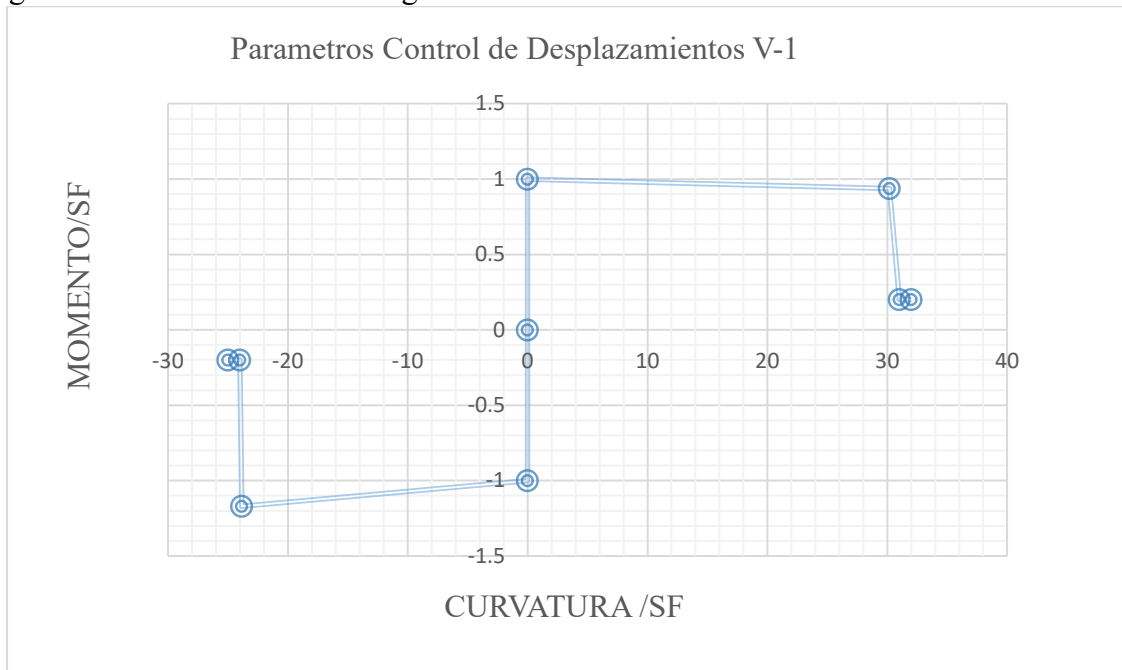
A continuación, se muestra en varias tablas las características de los elementos.

Tabla No. 57 Definición de Parámetros de rotula plástica Viga V1.

Viga V-1/Puntos	Momento/SF	Curvatura /SF
E-	-0.2	-25
D-	-0.2	-24
C-	-1.17	-23.85
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	0.94	30.18
D	0.2	31
E	0.2	32
Momento	Positivo	Negativo
M SF (kip-in)	3,894	4,959
C SF (1/in)	0.0001475	0.0001448

Fuente: Elaboración propia

Figura No. 42 Rótula Plástica Viga V-1 Módulo “G”



Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 58 Disposición de Longitud de Rótulas plásticas en vigas

<b>Disposición de Rótulas Plásticas en Vigas</b>	
Tramo de vigas	1
Longitud a ejes de viga (m)	9
ancho Columna izquierda (m)	0.7
ancho columna derecha (m)	0.7
Longitud Libre (m)	8.3
Longitud plástica -Rótula %	3.89%
Longitud extremo inicial -Rótula % (Análisis)	4.00%
Longitud extremo inicial -Rótula Relativa (Análisis)	0.04
Longitud extremo final viga -Rótula %	3.89%
Longitud extremo final -Rótula % (Análisis)	4.00%
Longitud extremo final -Rótula Relativa (Análisis)	0.96
Longitud extremo final -Rótula Relativa (Análisis)	96%

Fuente: Elaboración propia

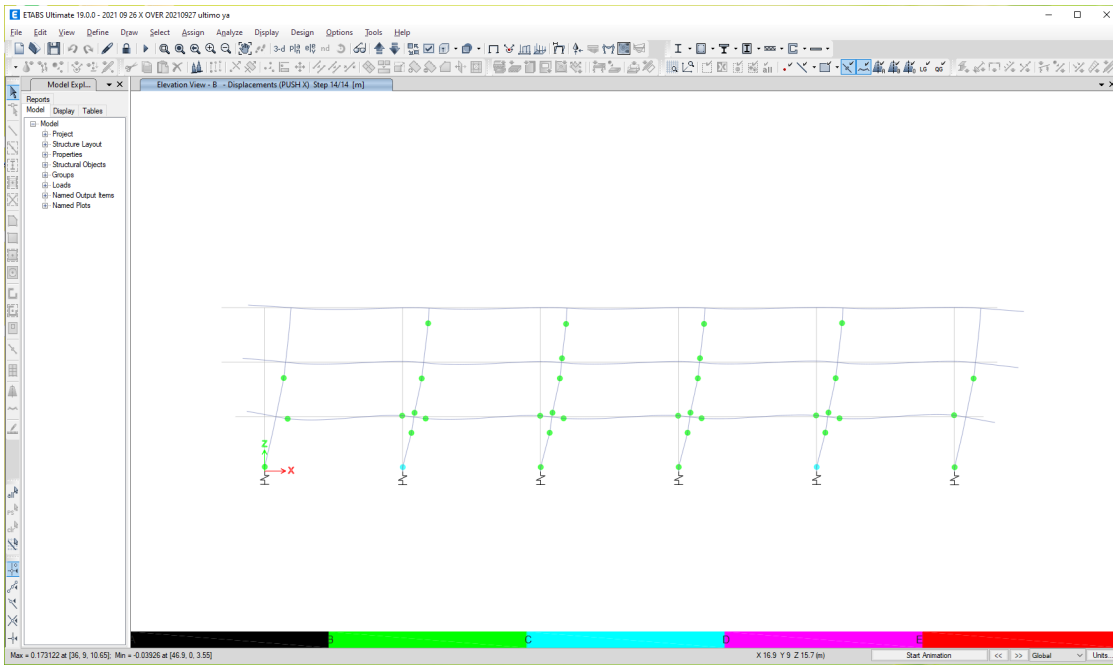
Tabla No. 59 Disposición de Longitud de Rótulas plásticas en columnas

<b>Disposición de Rótulas Plásticas en Columnas</b>		
Nivel	1	Resto
Longitud de nivel (m)	3.55	3.55
altura de Viga Nivel inferior	0	0.7
altura de Viga Nivel inferior (m)	0.7	0.7
Longitud Libre (m)	3.2	2.85
Longitud inferior -Li-Rótula %	0.00%	9.86%
Li-Rotula % (Análisis)	2.50%	10.00%
Li-Rotula Relativa (Análisis)	0.025	0.10
Longitud superior -Lj-Rótula %	9.86%	9.86%
Lj Rótula % (Análisis)	10.00%	10.00%
Lj-Rótula Relativa (Análisis)	0.90	0.90

Fuente: Elaboración propia

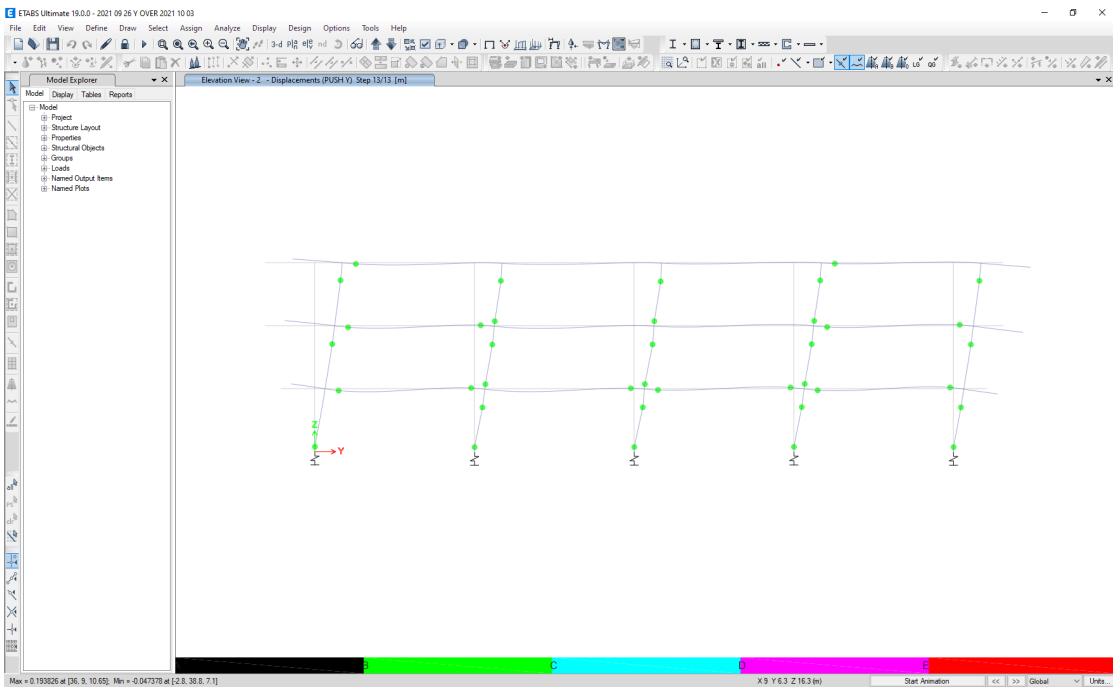
Con la información anterior se calibro el modelo analítico y se procedió a realizar el push over la estructura en ambas direcciones, considerando tanto el efecto axial y biaxial de carga de las columnas para obtener las diferentes curvas de capacidad de la estructura.

Figura No. 43 Modelo con presencia de rótulas eje “B”.



Fuente: Resultados de simulación en programa ETABS

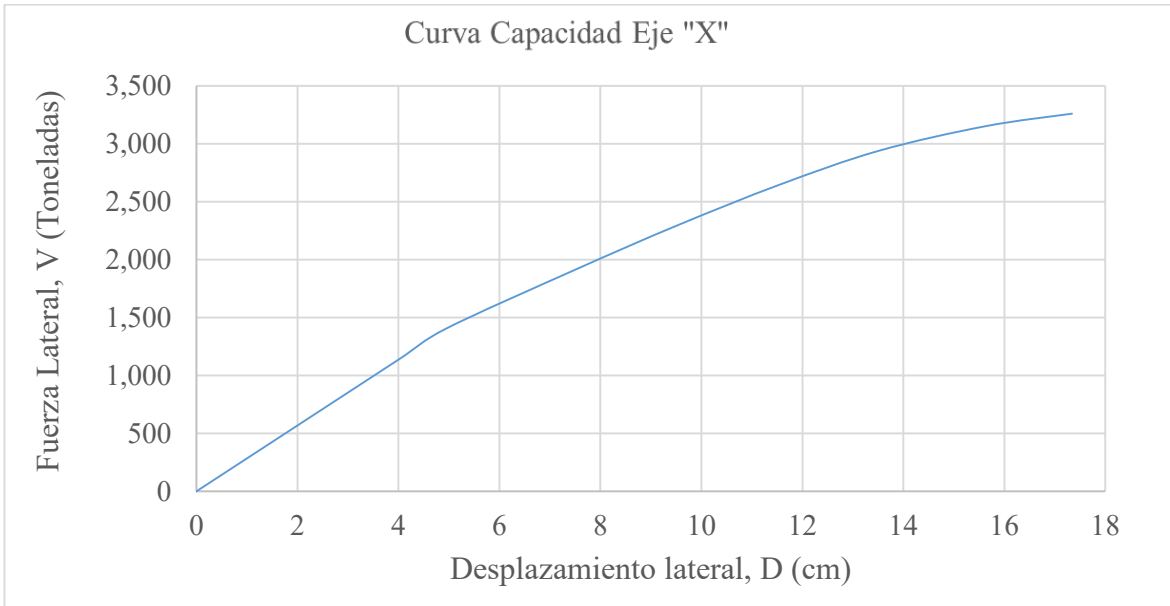
Figura No. 44 Modelo con presencia de rótulas eje “2”.



Fuente: Resultados de simulación en programa ETABS

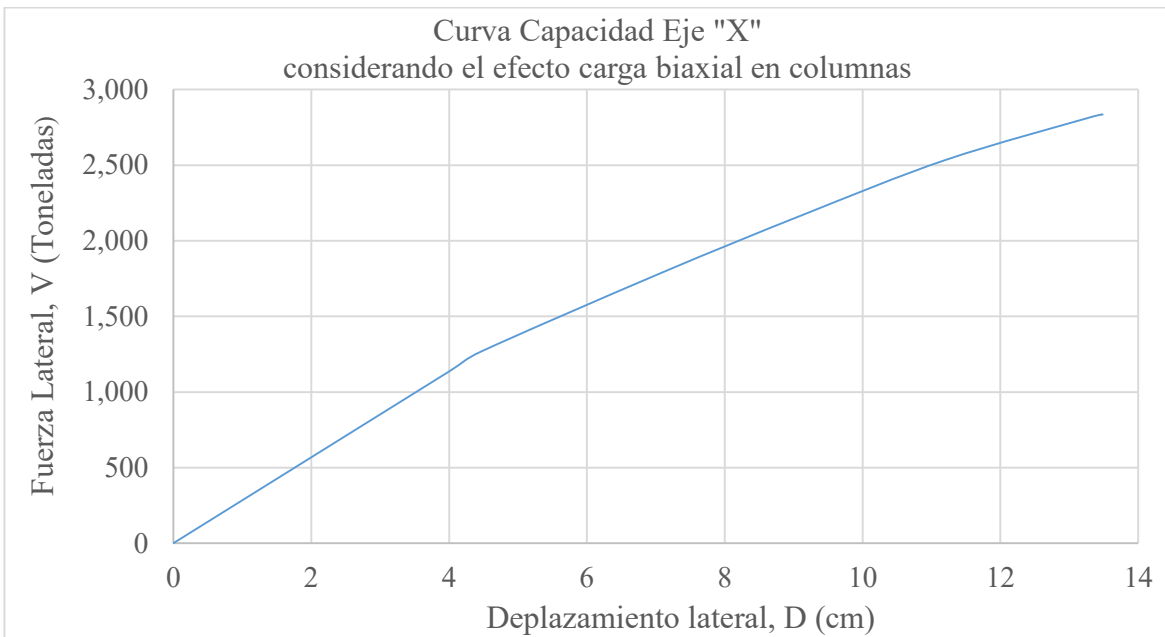
Se presenta el resultado de la determinación de la curva Capacidad del Módulo para ambos sentidos del módulo, como también considerando el efecto axial y biaxial de la carga en columnas.

Figura No. 45 Curva capacidad del Módulo "G" en el eje "X".



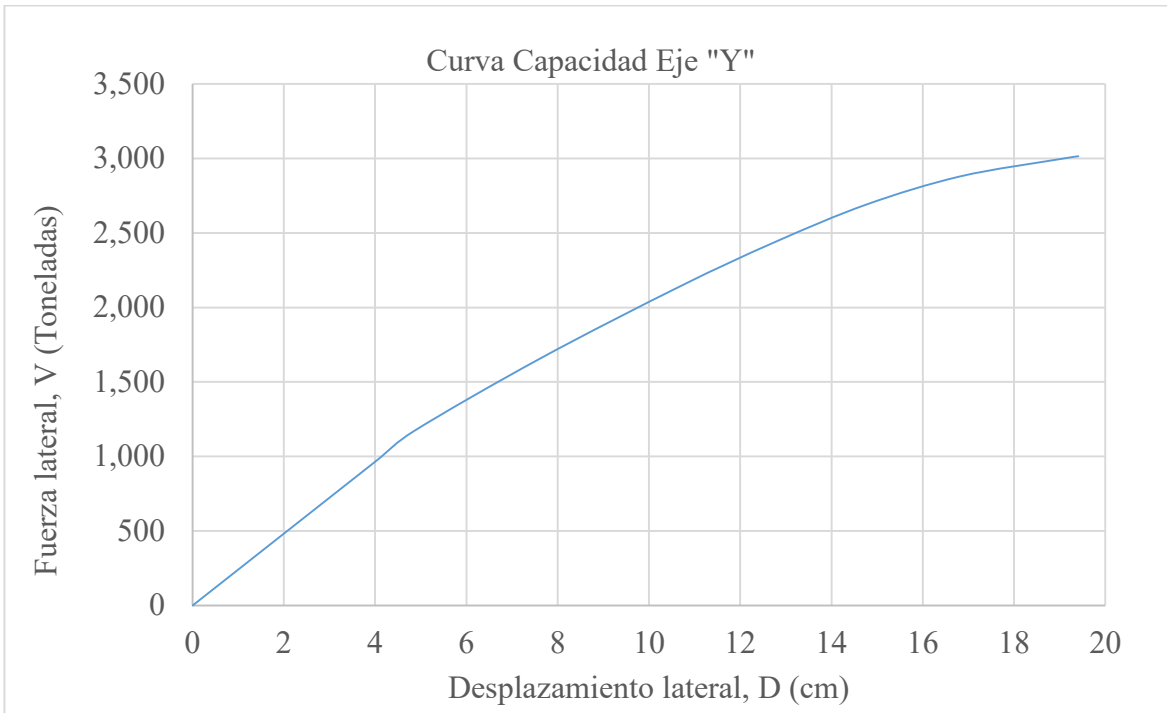
Fuente: Elaboración propia

Figura No. 46 Curva capacidad del Módulo "G" en el eje "X" con efecto de carga biaxial en columnas.



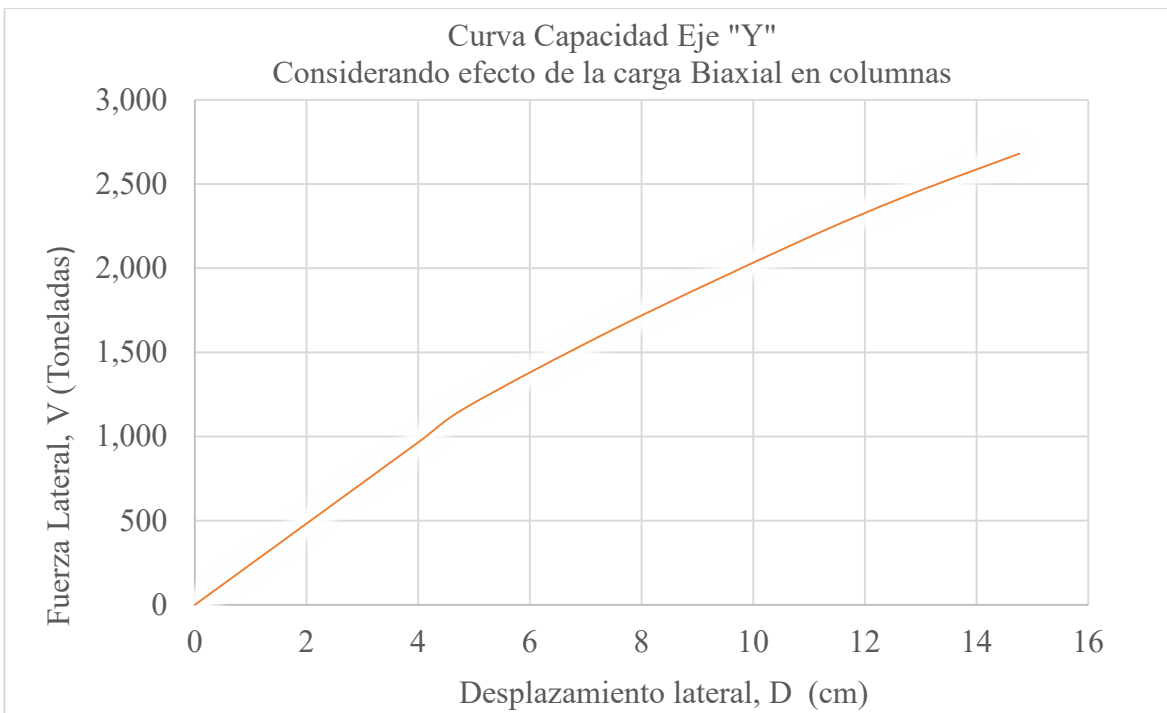
Fuente: Elaboración propia

Figura No. 47 Curva capacidad del Módulo “G” en el eje “Y”.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura No. 48 Curva Capacidad del Módulo “G” en el eje “Y” con efecto de carga biaxial en columnas.

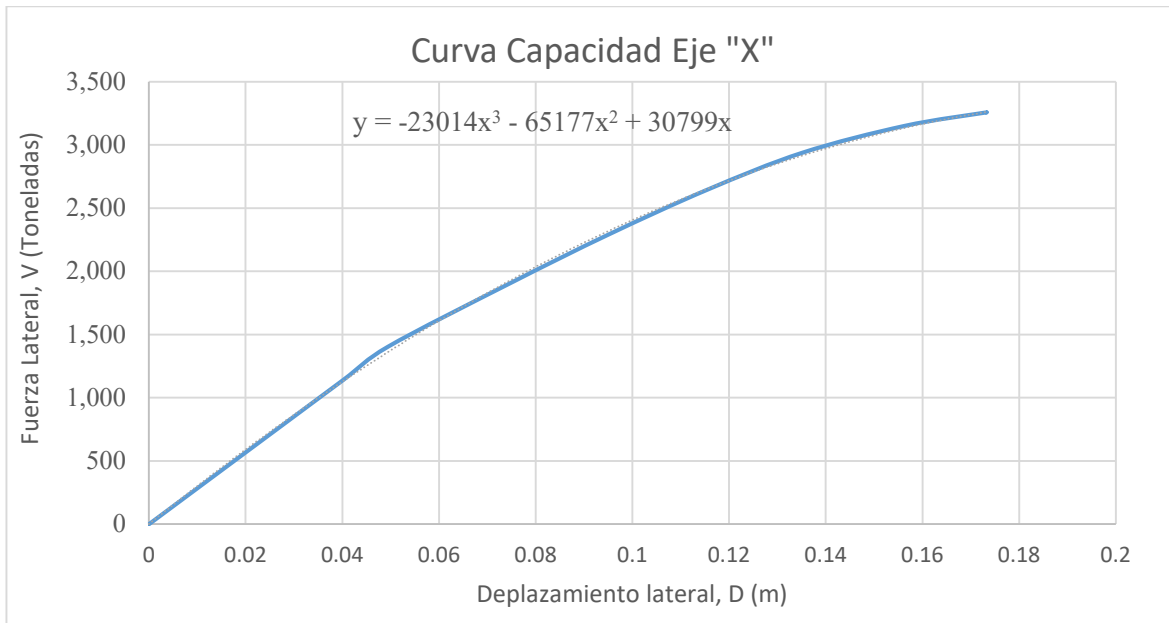


Fuente: Elaboración propia



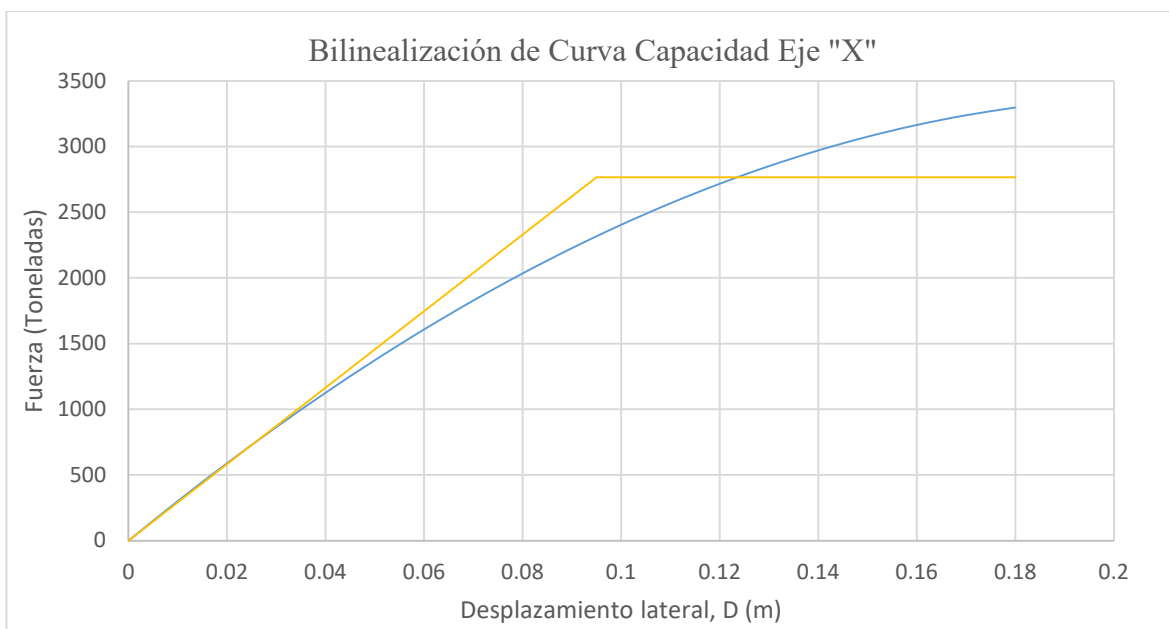
Con las curvas de capacidad definidas, se procede a realizar la Bilinealización de las curvas de capacidad para lo cual se considera las áreas debajo y arriba de las curvas.

Figura No. 49 Ecuación de Curva Capacidad Eje "X"



Fuente: Elaboración Propia.

Figura No. 50 Bilinealización de curva capacidad eje "X"



Fuente: Elaboración propia.

Se procede a realizar la conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad mostrado en el numeral 2.5.3.1, en un formato ADRS (Espectro de respuesta Aceleración-Desplazamiento)  $S_a$  versus  $S_d$ .

Tabla No. 60 Conversión de la curva capacidad de carga a curva de capacidad espectral eje “X”

Nivel	Peso por nivel (T)	$\varphi_{in}$	$(\varphi_{in})^2$	L (kg s <sup>2</sup> /m)	M (kg s <sup>2</sup> /m)
1	1607	0.33	0.112	54.74	18.29
2	1830	0.72	0.523	134.87	97.49
3	1487	1.00	1.000	151.58	151.58
$\Sigma =$	4924	---	---	341.19	267.37

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con las ecuaciones del documento ATC - 40 se obtienen los siguientes factores para la transformación en coordenadas Sa-Sd

$$PF_1 = \frac{L}{M} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{in}) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{in}^2) / g \right]} = 1.276 \quad \text{Ecuación 8-1 ATC- 40}$$

$$\alpha_1 = \frac{L^2}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i) / g \right] M} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{in}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i) / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{in}^2) / g \right]} = 0.867 \quad \text{Ecuación 8-2 ATC-40}$$

Con estos coeficientes y las siguientes ecuaciones se transforman los puntos de la curva de capacidad de carga a coordenadas Sa-Sd, que es la curva de capacidad espectral de la estructura.

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

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \varphi_{techo1}}$$

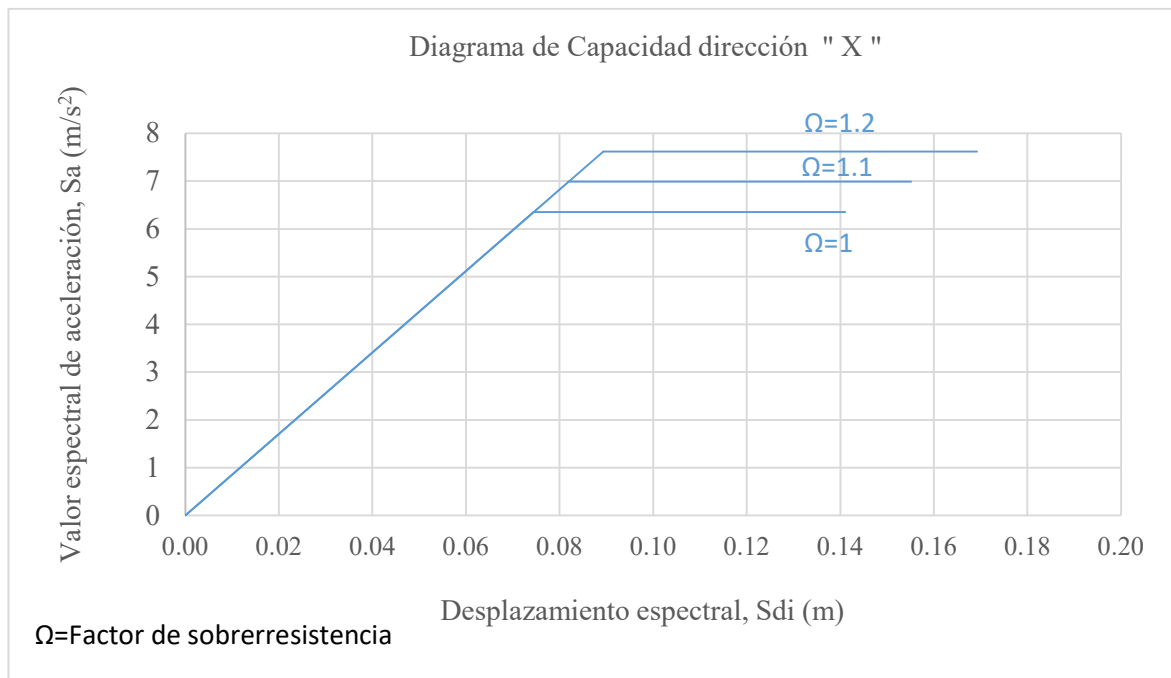
Ecuaciones 8-3 y 8-4 ATC 40

Tabla No. 61 Respuesta Elastoplástico de la estructura eje “X”.

V (T)	$\Delta_{\text{techo}} \text{ (m)}$	$\Omega=1$		$\Omega=1.1$		$\Omega=1.2$	
		$S_d \text{ (m)}$	$S_a \text{ (m/s}^2\text{)}$	$S_d \text{ (m)}$	$S_a \text{ (m/s}^2\text{)}$	$S_d \text{ (m)}$	$S_a \text{ (m/s}^2\text{)}$
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
2765	0.095	0.074	6.350	0.082	6.985	0.089	7.62
2765	0.180	0.141	6.350	0.155	6.985	0.169	7.62

Fuente: Elaboración propia

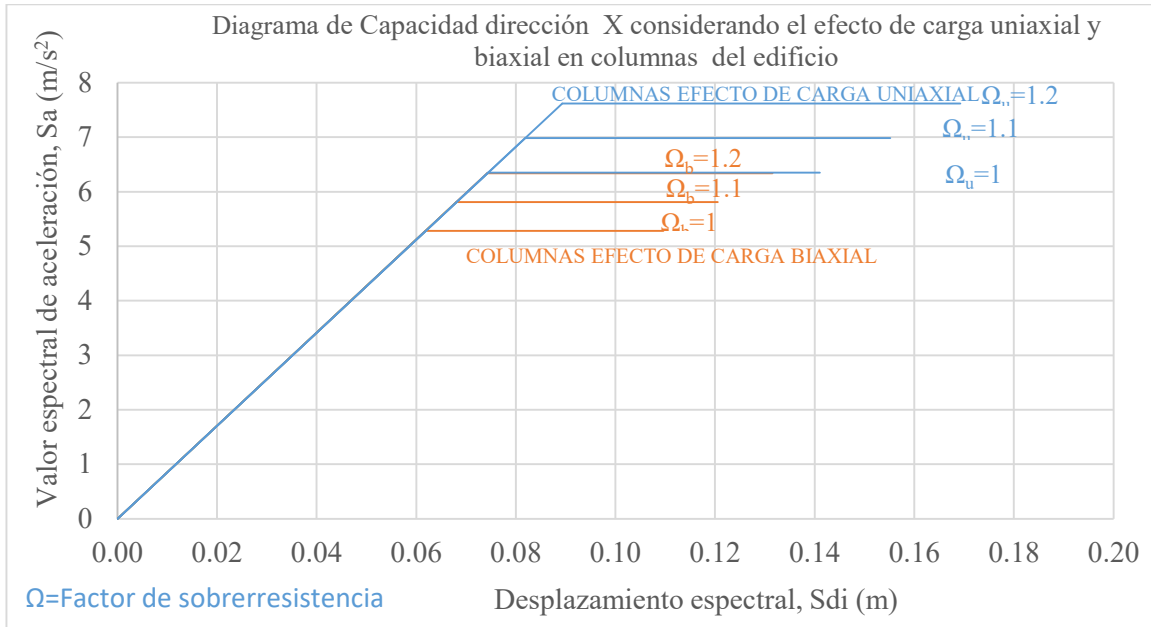
Figura No. 51 Diagrama Capacidad en el eje “X” del Módulo “G” con diferentes sobrerresistencia.



Fuente: Elaboración propia

De la misma forma como se presentó la determinación de la curva capacidad del módulo G considerando el efecto de la carga uniaxial en columnas, se realiza el mismo procedimiento para obtener la curva de capacidad del módulo considerando el efecto de carga biaxial en las columnas, a continuación, se muestra la comparación de la curva capacidad para el eje X considerando el efecto biaxial y uniaxial de carga en columnas y para varios factores de sobrerresistencia.

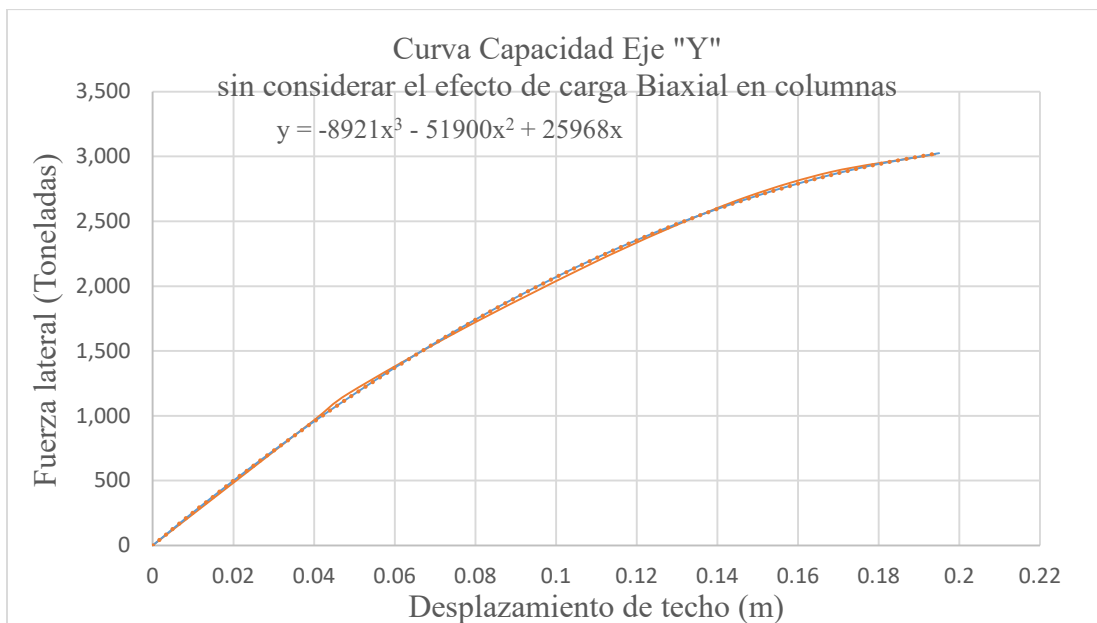
Figura No. 52 curva capacidad eje “X” del Módulo “G” con el efecto de biaxial y uniaxial de carga.



Fuente: Elaboración propia

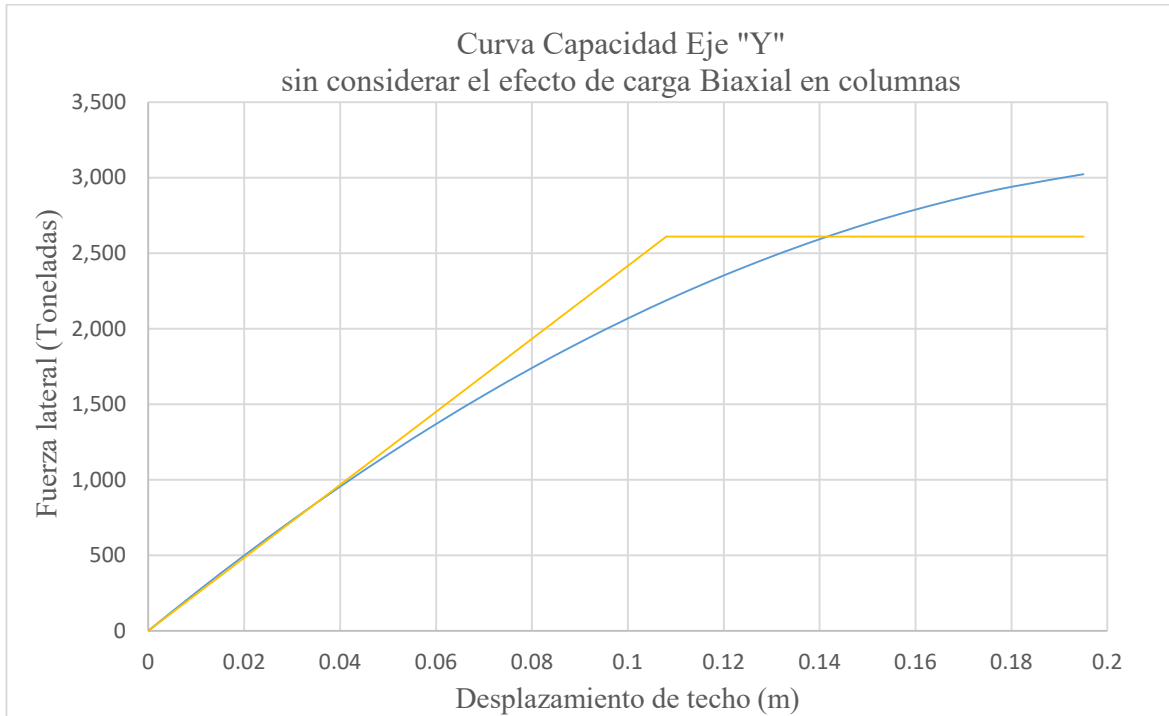
Se utilizó el mismo procedimiento para el eje Y del Módulo “G” para determinar la curva capacidad considerando el efecto de carga uniaxial y biaxial en columnas, y con los diferentes valores de sobrerresistencia, a continuación, se muestran los resultados obtenidos.

Figura No. 53 Ecuación de Curva Capacidad Eje “Y”.



Elaboración: Propia.

Figura No. 54 Bilinealización de curva capacidad eje “Y”.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla No. 62 Conversión de la curva capacidad de carga a curva de capacidad espectral eje “Y”

Nivel	Peso por nivel (Toneladas)	$\varphi_{1i}$	$(\varphi_{1i})^2$	L (kg s <sup>2</sup> /m)	M (kg s <sup>2</sup> /m)
1	1607	0.32	0.105	53.03	17.17
2	1830	0.71	0.508	132.97	94.77
3	1487	1.00	1.000	151.58	151.58
$\Sigma =$	4924	---	---	337.58	263.52

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con las ecuaciones del documento ATC 40 se obtienen los siguientes factores para la transformación en coordenadas Sa-Sd

$$PF_1 = \frac{L}{M} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} = 1.281 \quad \text{Ecuación 8-1 ATC-40}$$

$$\alpha_1 = \frac{L^2}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i) / g \right] M} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i) / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} = 0.862 \quad \text{Ecuación 8-2 ATC-40}$$

Con estos coeficientes y las siguientes ecuaciones se transforman los puntos de la curva de capacidad de carga a coordenadas Sa-Sd, que es la curva de capacidad espectral de la estructura eje “Y”.

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

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo1}}$$

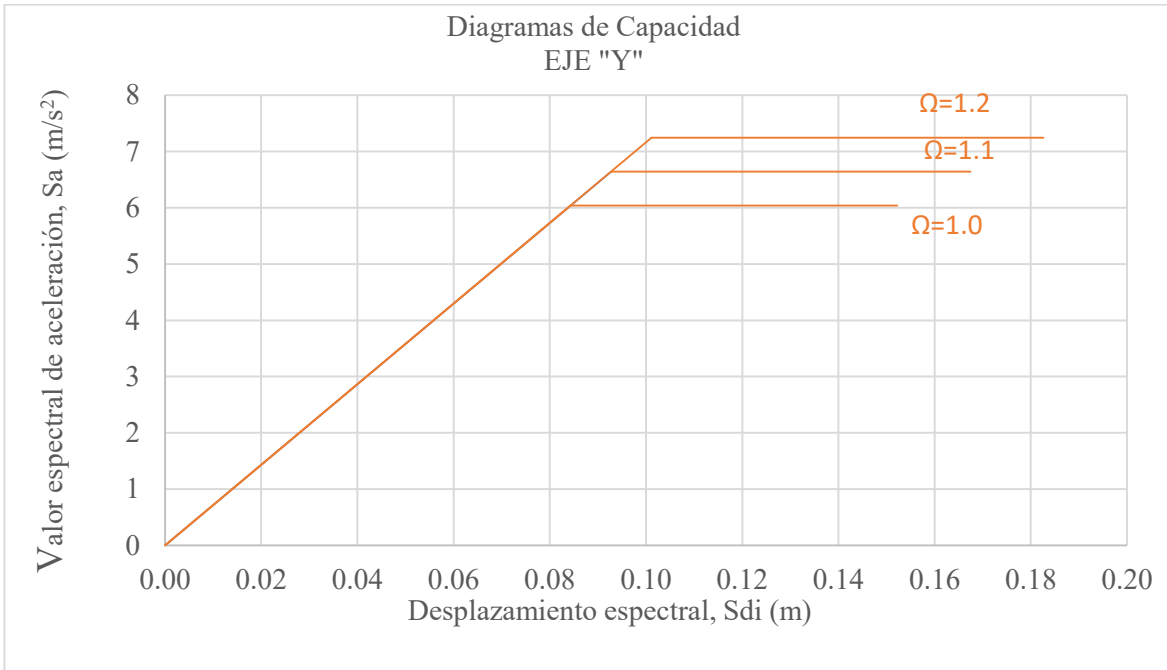
Ecuaciones 8-3 y 8-4 ATC 40

Tabla No. 63 Respuesta Elastoplástico de la estructura eje “Y”.

V (T)	D techo (m)	Ω=1		Ω=1.1		Ω=1.2	
		S <sub>d</sub> (m)	S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> )	S <sub>d</sub> (m)	S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> )	S <sub>d</sub> (m)	S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> )
0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
2610.00	0.108	0.084	6.035	0.093	6.639	0.101	7.24
2610.00	0.195	0.152	6.035	0.167	6.639	0.183	7.24

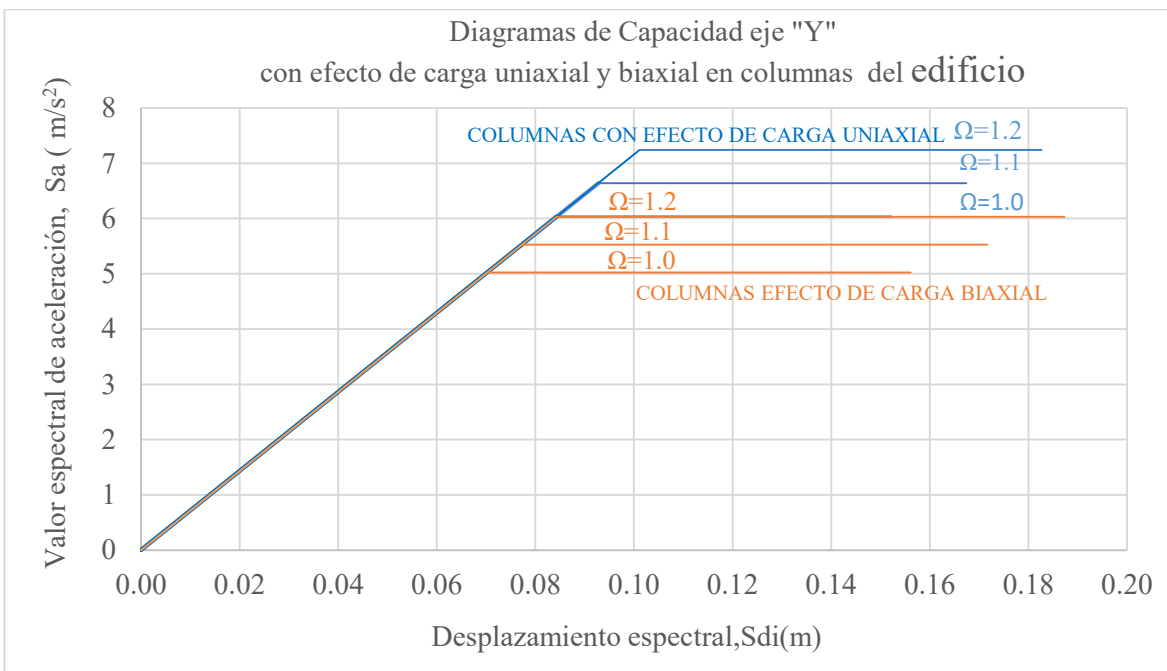
Fuente: Elaboración propia

Figura No. 55 Diagrama Capacidad en el eje Y del Módulo “G”



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 56 curva capacidad eje “Y” del Módulo “G” con el efecto de carga uniaxial y biaxial,



Fuente: Elaboración propia.

## 5 DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA DEL MÓDULO "G"

### 5.1 Cálculo de Espectro de ductilidad constante.

Como se señaló en el capítulo 1 La demanda sísmica también se puede expresar en términos de demanda de espectros inelásticos de ductilidad constante, se usará como base el espectro genérico dado por AGIES NSE-2018 para el área donde se encuentra localizado el Módulo G a continuación se muestran las fórmulas utilizadas para construir un espectro genérico de AGIES y la conversión a espectro de ductilidad constante.

#### Espectro elástico AGIES NSE-2018

$$\begin{aligned}
 S_a(T) &= S_{cd} \left[ 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_o} \right] && \text{cuando } T < T_o \\
 S_a(T) &= S_{cd} && \text{cuando } T_o \leq T \leq T_s \\
 S_a(T) &= \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} && \text{cuando } T_s < T < T_L \\
 S_a(T) &= \frac{S_{1d}}{T^2} T_L && \text{cuando } T \geq T_L
 \end{aligned}$$

#### Espectro de Ductilidad Constante AGIES NSE-2018

$$\begin{aligned}
 S_a(T) &= S_{cd} \left[ 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_o} \right] && \text{cuando } T < T_o \\
 S_a(T) &= \frac{S_{cd}}{\sqrt{2\mu-1}} && \text{cuando } T_o \leq T \leq T_s \frac{\mu}{\sqrt{\mu-1}} \\
 S_a(T) &= \frac{S_{1d}}{\mu T} \leq S_{cd} && \text{cuando } T_s \frac{\mu}{\sqrt{\mu-1}} < T < T_L \\
 S_a(T) &= \frac{S_{1d}}{\mu T^2} T_L && \text{cuando } T \geq T_L
 \end{aligned}$$



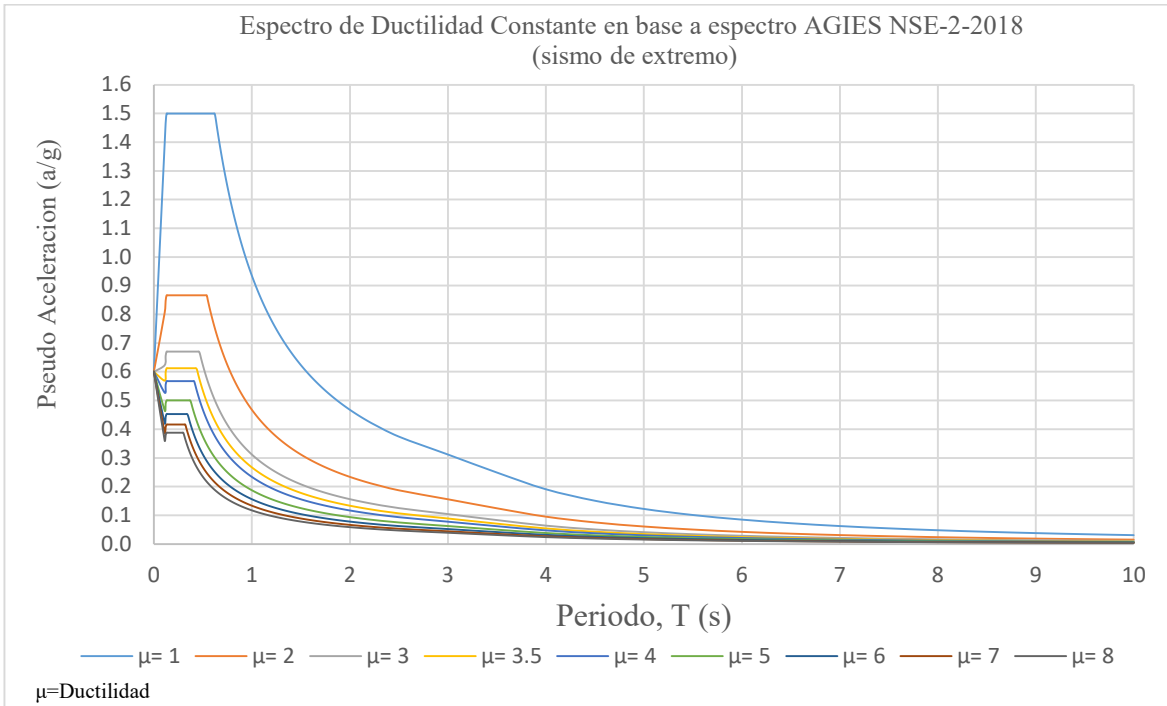
Tabla No. 64 Conversión de Espectro Elástico sismo extremo a Espectro de ductilidad constante.

Espectro Elástico	$\mu=1$	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=3.5$	$\mu=4$	$\mu=5$	$\mu=6$	$\mu=7$	$\mu=8$	
T (s)	Aceleración a/g									
0.00	0.60	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
0.11	1.39	1.394	0.805	0.623	0.569	0.527	0.465	0.420	0.387	0.360
0.12	1.47	1.466	0.847	0.656	0.599	0.554	0.489	0.442	0.407	0.379
0.13	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.500	0.452	0.416	0.387
0.14	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.500	0.452	0.416	0.387
0.15	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.500	0.452	0.416	0.387
0.16	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.500	0.452	0.416	0.387
0.17	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.500	0.452	0.416	0.387
0.18	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.500	0.452	0.416	0.387
0.19	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.500	0.452	0.416	0.387
0.20	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.500	0.452	0.416	0.387
0.30	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.500	0.452	0.416	0.387
0.31	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.500	0.452	0.416	0.377
0.40	1.50	1.500	0.866	0.671	0.612	0.567	0.468	0.390	0.334	0.292
0.50	1.50	1.500	0.866	0.623	0.534	0.468	0.374	0.312	0.267	0.234
0.51	1.50	1.500	0.866	0.611	0.524	0.458	0.367	0.306	0.262	0.229
0.52	1.50	1.500	0.866	0.599	0.514	0.450	0.360	0.300	0.257	0.225
0.60	1.50	1.500	0.779	0.519	0.445	0.390	0.312	0.260	0.223	0.195
0.61	1.50	1.500	0.766	0.511	0.438	0.383	0.307	0.255	0.219	0.192
0.62	1.50	1.500	0.754	0.503	0.431	0.377	0.302	0.251	0.215	0.189
0.70	1.34	1.336	0.668	0.445	0.382	0.334	0.267	0.223	0.191	0.167
0.80	1.17	1.169	0.584	0.390	0.334	0.292	0.234	0.195	0.167	0.146
0.90	1.04	1.039	0.519	0.346	0.297	0.260	0.208	0.173	0.148	0.130
1.00	0.93	0.935	0.468	0.312	0.267	0.234	0.187	0.156	0.134	0.117
1.01	0.93	0.926	0.463	0.309	0.264	0.231	0.185	0.154	0.132	0.116
1.02	0.92	0.917	0.458	0.306	0.262	0.229	0.183	0.153	0.131	0.115
1.03	0.91	0.908	0.454	0.303	0.259	0.227	0.182	0.151	0.130	0.113
1.04	0.90	0.899	0.450	0.300	0.257	0.225	0.180	0.150	0.128	0.112
1.05	0.89	0.890	0.445	0.297	0.254	0.223	0.178	0.148	0.127	0.111
1.06	0.88	0.882	0.441	0.294	0.252	0.221	0.176	0.147	0.126	0.110
1.07	0.87	0.874	0.437	0.291	0.250	0.218	0.175	0.146	0.125	0.109
1.08	0.87	0.866	0.433	0.289	0.247	0.216	0.173	0.144	0.124	0.108
1.10	0.85	0.850	0.425	0.283	0.243	0.213	0.170	0.142	0.121	0.106
1.11	0.84	0.842	0.421	0.281	0.241	0.211	0.168	0.140	0.120	0.105
1.12	0.83	0.835	0.417	0.278	0.239	0.209	0.167	0.139	0.119	0.104
1.13	0.83	0.827	0.414	0.276	0.236	0.207	0.165	0.138	0.118	0.103
1.14	0.82	0.820	0.410	0.273	0.234	0.205	0.164	0.137	0.117	0.103
1.15	0.81	0.813	0.407	0.271	0.232	0.203	0.163	0.136	0.116	0.102

1.16	0.81	0.806	0.403	0.269	0.230	0.202	0.161	0.134	0.115	0.101
1.20	0.78	0.779	0.390	0.260	0.223	0.195	0.156	0.130	0.111	0.097
1.30	0.72	0.719	0.360	0.240	0.205	0.180	0.144	0.120	0.103	0.090
1.40	0.67	0.668	0.334	0.223	0.191	0.167	0.134	0.111	0.095	0.083
1.50	0.62	0.623	0.312	0.208	0.178	0.156	0.125	0.104	0.089	0.078
1.60	0.58	0.584	0.292	0.195	0.167	0.146	0.117	0.097	0.083	0.073
1.70	0.55	0.550	0.275	0.183	0.157	0.138	0.110	0.092	0.079	0.069
1.80	0.52	0.519	0.260	0.173	0.148	0.130	0.104	0.087	0.074	0.065
1.90	0.49	0.492	0.246	0.164	0.141	0.123	0.098	0.082	0.070	0.062
2.00	0.47	0.468	0.234	0.156	0.134	0.117	0.093	0.078	0.067	0.058
2.01	0.47	0.465	0.233	0.155	0.133	0.116	0.093	0.078	0.066	0.058
2.02	0.46	0.463	0.231	0.154	0.132	0.116	0.093	0.077	0.066	0.058
2.03	0.46	0.461	0.230	0.154	0.132	0.115	0.092	0.077	0.066	0.058
2.04	0.46	0.458	0.229	0.153	0.131	0.115	0.092	0.076	0.065	0.057
2.05	0.46	0.456	0.228	0.152	0.130	0.114	0.091	0.076	0.065	0.057
2.10	0.45	0.445	0.223	0.148	0.127	0.111	0.089	0.074	0.064	0.056
2.11	0.44	0.443	0.222	0.148	0.127	0.111	0.089	0.074	0.063	0.055
2.12	0.44	0.441	0.221	0.147	0.126	0.110	0.088	0.074	0.063	0.055
2.13	0.44	0.439	0.219	0.146	0.125	0.110	0.088	0.073	0.063	0.055
2.14	0.44	0.437	0.218	0.146	0.125	0.109	0.087	0.073	0.062	0.055
2.15	0.43	0.435	0.217	0.145	0.124	0.109	0.087	0.072	0.062	0.054
2.16	0.43	0.433	0.216	0.144	0.124	0.108	0.087	0.072	0.062	0.054
2.17	0.43	0.431	0.215	0.144	0.123	0.108	0.086	0.072	0.062	0.054
2.18	0.43	0.429	0.214	0.143	0.123	0.107	0.086	0.071	0.061	0.054
2.19	0.43	0.427	0.213	0.142	0.122	0.107	0.085	0.071	0.061	0.053
2.20	0.43	0.425	0.213	0.142	0.121	0.106	0.085	0.071	0.061	0.053
2.21	0.42	0.423	0.212	0.141	0.121	0.106	0.085	0.071	0.060	0.053
2.22	0.42	0.421	0.211	0.140	0.120	0.105	0.084	0.070	0.060	0.053
2.50	0.37	0.374	0.187	0.125	0.107	0.094	0.075	0.062	0.053	0.047
3.00	0.31	0.312	0.156	0.104	0.089	0.078	0.062	0.052	0.045	0.039
3.50	0.25	0.249	0.124	0.083	0.071	0.062	0.050	0.041	0.036	0.031
4.00	0.19	0.191	0.095	0.064	0.054	0.048	0.038	0.032	0.027	0.024
4.50	0.15	0.151	0.075	0.050	0.043	0.038	0.030	0.025	0.022	0.019
5.00	0.12	0.122	0.061	0.041	0.035	0.030	0.024	0.020	0.017	0.015
5.50	0.10	0.101	0.050	0.034	0.029	0.025	0.020	0.017	0.014	0.013
6.00	0.08	0.085	0.042	0.028	0.024	0.021	0.017	0.014	0.012	0.011
6.50	0.07	0.072	0.036	0.024	0.021	0.018	0.014	0.012	0.010	0.009
7.00	0.06	0.062	0.031	0.021	0.018	0.016	0.012	0.010	0.009	0.008
7.50	0.05	0.054	0.027	0.018	0.015	0.014	0.011	0.009	0.008	0.007
8.00	0.05	0.048	0.024	0.016	0.014	0.012	0.010	0.008	0.007	0.006
8.50	0.04	0.042	0.021	0.014	0.012	0.011	0.008	0.007	0.006	0.005

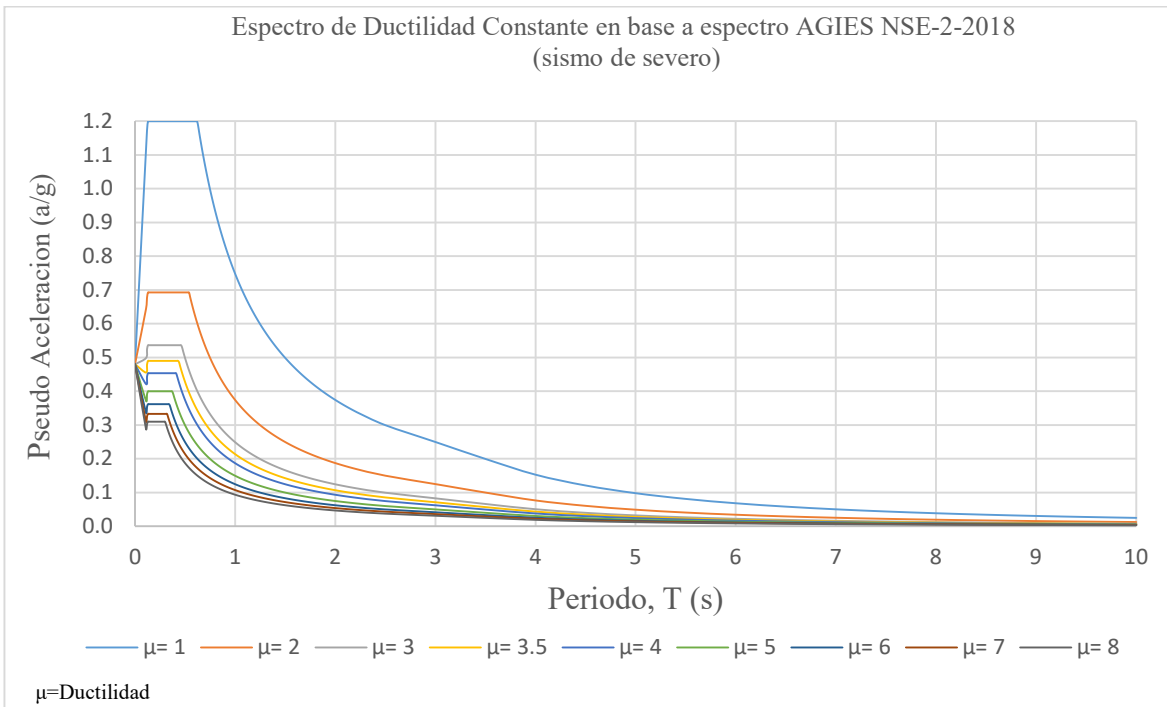
Fuente: Elaboración propia

Figura No. 57 Espectro de Ductilidad Constante sismo máximo o extremo



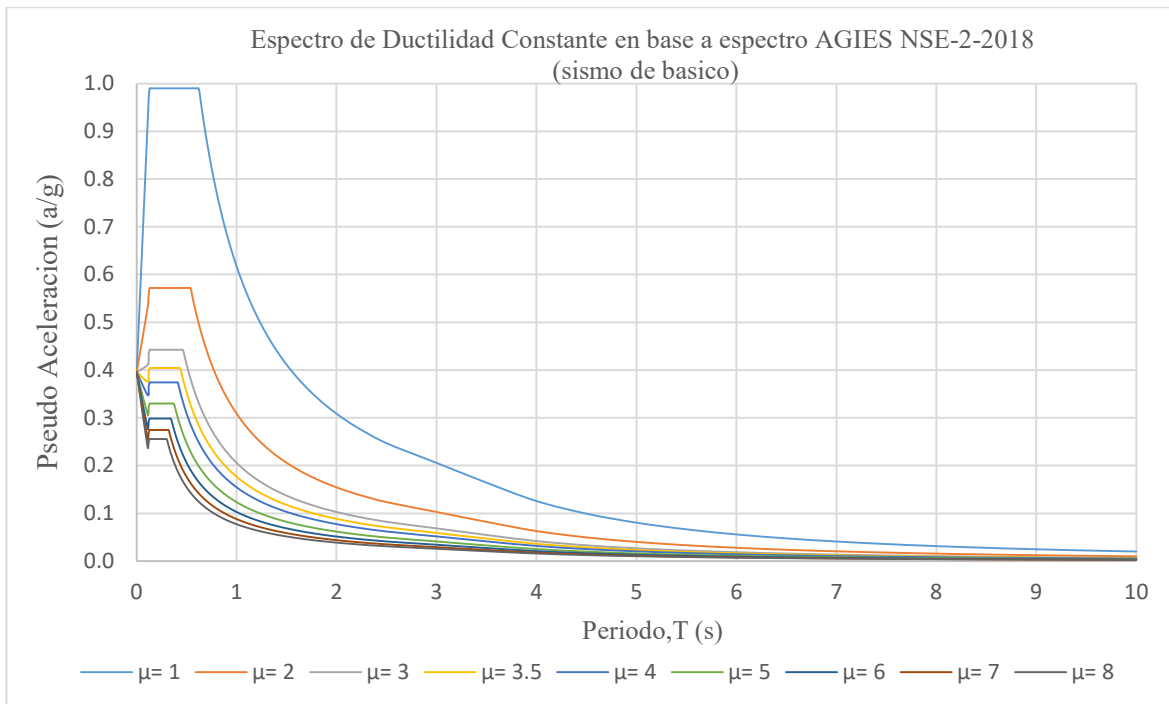
Fuente: Adaptación AGIES NSE-2.

Figura No. 58 Espectro de Ductilidad Constante sismo severo



Fuente: Adaptación AGIES NSE-2.

Figura No. 59 Espectro de Ductilidad Constante sismo básico



Fuente: Adaptación AGIES NSE-2.

El espectro de respuesta que representa la demanda, también debe ser graficado en formato ADRS. Para convertir un espectro de respuesta estándar de valores  $S_{ai}$ ,  $T_i$  a un formato equivalente  $S_{di}$ ,  $S_{di}$ , se debe determinar cada desplazamiento espectral  $S_{di}$  para cada  $T_i$  como se explica en la parte teórica de este trabajo de tesis.

A continuación, se presenta el resultado de dicha conversión para cada una de las tres amenazas consideradas (sismo básico, severo y extremo).

## 5.2 Cálculo de Diagrama de Demanda.

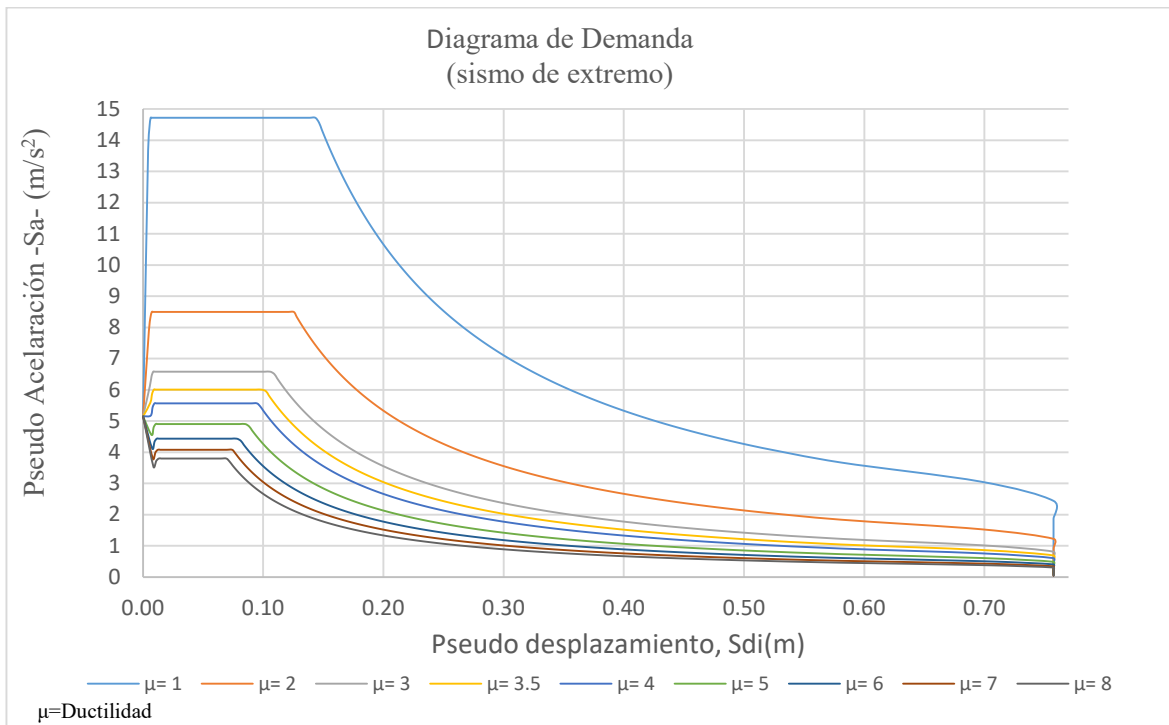
Tabla No. 65 Conversión de Espectro de ductilidad constante a Diagrama de Demanda (sismo extremo).

T (seg)	$\mu=1$		$\mu=2$		$\mu=3$		$\mu=3.5$		$\mu=4$	
	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sdi (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sdi (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sdi (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sdi (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sdi (m)
0.00	5.148	0.000	5.148	0.000	5.148	0.000	5.148	0.000	5.148	0.000
0.11	13.676	0.004	7.896	0.005	6.116	0.006	5.583	0.006	5.169	0.006
0.12	14.385	0.005	8.305	0.006	6.433	0.007	5.872	0.007	5.437	0.008
0.13	14.715	0.006	8.496	0.007	6.581	0.008	6.007	0.009	5.562	0.010
0.14	14.715	0.007	8.496	0.008	6.581	0.010	6.007	0.010	5.562	0.011
0.15	14.715	0.008	8.496	0.010	6.581	0.011	6.007	0.012	5.562	0.013
0.16	14.715	0.010	8.496	0.011	6.581	0.013	6.007	0.014	5.562	0.014
0.17	14.715	0.011	8.496	0.012	6.581	0.014	6.007	0.015	5.562	0.016
0.18	14.715	0.012	8.496	0.014	6.581	0.016	6.007	0.017	5.562	0.018
0.19	14.715	0.013	8.496	0.016	6.581	0.018	6.007	0.019	5.562	0.020
0.20	14.715	0.015	8.496	0.017	6.581	0.020	6.007	0.021	5.562	0.023
0.21	14.715	0.016	8.496	0.019	6.581	0.022	6.007	0.023	5.562	0.025
0.22	14.715	0.018	8.496	0.021	6.581	0.024	6.007	0.026	5.562	0.027
0.23	14.715	0.020	8.496	0.023	6.581	0.026	6.007	0.028	5.562	0.030
0.24	14.715	0.021	8.496	0.025	6.581	0.029	6.007	0.031	5.562	0.032
0.25	14.715	0.023	8.496	0.027	6.581	0.031	6.007	0.033	5.562	0.035
0.26	14.715	0.025	8.496	0.029	6.581	0.034	6.007	0.036	5.562	0.038
0.27	14.715	0.027	8.496	0.031	6.581	0.036	6.007	0.039	5.562	0.041
0.28	14.715	0.029	8.496	0.034	6.581	0.039	6.007	0.042	5.562	0.044
0.29	14.715	0.031	8.496	0.036	6.581	0.042	6.007	0.045	5.562	0.047
0.30	14.715	0.034	8.496	0.039	6.581	0.045	6.007	0.048	5.562	0.051
0.40	14.715	0.060	8.496	0.069	6.581	0.080	6.007	0.085	5.562	0.090
0.50	14.715	0.093	8.496	0.108	6.115	0.116	5.241	0.116	4.586	0.116
0.60	14.715	0.134	7.644	0.139	5.096	0.139	4.368	0.139	3.822	0.139
0.70	13.103	0.163	6.552	0.163	4.368	0.163	3.744	0.163	3.276	0.163
0.80	11.465	0.186	5.733	0.186	3.822	0.186	3.276	0.186	2.866	0.186
0.90	10.192	0.209	5.096	0.209	3.397	0.209	2.912	0.209	2.548	0.209
0.99	9.265	0.230	4.633	0.230	3.088	0.230	2.647	0.230	2.316	0.230
1.00	9.172	0.232	4.586	0.232	3.057	0.232	2.621	0.232	2.293	0.232
1.01	9.082	0.235	4.541	0.235	3.027	0.235	2.595	0.235	2.270	0.235
1.02	8.992	0.237	4.496	0.237	2.998	0.237	2.569	0.237	2.248	0.237
1.03	8.905	0.239	4.453	0.239	2.968	0.239	2.544	0.239	2.226	0.239
1.04	8.820	0.242	4.410	0.242	2.940	0.242	2.520	0.242	2.205	0.242
1.05	8.736	0.244	4.368	0.244	2.912	0.244	2.496	0.244	2.184	0.244
1.06	8.653	0.246	4.327	0.246	2.884	0.246	2.472	0.246	2.163	0.246
1.07	8.572	0.249	4.286	0.249	2.857	0.249	2.449	0.249	2.143	0.249

1.08	8.493	0.251	4.246	0.251	2.831	0.251	2.427	0.251	2.123	0.251
1.09	8.415	0.253	4.208	0.253	2.805	0.253	2.404	0.253	2.104	0.253
1.10	8.338	0.256	4.169	0.256	2.780	0.256	2.382	0.256	2.085	0.256
1.15	7.976	0.267	3.988	0.267	2.659	0.267	2.279	0.267	1.994	0.267
1.20	7.644	0.279	3.822	0.279	2.548	0.279	2.184	0.279	1.911	0.279
1.25	7.338	0.290	3.669	0.290	2.446	0.290	2.097	0.290	1.834	0.290
1.30	7.056	0.302	3.528	0.302	2.352	0.302	2.016	0.302	1.764	0.302
1.35	6.794	0.314	3.397	0.314	2.265	0.314	1.941	0.314	1.699	0.314
1.40	6.552	0.325	3.276	0.325	2.184	0.325	1.872	0.325	1.638	0.325
1.50	6.115	0.349	3.057	0.349	2.038	0.349	1.747	0.349	1.529	0.349
1.60	5.733	0.372	2.866	0.372	1.911	0.372	1.638	0.372	1.433	0.372
1.70	5.396	0.395	2.698	0.395	1.799	0.395	1.542	0.395	1.349	0.395
1.80	5.096	0.418	2.548	0.418	1.699	0.418	1.456	0.418	1.274	0.418
1.90	4.828	0.441	2.414	0.441	1.609	0.441	1.379	0.441	1.207	0.441
2.00	4.586	0.465	2.293	0.465	1.529	0.465	1.310	0.465	1.147	0.465
2.01	4.563	0.467	2.282	0.467	1.521	0.467	1.304	0.467	1.141	0.467
2.02	4.541	0.469	2.270	0.469	1.514	0.469	1.297	0.469	1.135	0.469
2.03	4.518	0.472	2.259	0.472	1.506	0.472	1.291	0.472	1.130	0.472
2.04	4.496	0.474	2.248	0.474	1.499	0.474	1.285	0.474	1.124	0.474
2.05	4.474	0.476	2.237	0.476	1.491	0.476	1.278	0.476	1.119	0.476
2.06	4.453	0.479	2.226	0.479	1.484	0.479	1.272	0.479	1.113	0.479
2.07	4.431	0.481	2.216	0.481	1.477	0.481	1.266	0.481	1.108	0.481
2.08	4.410	0.483	2.205	0.483	1.470	0.483	1.260	0.483	1.102	0.483
2.09	4.389	0.486	2.194	0.486	1.463	0.486	1.254	0.486	1.097	0.486
2.10	4.368	0.488	2.184	0.488	1.456	0.488	1.248	0.488	1.092	0.488
2.50	3.669	0.581	1.834	0.581	1.223	0.581	1.048	0.581	0.917	0.581
3.00	3.057	0.697	1.529	0.697	1.019	0.697	0.874	0.697	0.764	0.697
3.50	2.441	0.757	1.220	0.757	0.814	0.757	0.697	0.757	0.610	0.757
4.00	1.869	0.757	0.934	0.757	0.623	0.757	0.534	0.757	0.467	0.757
4.50	1.477	0.757	0.738	0.757	0.492	0.757	0.422	0.757	0.369	0.757
5.00	1.196	0.757	0.598	0.757	0.399	0.757	0.342	0.757	0.299	0.757
5.50	0.988	0.757	0.494	0.757	0.329	0.757	0.282	0.757	0.247	0.757
6.00	0.831	0.757	0.415	0.757	0.277	0.757	0.237	0.757	0.208	0.757
6.50	0.708	0.757	0.354	0.757	0.236	0.757	0.202	0.757	0.177	0.757
7.00	0.610	0.757	0.305	0.757	0.203	0.757	0.174	0.757	0.153	0.757
7.50	0.532	0.757	0.266	0.757	0.177	0.757	0.152	0.757	0.133	0.757
8.00	0.467	0.757	0.234	0.757	0.156	0.757	0.133	0.757	0.117	0.757
8.50	0.414	0.757	0.207	0.757	0.138	0.757	0.118	0.757	0.103	0.757
9.00	0.369	0.757	0.185	0.757	0.123	0.757	0.105	0.757	0.092	0.757

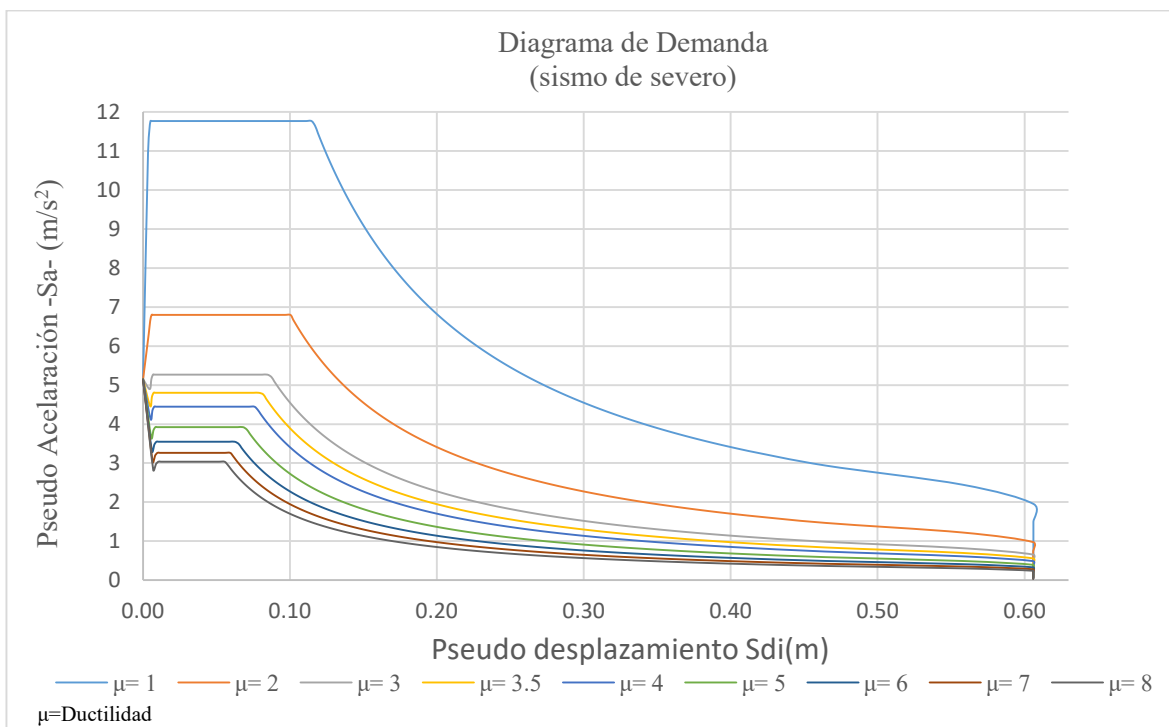
Fuente: Elaboración propia

Figura No. 60 Diagrama de Demanda sismo extremo.



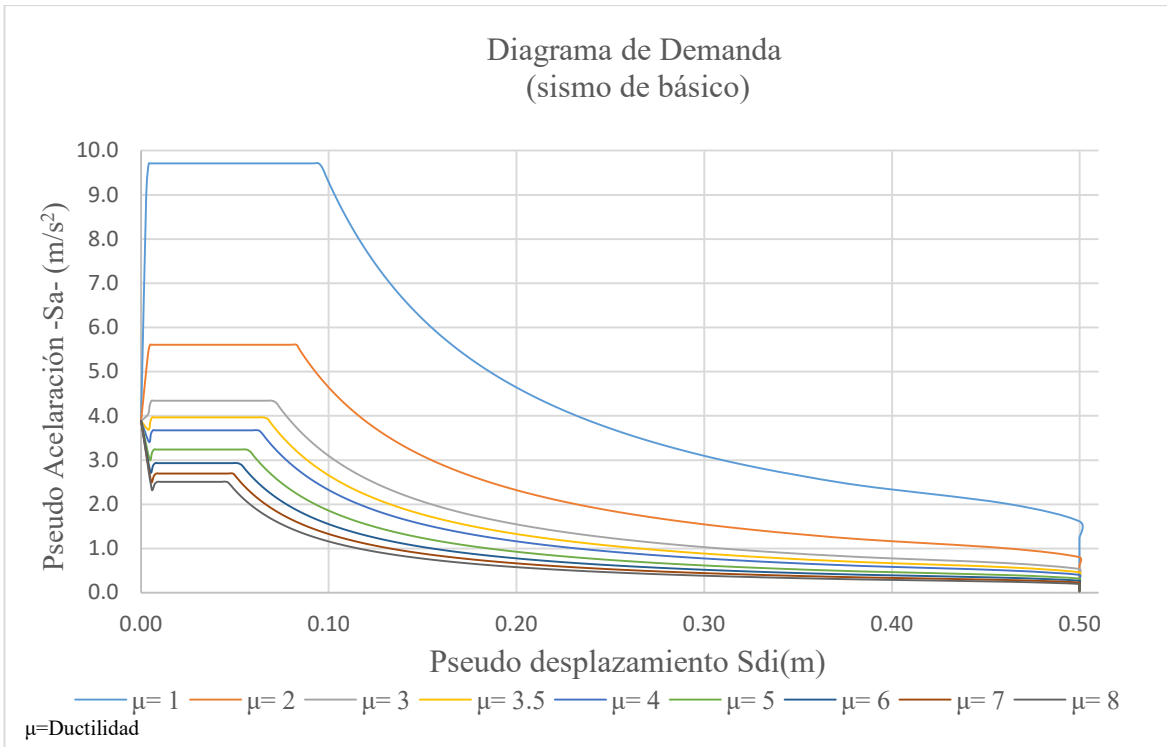
Fuente: Adaptación AGIES NSE-2.

Figura No. 61 Diagrama de Demanda sismo severo.



Fuente: Adaptación AGIES NSE-2.

Figura No. 62 Diagrama de Demanda sismo básico.



Fuente: Adaptación AGIES NSE-2.



## **6 PUNTO DE DESEMPEÑO SISMICO DEL MÓDULO “G”**

### **6.1 Determinación del punto de desempeño**

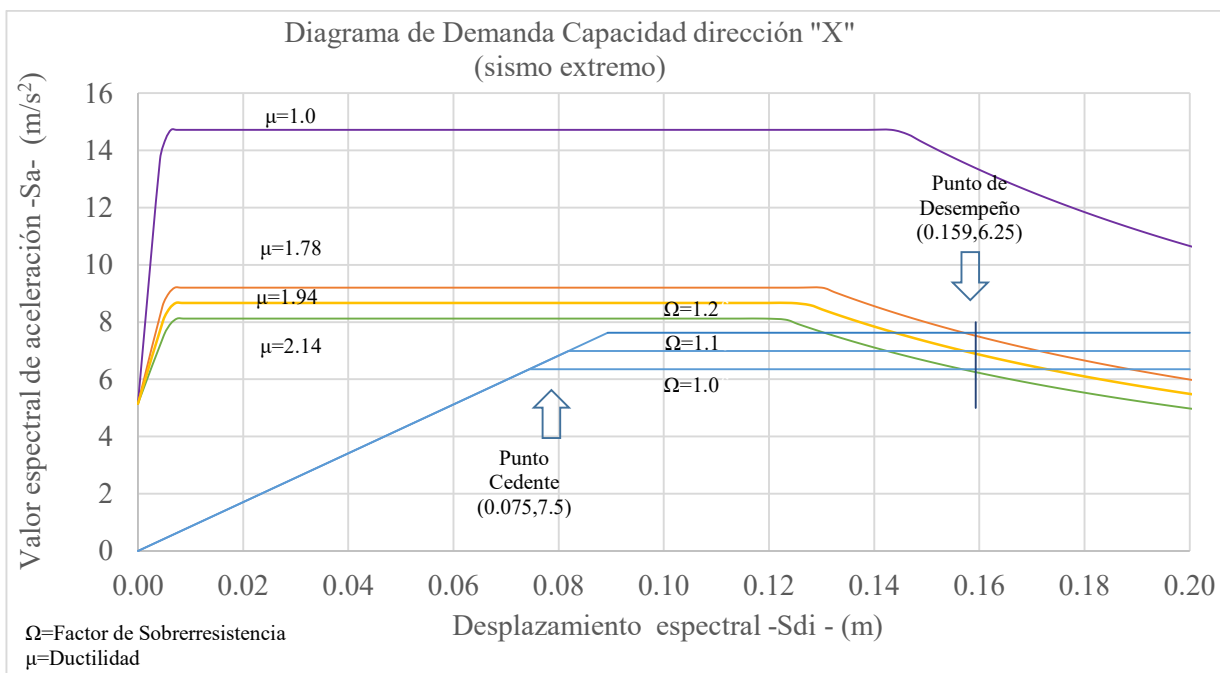
Una vez que se definen una curva de capacidad y un desplazamiento de demanda, se puede realizar una evaluación del desempeño. Una verificación del desempeño chequea que los componentes estructurales y no estructurales, no se dañen más allá de los límites aceptables del objetivo de rendimiento para las fuerzas y los desplazamientos implicados por la demanda de desplazamiento.

Un nivel de desempeño describe una condición de daño límite que puede considerarse satisfactoria para un edificio dado y un movimiento del suelo dado. La condición límite se describe por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de la vida de los ocupantes del edificio creada por el daño y la capacidad de servicio posterior al terremoto del edificio. Los niveles de desempeño objetivo para el sistema estructural y no estructural se especifican de forma independiente. Los niveles de rendimiento estructural reciben designaciones de nombre y número. Mientras que el nivel de rendimiento no estructural se les da nombres y designación de letras.

### **6.2 Punto de desempeño**

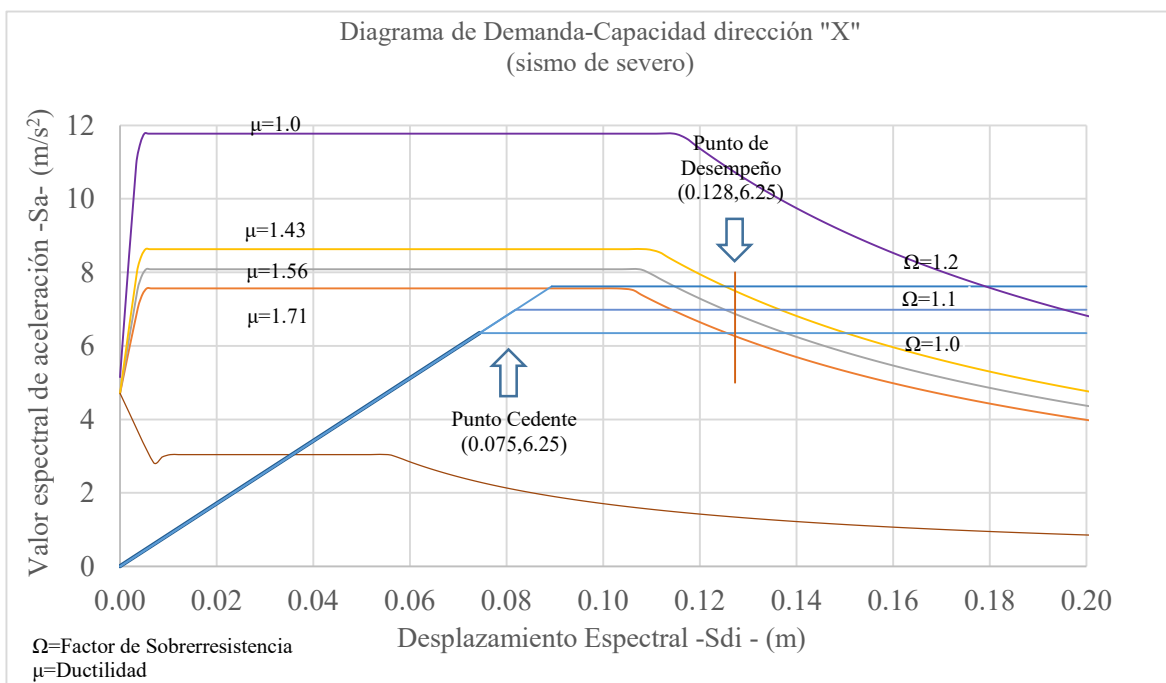
Para los diferentes diagramas de Demanda-Capacidad tanto para el eje X y Y, afectando la curva capacidad por los valores de sobrerresistencia y para las tres amenazas consideradas se realizó el procedimiento especificado en la parte teórica del presente trabajo de tesis para determinar los diferentes puntos de desempeño a continuación se muestran en forma gráfica y un resumen los resultados obtenidos.

Figura No. 63 Punto de desempeño eje "X" Módulo "G" con  $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo extremo.



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 64 Punto de desempeño eje "X" Módulo "G" con  $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo severo.



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 65 Punto de desempeño eje "X" Módulo "G" con  $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo básico.

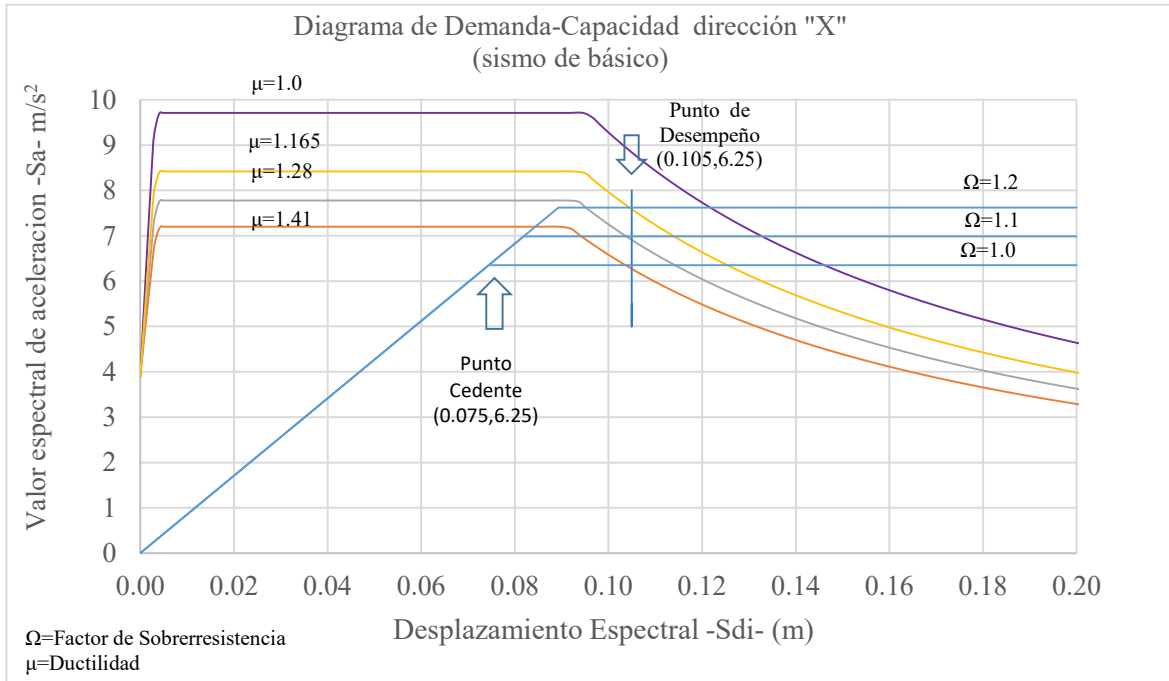
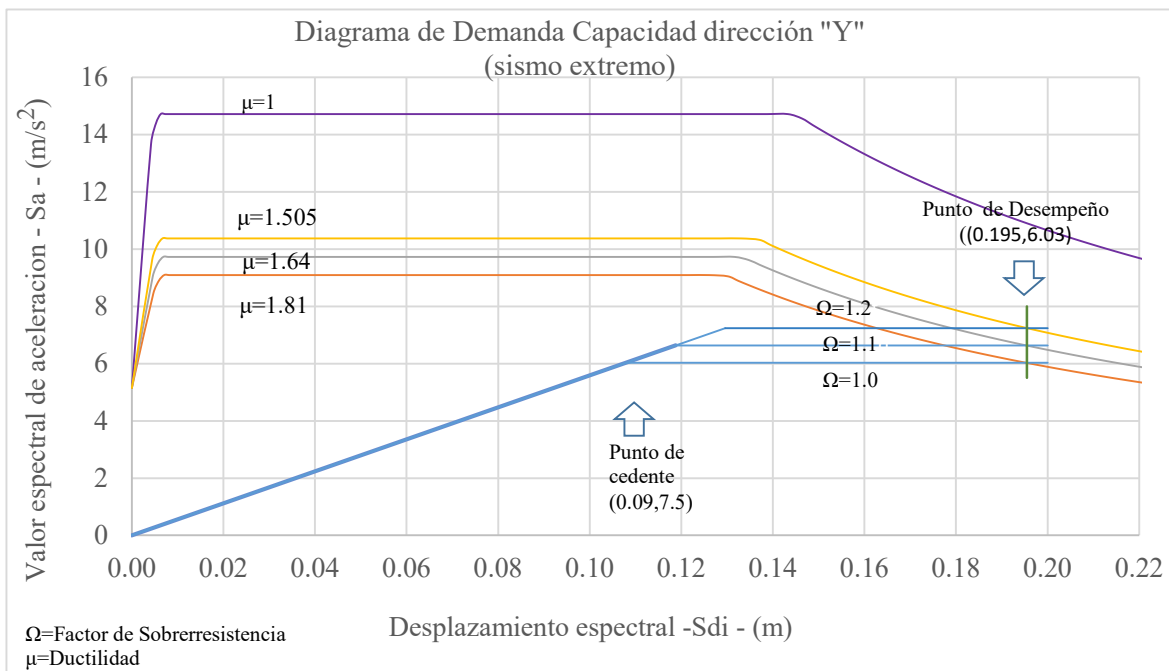
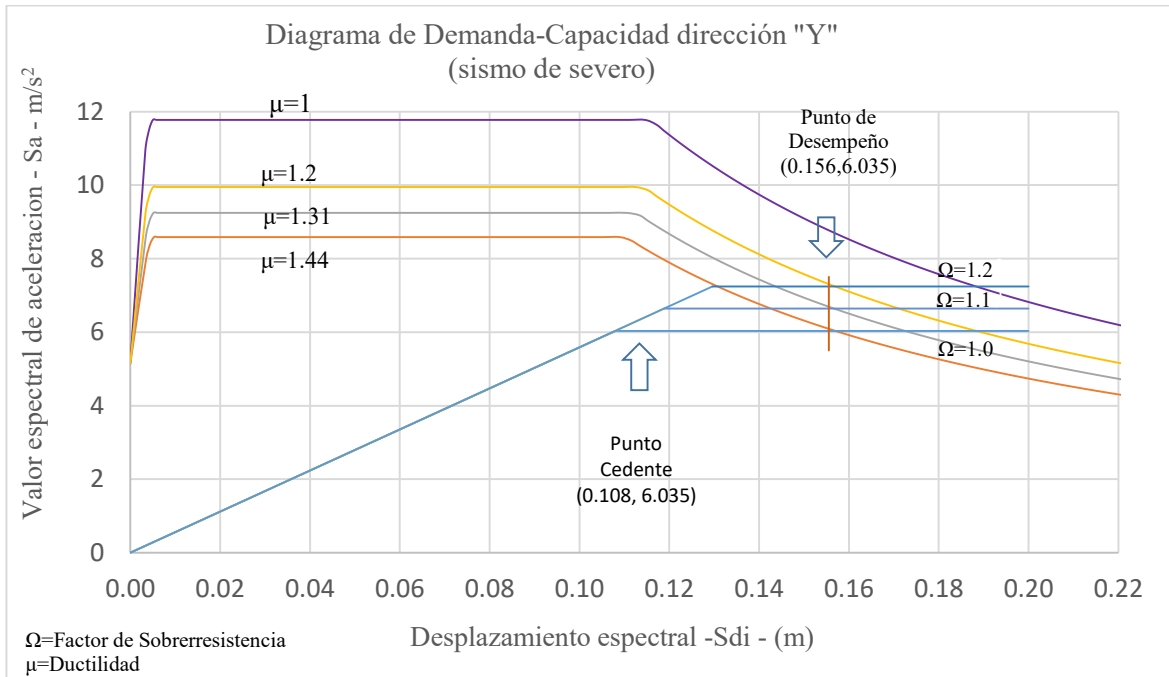


Figura No. 66 Punto de desempeño eje "Y" Módulo "G" con  $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo Extremo



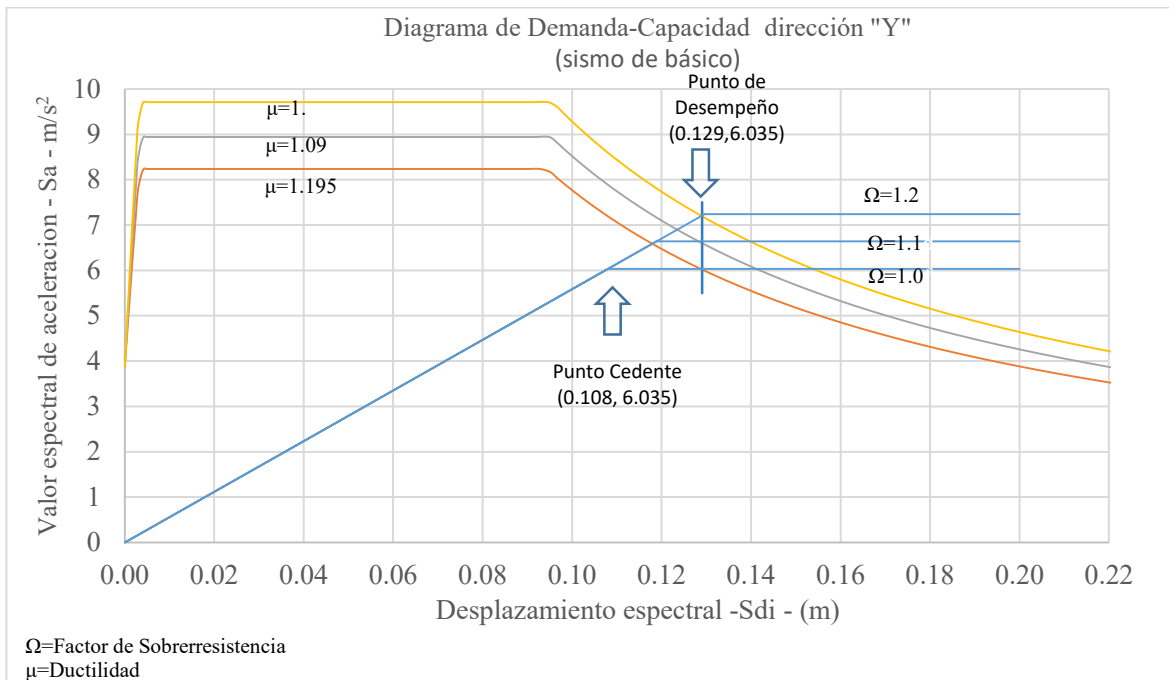
Fuente: Elaboración propia

Figura No. 67 Punto de desempeño eje "Y" Módulo "G" con  $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo Severo.



Fuente: Elaboración propia.

Figura No. 68 Punto de desempeño eje "Y" Módulo "G" con  $\Omega= 1, 1.1, 1.2$ , sismo Básico.



Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 66 Resumen de punto de desempeño.

$\Omega$	Sin el efecto Biaxial		
	Eje X		
	Sismo Extremo	Sismo Severo	Sismo Básico
	$\mu_D$	$\mu_D$	$\mu_D$
1	<b>2.14</b>	<b>1.71</b>	<b>1.41</b>
1.1	1.94	1.56	1.28
1.2	1.78	1.43	1.165
PDx (m)	0.159	0.127	0.105

$\Omega$	Con el efecto Biaxial		
	Eje X		
	Sismo Extremo	Sismo Severo	Sismo Básico
	$\mu_D$	$\mu_D$	$\mu_D$
1	2.56	2.05	1.52
1.1	2.33	1.86	1.39
1.2	<b>2.14</b>	<b>1.71</b>	<b>1.41</b>
PDx (m)	0.158	0.127	0.105

Punto Cedente	$\Omega=1$	$\Omega=1.1$	$\Omega=1.2$
Sdi (m)	0.074	0.082	0.089
Sa (m/s <sup>2</sup> )	6.350	6.985	7.621

Punto Cedente	$\Omega=1$	$\Omega=1.1$	$\Omega=1.2$
Sdi (m)	0.062	0.068	0.074
Sa (m/s <sup>2</sup> )	5.283	5.812	6.340
	1.20	1.20	1.20

$\Omega$	Sin el efecto Biaxial		
	Eje Y		
	Sismo Extremo	Sismo Severo	Sismo Básico
	$\mu_D$	$\mu_D$	$\mu_D$
1	<b>1.81</b>	<b>1.44</b>	<b>1.20</b>
1.1	1.645	1.31	1.09
1.2	1.505	1.2	1.00
PDy (m)	0.195	0.156	0.129

$\Omega$	Con el efecto Biaxial		
	Eje Y		
	Sismo Extremo	Sismo Severo	Sismo Básico
	$\mu_D$	$\mu_D$	$\mu_D$
1	2.17	1.74	1.44
1.1	1.97	1.58	1.31
1.2	<b>1.81</b>	<b>1.44</b>	<b>1.20</b>
PDy (m)	0.195	0.156	0.130

Punto Cedente	$\Omega=1$	$\Omega=1.1$	$\Omega=1.2$
Sdi (m)	0.084	0.093	0.101
Sa (m/s <sup>2</sup> )	6.035	6.639	7.242

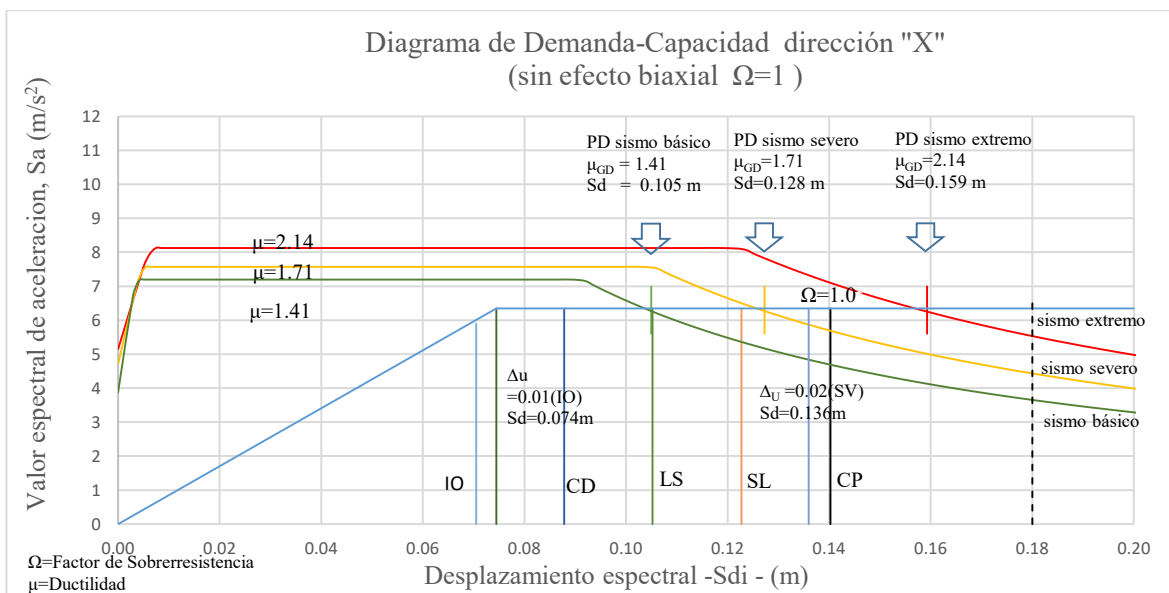
Punto Cedente	$\Omega=1$	$\Omega=1.1$	$\Omega=1.2$
Sdi (m)	0.070	0.077	0.084
Sa (m/s <sup>2</sup> )	5.027	5.530	6.032

### 6.3 Medios de Verificación del punto de desempeño.

Dentro de los puntos de verificación del análisis no Lineal desarrollado para el Módulo “G” se utilizaron los siguientes.

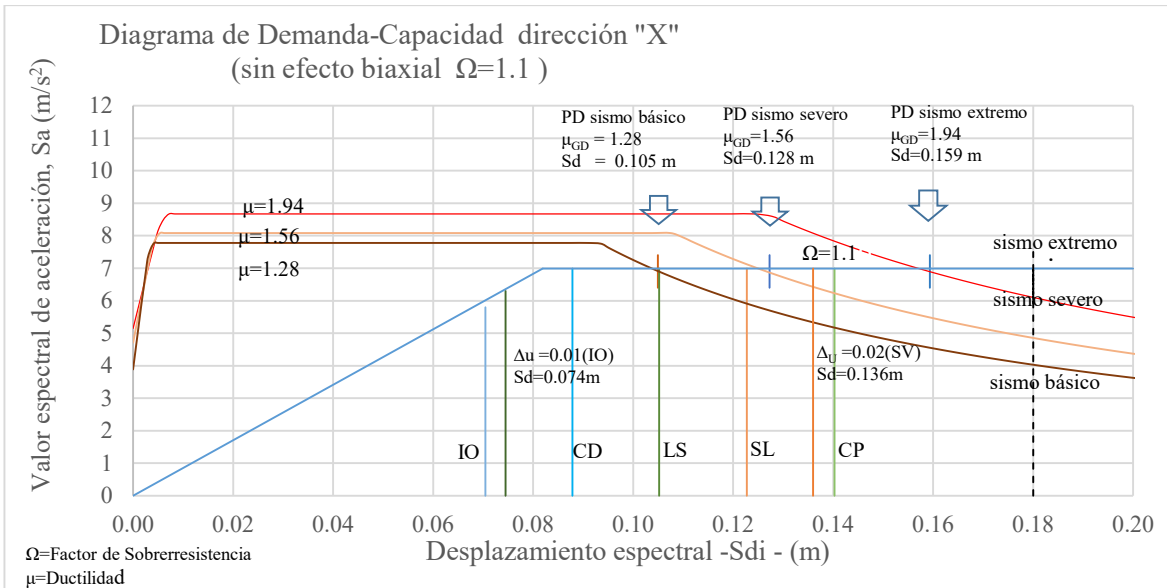
- Cortante en los elementos en el punto de desempeño.
- Derivas en cada piso en punto de desempeño.
- Nivel de desempeño en cada rotula.
- Deformaciones unitarias máximas en los materiales.
  - Considerando deformación del concreto  $<0.02$
  - Deformación del acero principal  $0.6 \varepsilon_{su} < 0.05$

Figura No. 69 Evaluación Punto de desempeño eje “X” Módulo “G” con  $\Omega=1$ .



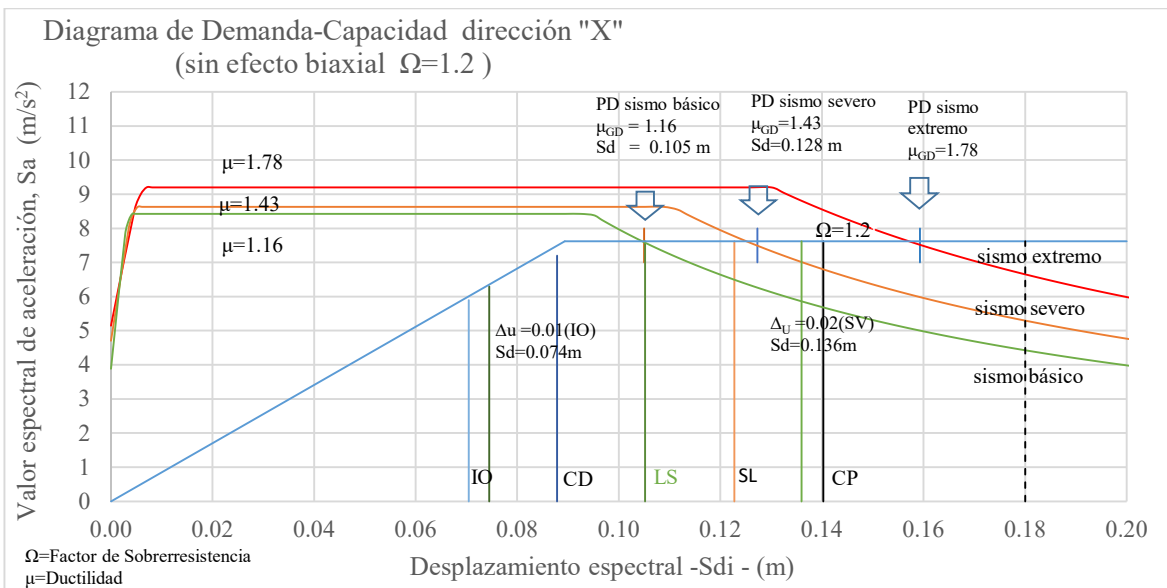
Elaboración Propia.

Figura No. 70 Evaluación Punto de desempeño eje "X" Módulo "G" con  $\Omega=1.1$ .



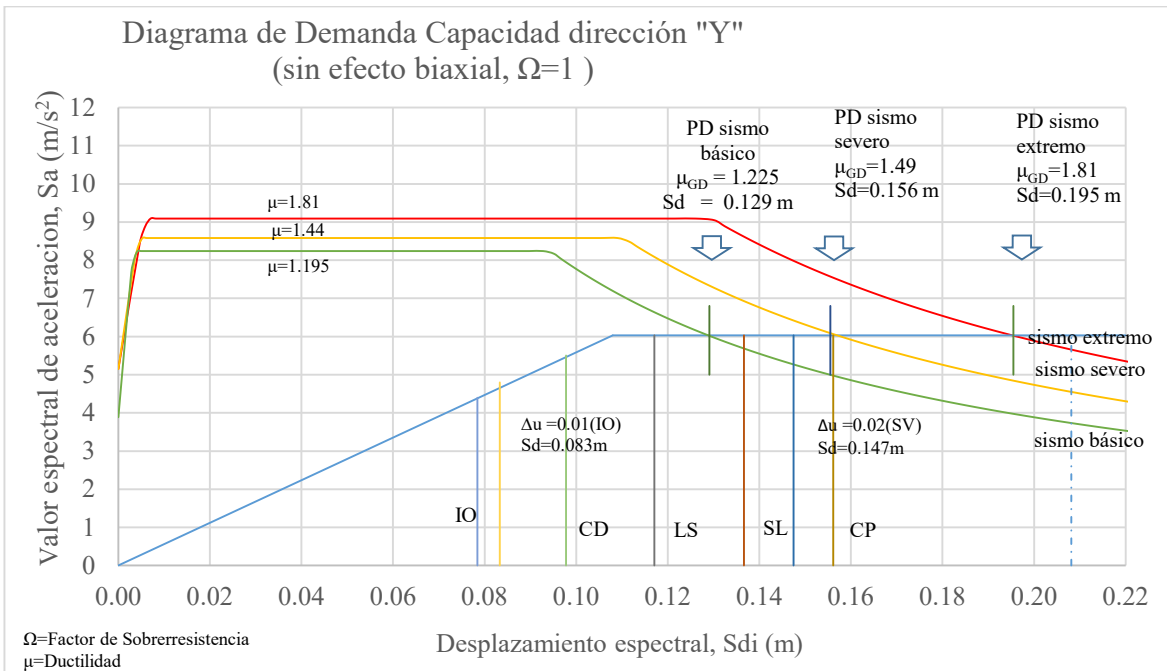
Fuente: Elaboración propia.

Figura No. 71 Evaluación Punto de desempeño eje "X" Módulo "G" con  $\Omega=1.2$



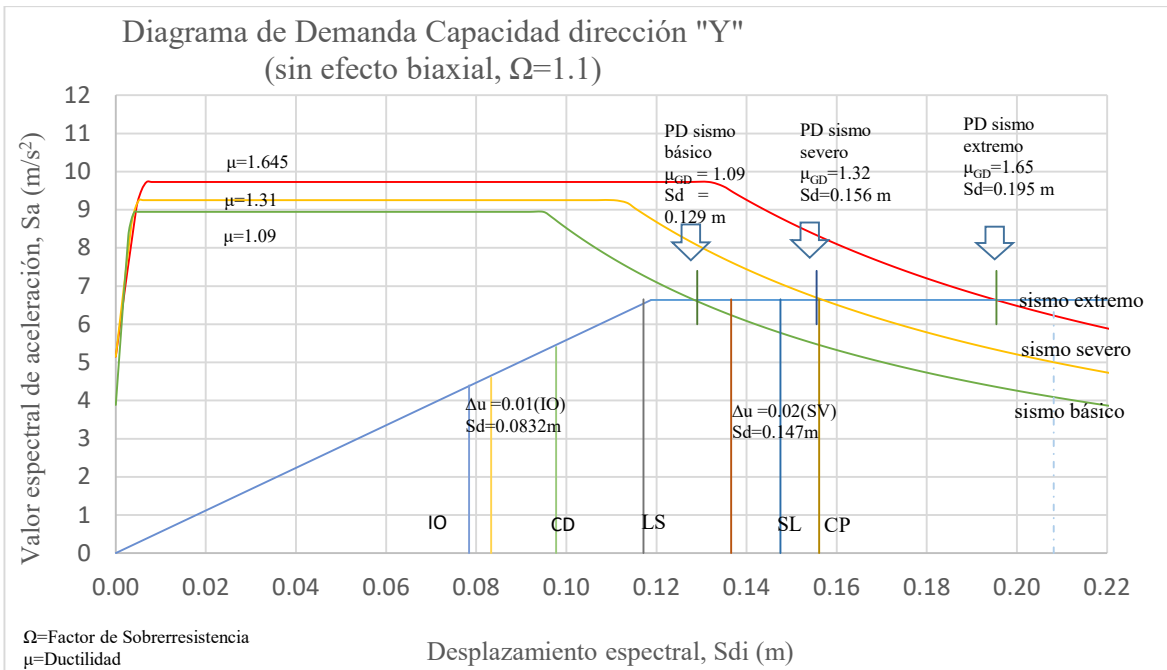
Fuente: Elaboración propia.

Figura No. 72 Evaluación Punto de desempeño eje "Y" Módulo "G" con  $\Omega=1$



Fuente: Elaboración propia.

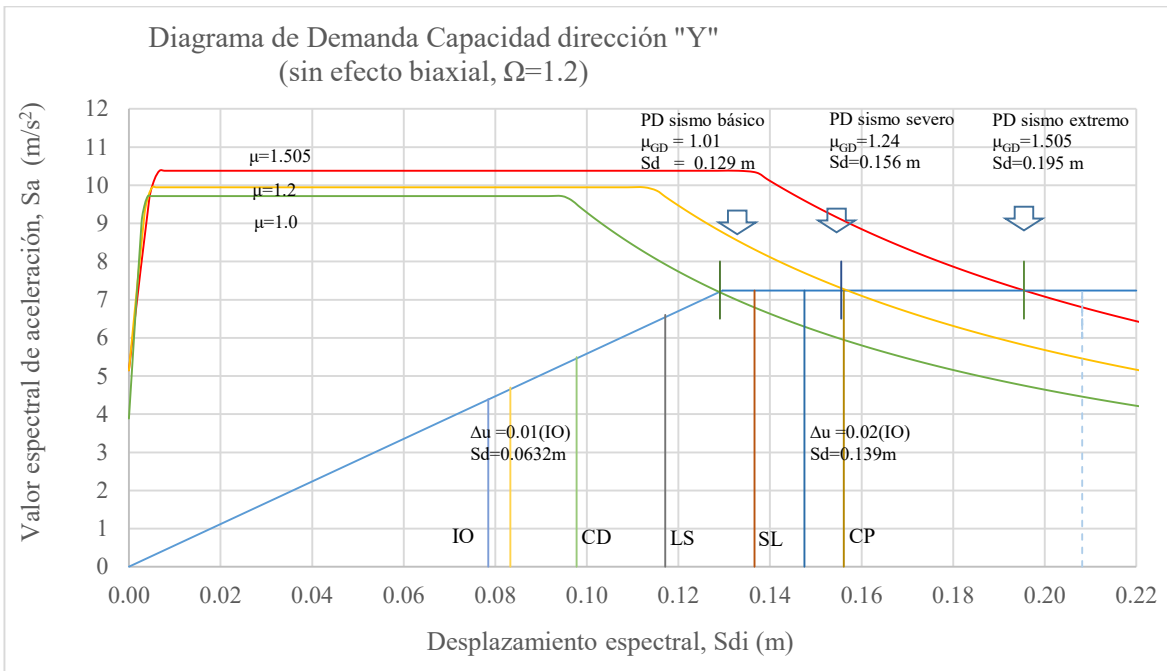
Figura No. 73 Evaluación Punto de desempeño eje "Y" Módulo "G" con  $\Omega=1.1$



Fuente: Elaboración propia.



Figura No. 74 Evaluación Punto de desempeño eje "Y" Módulo "G" con  $\Omega=1.2$



Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 67 Resultados de la Curva Capacidad Fuerza-Desplazamiento de techo Eje "X".

Puntos de Verificación	paso	Desplazamiento de techo (cm)	Fuerza (Kgf)	Curva deformación-fuerza					Criterios de Aceptación				
				AB	BC	CD	DE	E	A-IO	IO-LS	LS-CP	CP	Total
	0	0.00	0	300	0	0	0	0	300	0	0	0	300
	1	2.00	567,860	300	0	0	0	0	300	0	0	0	300
	2	4.00	1,135,721	300	0	0	0	0	300	0	0	0	300
	3	4.94	1,403,987	298	2	0	0	0	300	0	0	0	300
	4	7.50	1,912,209	280	20	0	0	0	300	0	0	0	300
<b>DERIVA 0.01</b>	<b>5</b>	<b>9.51</b>	<b>2,291,079</b>	<b>269</b>	<b>31</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>300</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>300</b>
	6	11.55	2,645,374	238	62	0	0	0	300	0	0	0	300
<b>PDB</b>	<b>7</b>	<b>13.52</b>	<b>2,938,737</b>	<b>187</b>	<b>113</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>280</b>	<b>20</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>300</b>
	8	15.62	3,149,753	162	138	0	0	0	280	11	9	0	300
	9	17.31	3,256,558	151	146	3	0	0	280	0	17	3	300
	10	17.32	3,257,691	151	146	3	0	0	280	0	17	3	300
	11	17.32	3,256,631	151	146	3	0	0	280	0	17	3	300
	12	17.33	3,257,314	151	146	3	0	0	280	0	17	3	300
	13	17.33	3,257,306	151	146	3	0	0	280	0	17	3	300
<b>DERIVA 0.02</b>	<b>14</b>	<b>17.33</b>	<b>3,257,402</b>	<b>151</b>	<b>146</b>	<b>3</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>280</b>	<b>0</b>	<b>17</b>	<b>3</b>	<b>300</b>
<b>PDS, PDE</b>													

Fuente: Resultados programa ETABS.

Figura No. 75 Respuesta de piso Eje “X”

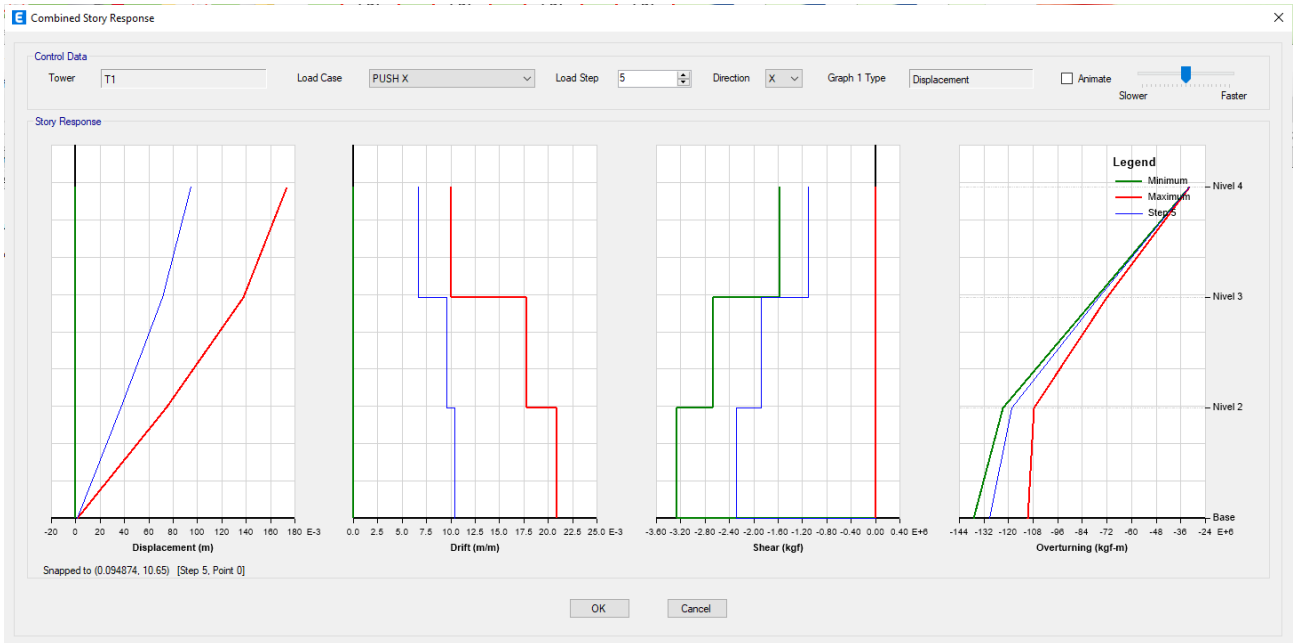


Tabla No. 68 Resultados de la Curva Capacidad Fuerza-Desplazamiento de techo Eje “X”.

Punto de Desempeño		$S_d_e$ (m)	$\Delta_{TECHO}$ (m)	Posición en Curva Deformación	Ubicación en criterios de Aceptación	Nivel de desempeño Estructural requerido según AGIES Tabla 5.4.1	Conclusión
Sismo Básico	PDB	0.105	0.134	BC	IO-LS	Control de daños	No cumple
Sismo Severo	PDS	0.128	0.163	BC	LS-CP	Seguridad Limitada	No cumple
Sismo Extremo	PDE	0.159	0.20	CD	CP	N/A	N/A

Tabla No. 69 Resultados de la Curva Capacidad Fuerza-Desplazamiento de techo Eje “Y”.

Punto de Control	paso	Desplazamiento (cm)	Fuerza (Toneladas)	Formación de rótulas										
				Curva deformación-fuerza					Criterios de Aceptación					
				AB	BC	CD	DE	E	A- IO	IO- LS	LS- CP	CP	Total	
	0	0.00	0	288	0	0	0	0	0	288	0	0	0	288
	1	2.00	483	288	0	0	0	0	0	288	0	0	0	288
	2	4.00	965	288	0	0	0	0	0	288	0	0	0	288
	3	4.86	1,173	286	2	0	0	0	0	288	0	0	0	288
	4	7.63	1,661	268	20	0	0	0	0	288	0	0	0	288
<b>DERIVA 0.01</b>	<b>5</b>	<b>10.67</b>	<b>2,141</b>	<b>255</b>	<b>33</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>288</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>288</b>

	6	12.75	2,438	241	47	0	0	0	283	5	0	0	288
	7	14.77	2,693	202	86	0	0	0	268	20	0	0	288
PDB	8	16.82	2,881	142	146	0	0	0	268	13	7	0	288
DERIVA 0.02	9	18.95	2,995	119	169	0	0	0	266	2	20	0	288
	10	19.41	3,016	118	169	1	0	0	266	2	19	1	288
	11	19.41	3,016	118	169	1	0	0	266	2	19	1	288
	12	19.41	3,016	118	169	1	0	0	266	2	19	1	288
	13	19.41	3,016	118	169	1	0	0	266	2	19	1	288
PDS Y PDE	>13	19.41	3,016	118	169	1	0	0	266	2	19	1	288

Figura No. 76 Respuesta de piso Eje “Y”

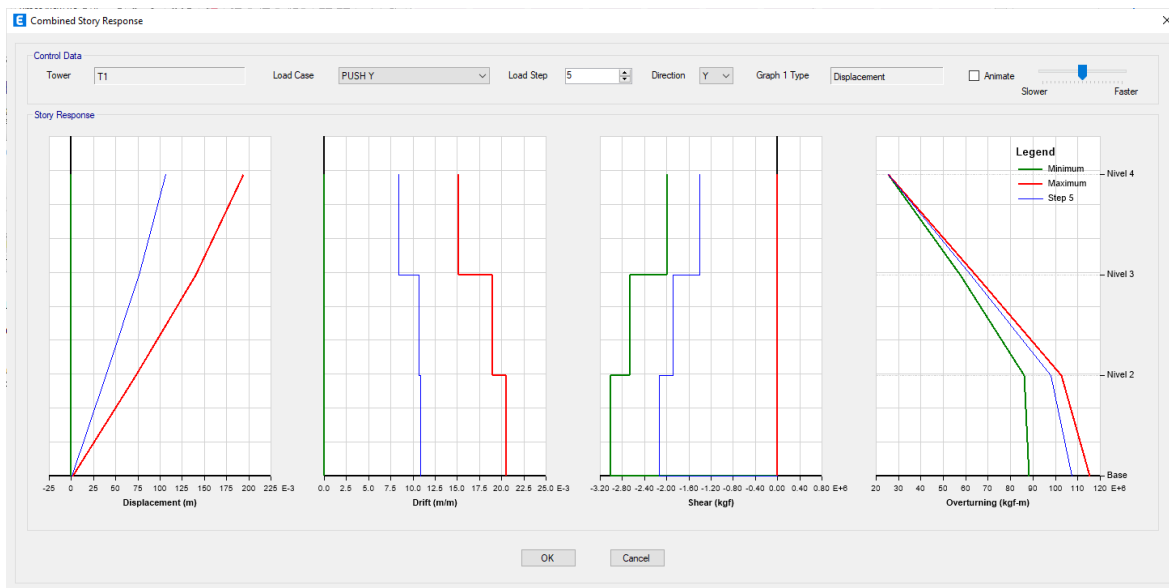


Tabla No. 70 Resultados de la Curva Capacidad Fuerza-Desplazamiento de techo Eje “Y”.

Punto de Desempeño		$S_{de}$ (m)	$\Delta_{TECHO}$ (m)	Posición en Curva Deformación	Ubicación en los Criterios de Aceptación	Nivel de desempeño Estructural requerido según AGIES Tabla 5.4.1	Conclusión
Sismo Básico	PDB	0.129	0.165	BC	LS-CP	Control de daños	No cumple
Sismo Severo	PDS	0.156	0.199	CD	CP	Seguridad Limitada	No cumple
Sismo Extremo	PDE	0.195	0.25	CD	CP	N/A	N/A

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 71 Derivas residuales Eje "X".

Tipo	Sde	Deriva del desplazamiento de techo PD	Deriva de fluencia	Relación entre derivas	Deriva Residual ( $\Delta_r$ )		Desempeño	Conclusión
		$\Delta$	$\Delta_y$	$\Delta/\Delta_y$	$\Delta_r$	$\Delta_r$		
Sismo básico	0.10	0.0154	0.0129	1.2	0.0008	0.08%	DC	cumple OD
Sismo severo	0.13	0.0208	0.0129	1.6	0.0024	0.24%	SV-SL	cumple OD
Sismo extremo	0.16	0.0208	0.0129	1.6	0.0024	0.24%	SL-PC	cumple OD

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 72 Derivas residuales Eje "Y".

Tipo	Sde	Deriva del desplazamiento de techo	Deriva de fluencia	Deriva Residual ( $\Delta_r$ )		Desempeño	Conclusión
		$\Delta$	$\Delta_y$	$\Delta_r$	$\Delta_r$	daño	
Sismo básico	0.13	0.0180	0.0129	0.0015	0.15%	DC	cumple OD
Sismo severo	0.16	0.0201	0.0129	0.0022	0.22%	SV	cumple OD
Sismo extremo	0.20	0.0205	0.0129	0.0023	0.23%	SV	cumple OD

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 73 Cortante para puntos de desempeño.

TIPO	DERIVA 0.01				PDB				PDS			
	Vn (Ton)	Vu (Ton)	Vu/Vn	Estado	Vn (Ton)	Vu (Ton)	Vu/Vn	Estado	Vn (Ton)	Vu (Ton)	Vu/Vn	Estado
V1	133	60	0.45	CUMPLE	133	121	0.91	CUMPLE	133	183	1.38	NO CUMPLE
V2	143	57	0.40	CUMPLE	143	142	1.00	CUMPLE	143	190	1.33	NO CUMPLE
V3	143	54	0.38	CUMPLE	143	134	0.94	CUMPLE	143	188	1.32	NO CUMPLE
V6	133	23	0.17	CUMPLE	133	60	0.45	CUMPLE	133	65	0.49	CUMPLE
V7	133	37	0.28	CUMPLE	133	37	0.28	CUMPLE	133	68	0.51	CUMPLE
C1	309	90	0.29	CUMPLE	309	137	0.44	CUMPLE	309	142	0.46	CUMPLE
C2	309	67	0.22	CUMPLE	309	129	0.42	CUMPLE	309	134	0.43	CUMPLE
C3	309	43	0.14	CUMPLE	309	50	0.16	CUMPLE	309	75	0.24	CUMPLE

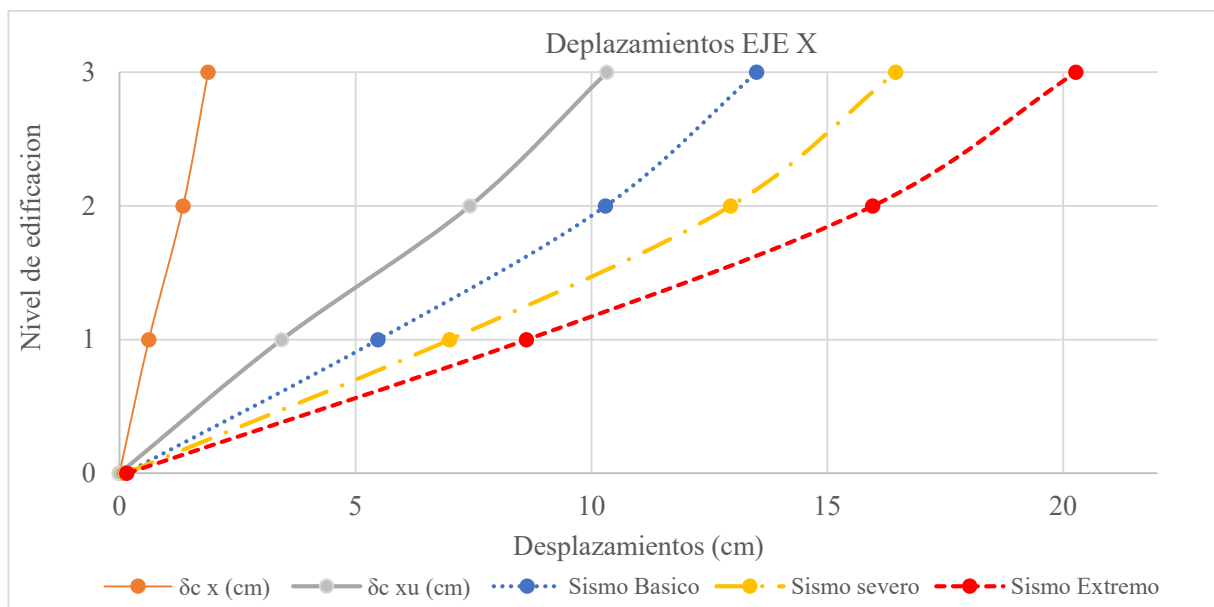
Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 74 Derivas Eje “X”

Nivel piso	Sismo básico			Sismo severo			Sismo extremo		
	$\Delta$ Absoluto (cm)	$\Delta$ relativo (cm)	Deriva $\Delta_{PDSE}$	$\Delta$ Absoluto (cm)	$\Delta$ Relativo (cm)	Deriva $\Delta_{PDSE}$	$\Delta$ Absoluto (cm)	$\Delta$ Absoluto (cm)	Deriva $\Delta_{PDSE}$
0+000	0.12			0.13			0.16		
0+350	5.48	5.36	0.0153	7.00	6.873	0.0196	8.63	8.47	0.0242
0+700	10.30	4.82	0.0138	12.95	5.953	0.0170	15.96	7.34	0.0210
0+1050	13.50	3.20	0.0091	16.45	3.496	0.0100	20.27	4.31	0.0123

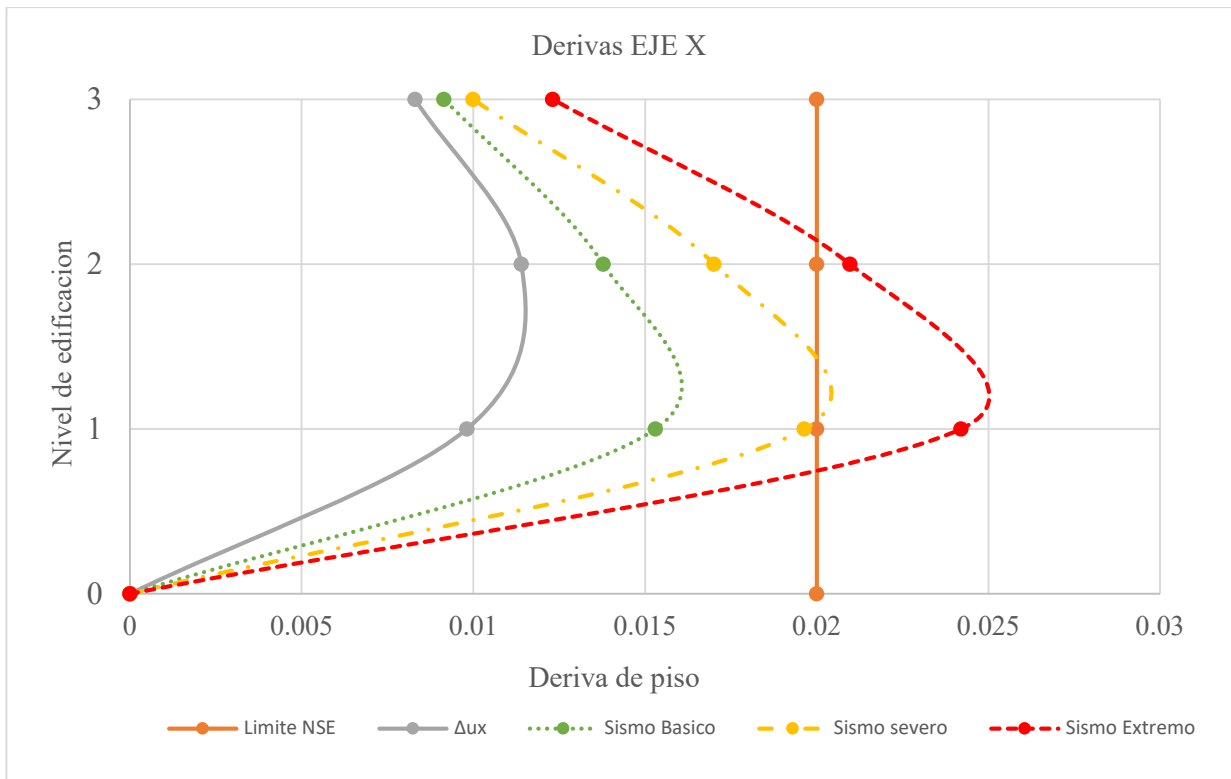
Fuente: Elaboración propia.

Figura No. 77 Desplazamientos de piso Eje “X”



Fuente: Elaboración propia.

Figura No. 78 Derivas de piso Eje “X”



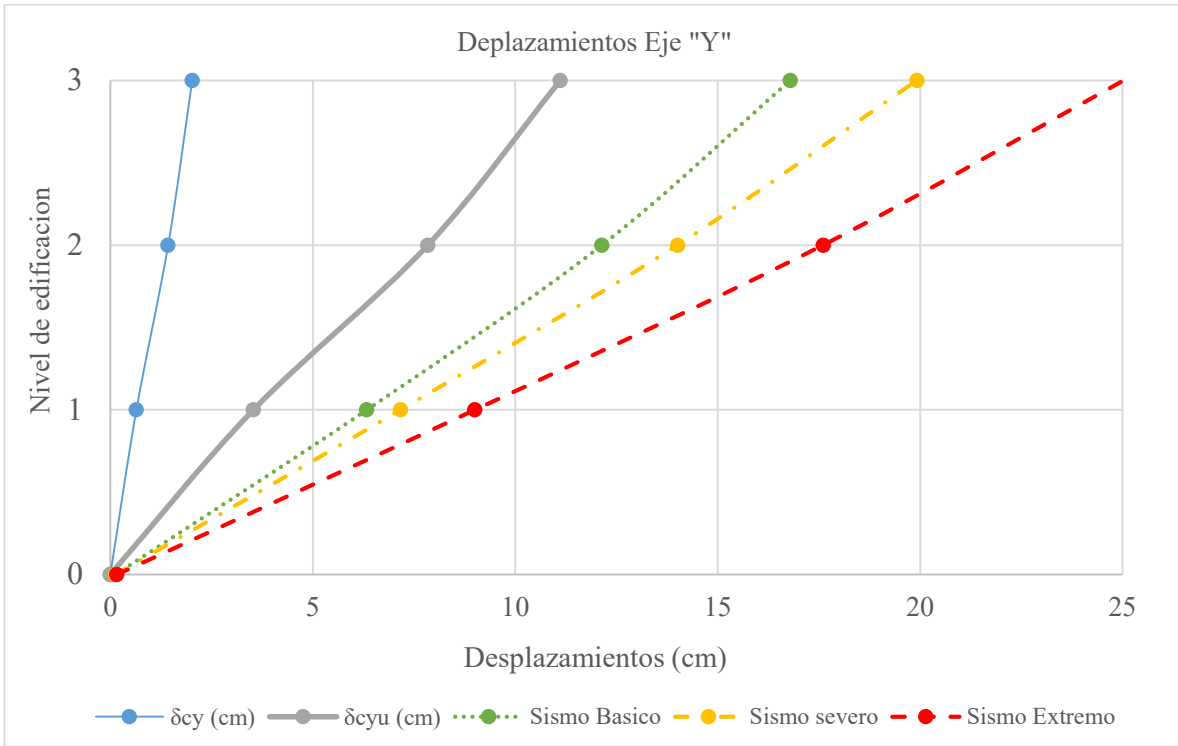
Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 75 Derivas Eje “Y”

Nivel	Sismo básico			Sismo severo			Sismo severo		
	$\Delta$ Absoluto (cm)	$\Delta$ relativo (cm)	Deriva $\Delta_{PDSE}$	$\Delta$ Absoluto (cm)	$\Delta$ Relativo (cm)	Deriva $\Delta_{PDSE}$	$\Delta$ Absoluto (cm)	$\Delta$ Absoluto (cm)	Deriva $\Delta_{PDSE}$
0+000	0.12			0.12			0.16		
0+350	6.33	6.21	0.0177	7.17	7.04	0.0201	9.01	8.85	0.0253
0+700	12.14	5.81	0.0166	14.01	6.84	0.0196	17.61	8.60	0.0246
0+1050	16.80	4.65	0.0133	19.92	5.91	0.0169	25.04	7.43	0.0212

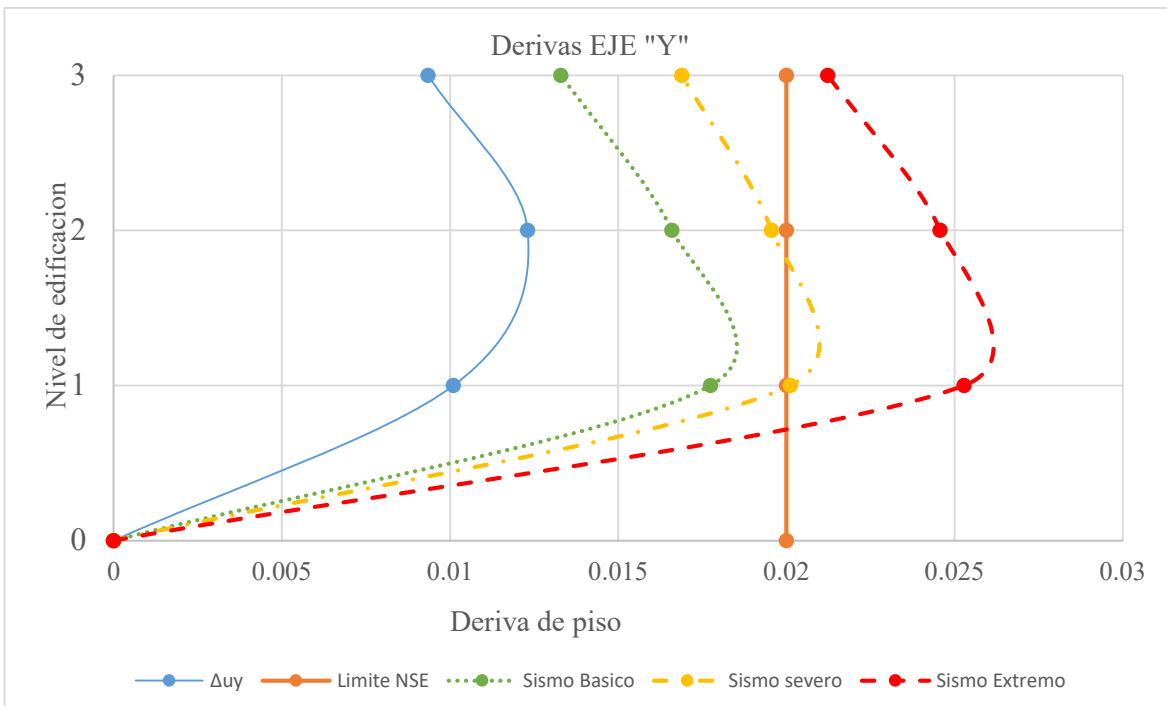
Fuente: Elaboración propia.

Figura No. 79 Desplazamientos de piso Eje "Y"



Fuente: Elaboración propia.

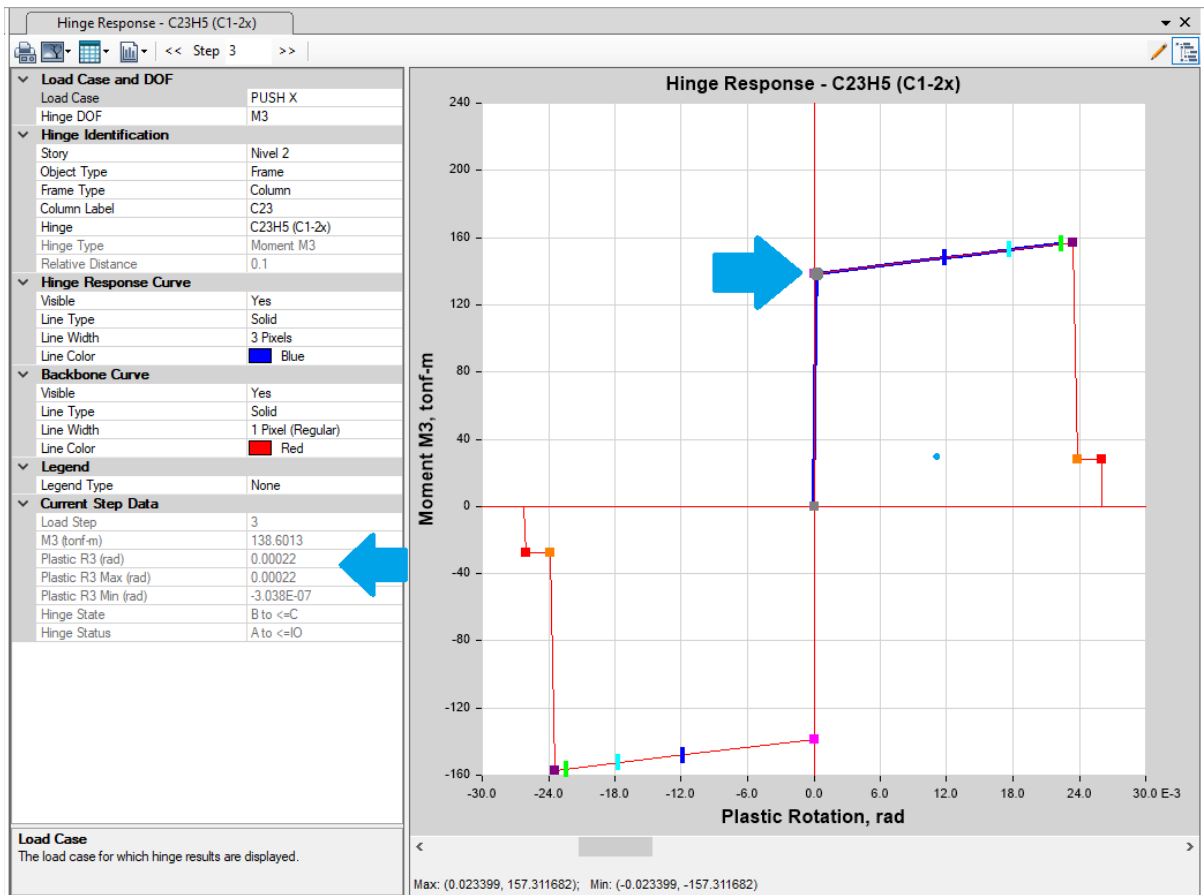
Figura No. 80 Derivas de piso Eje "Y"



Fuente: Elaboración propia.

Evaluación de materiales	“X”
Dirección del Módulo	B
Eje	C1-2
Columna	3
Paso de Push-Over	Primera Rótula
Descripción	4.94 cm
Desplazamiento de techo	1,404 Toneladas
Fuerza Lateral	0.00022 rad
Rotula Plástica	6.3E-04 1/m
Curvatura de sección.	

Figura No. 81 Rótula paso 3 en primera rótula eje “X”.

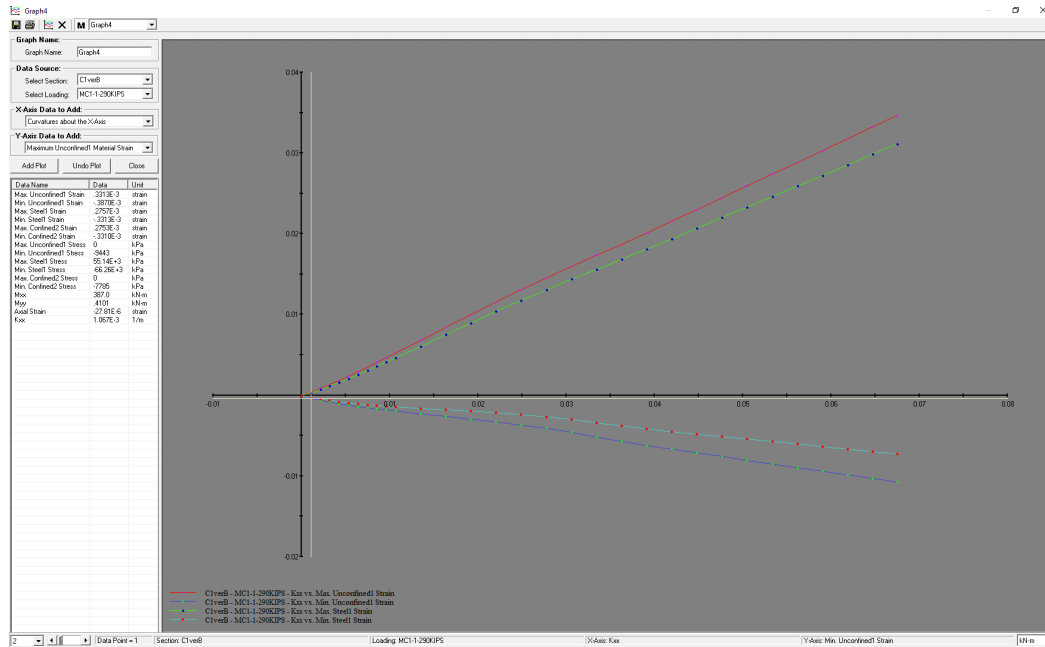


Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Etabs.

Deformación del concreto $\epsilon_c$	0.00039
Deformación del acero $\epsilon_s$	0.00026



Figura No. 82 Deformación unitaria de materiales en columna C1-2 primera rotula.



Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Xtract.

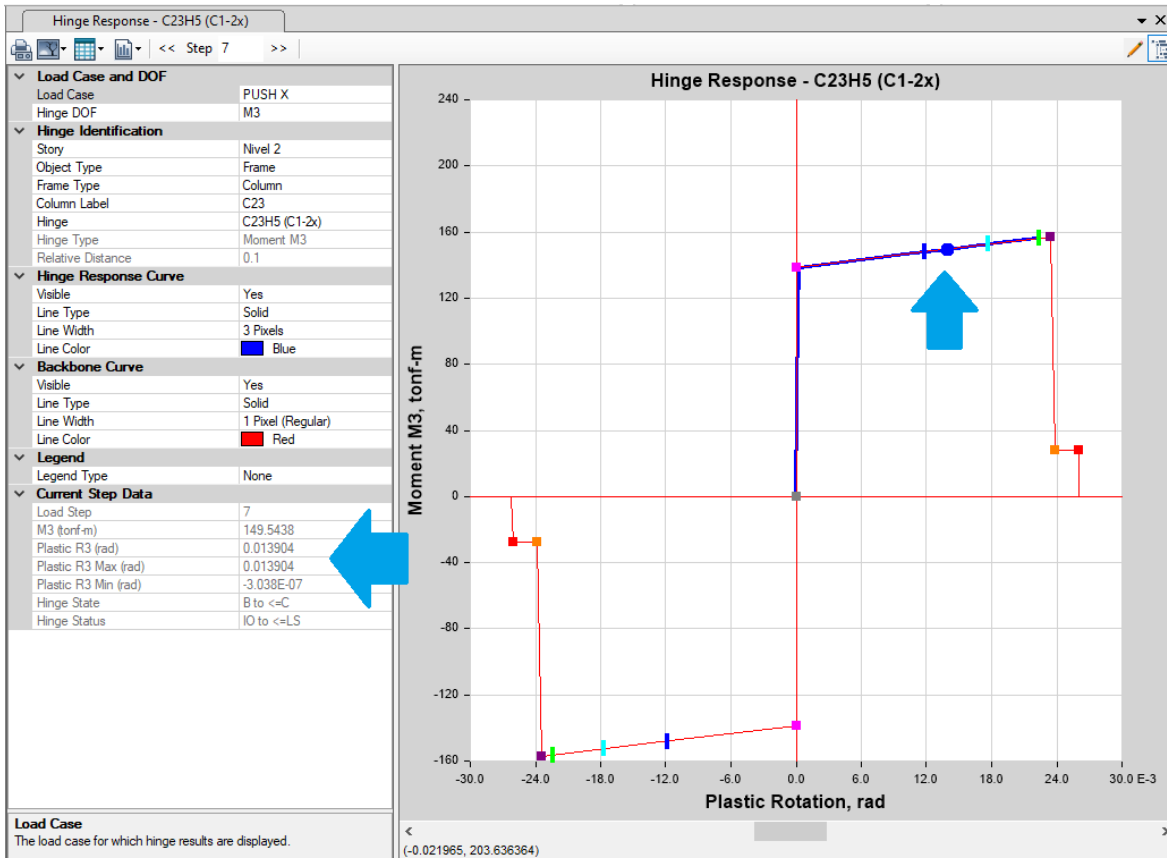
Tabla No. 76 Evaluación de materiales en primera rotula en columna C1-2.

MATERIAL	IO	DC	SV	SL	PC	conclusión
Concreto	0.004	0.012	0.02	0.025	0.03	cumple OD
Acero de refuerzo	0.015	0.0325	0.05	0.065	0.08	cumple OD

Fuente: Elaboración propia.

Dirección del Módulo	“X”
Eje	B
Columna	C1-2
Paso de Push-Over	7
Descripción	Punto de desempeño sismo básico
Desplazamiento de techo	13.52 cm
Fuerza Lateral	2938.7 Toneladas
Rotula Plástica	0.013904 rad
Curvatura de sección	0.039725714 1/m

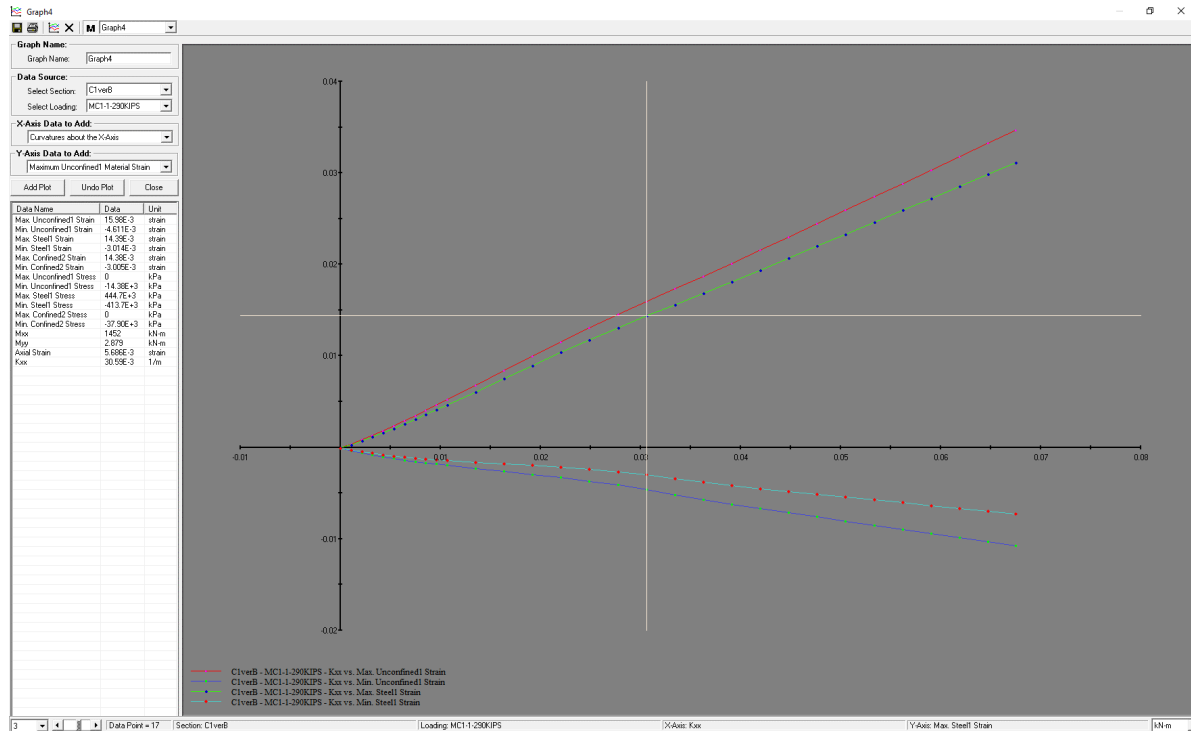
Figura No. 83 Rótula paso 7 de columna C1-2 en punto de desempeño, PD, sismo básico



Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Etabs.

Deformación del concreto  $\epsilon_c$  0.0046  
 Deformación del acero  $\epsilon_s$  0.0144

Figura No. 84 Deformación unitaria de materiales de columna C1-2 en PD sismo básico.



Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Xtract

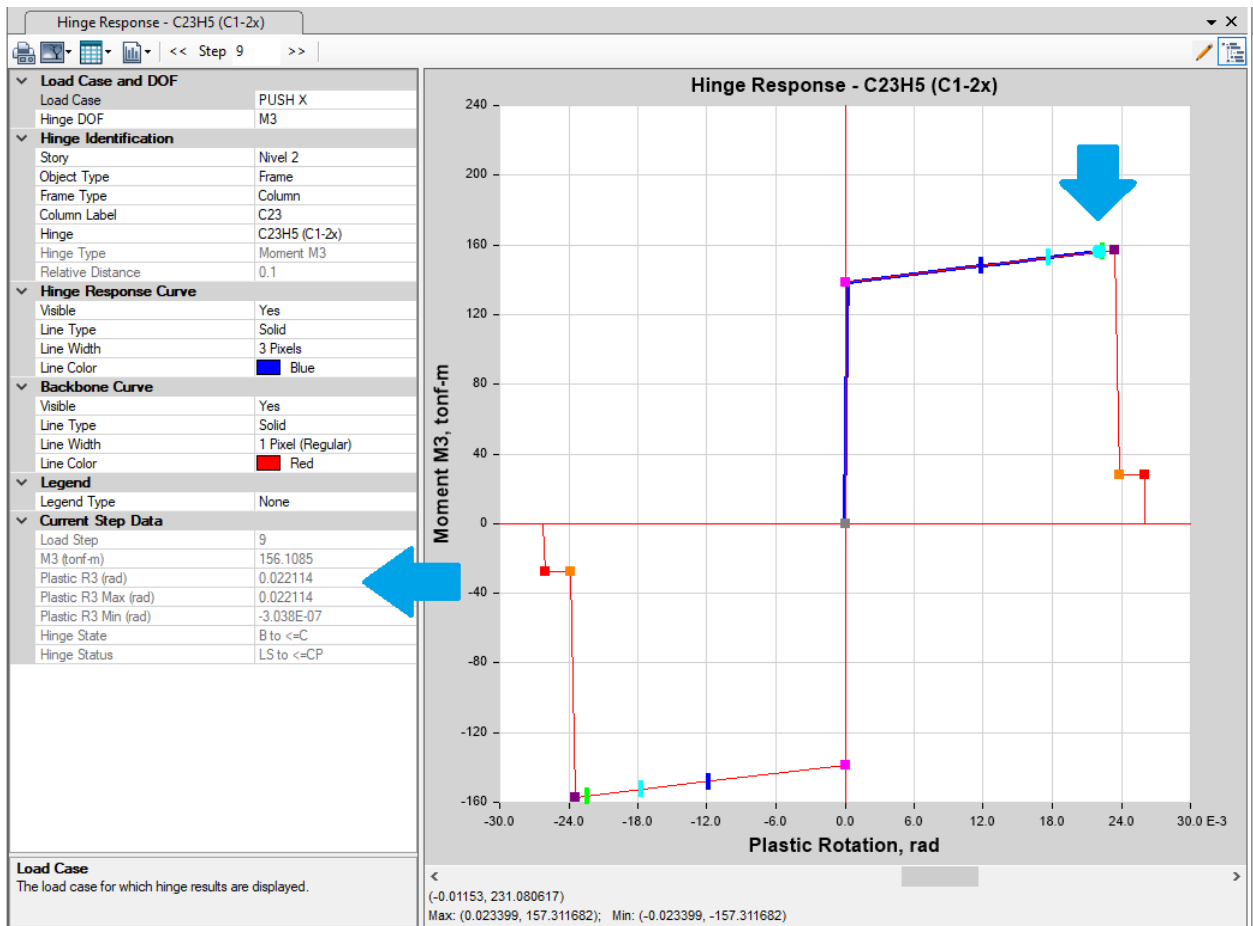
Tabla No. 77 Evaluación de materiales de columna C1-2 en PD sismo básico.

Material	IO	DC	SV	SL	PC	conclusión
Concreto	0.004	0.012	0.02	0.025	0.03	cumple OD
Acero de refuerzo	0.015	0.0325	0.05	0.065	0.08	cumple OD

Fuente: Elaboración propia.

Dirección del Módulo	“X”
Eje	B
Columna	C1-2
Paso de Push-Over	9
Descripción	Punto de desempeño sismo severo
Desplazamiento de techo	17.31 cm
Fuerza Lateral	3257 Toneladas
Rotula Plástica	0.022114 rad
Curvatura de sección	0.063182857 1/m

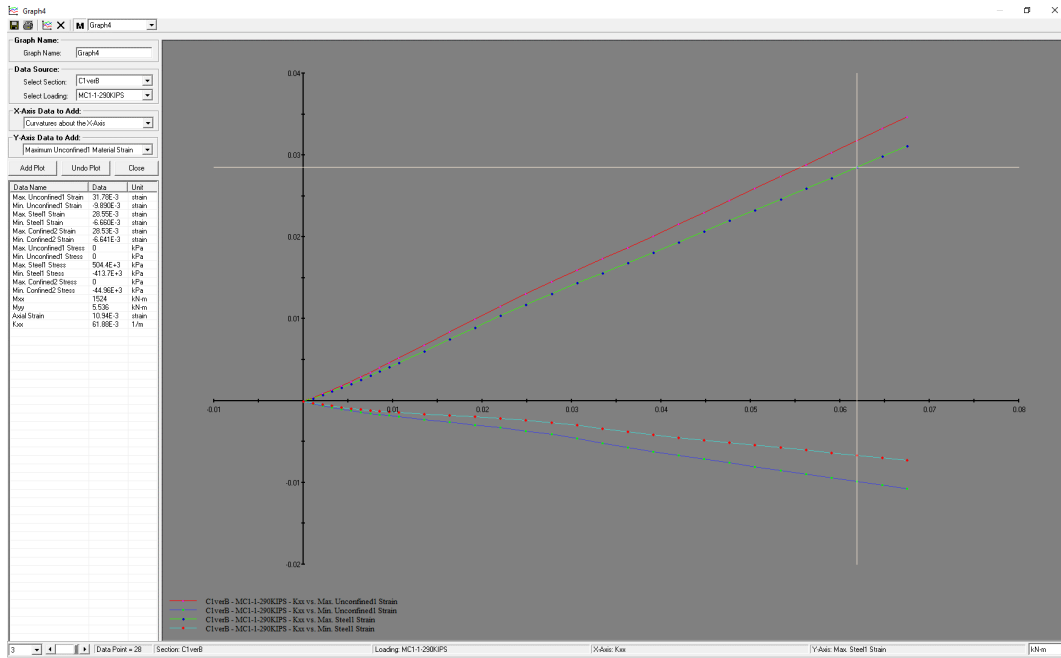
Figura No. 85 Rótula paso 9 de C1-2 en punto de desempeño PD sismo severo



Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Etabs.

Deformación del concreto	$\epsilon_c$	0.0099
Deformación del acero	$\epsilon_s$	0.0144

Figura No. 86 Deformación unitaria de materiales de columna C1-2 en PD sismo severo.



Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Xtract

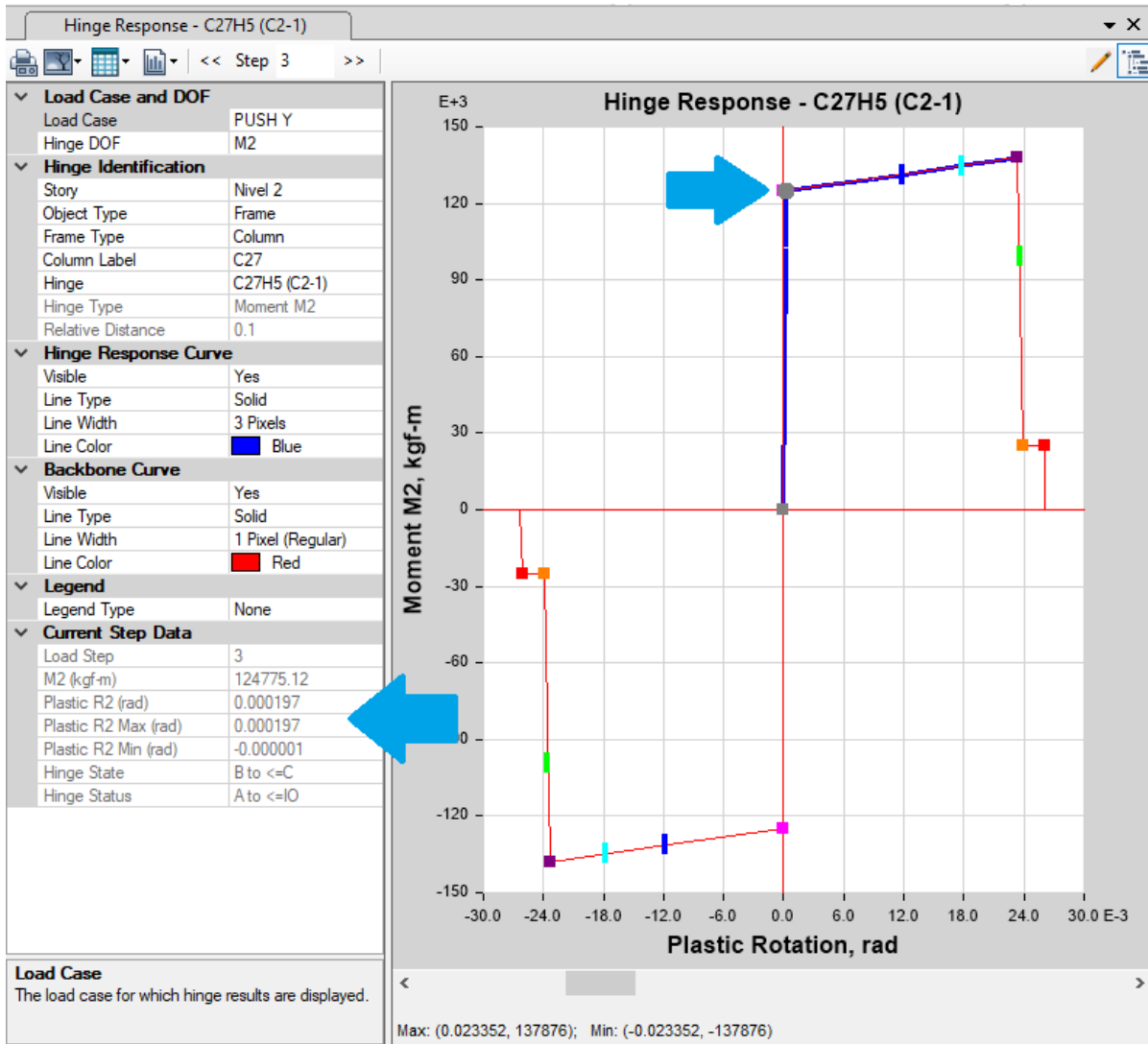
Tabla No. 78 Evaluación de materiales de columna C1-2 en PD sismo severo.

Material	IO	DC	SV	SL	PC	Conclusión
Concreto	0.004	0.012	0.02	0.025	0.03	cumple OD
Acero de refuerzo	0.015	0.0325	0.05	0.065	0.08	cumple OD

Fuente: Elaboración propia.

Evaluación de materiales	“Y”
Dirección del Módulo	2
Eje	C2-1
Columna	3
Paso de Push-Over	Primera Rótula
Descripción	4.9 cm
Desplazamiento de techo	1,173 Toneladas
Fuerza Lateral	0.000197 rad
Rotula Plástica	5.6E-04 1/m
Curvatura de sección.	

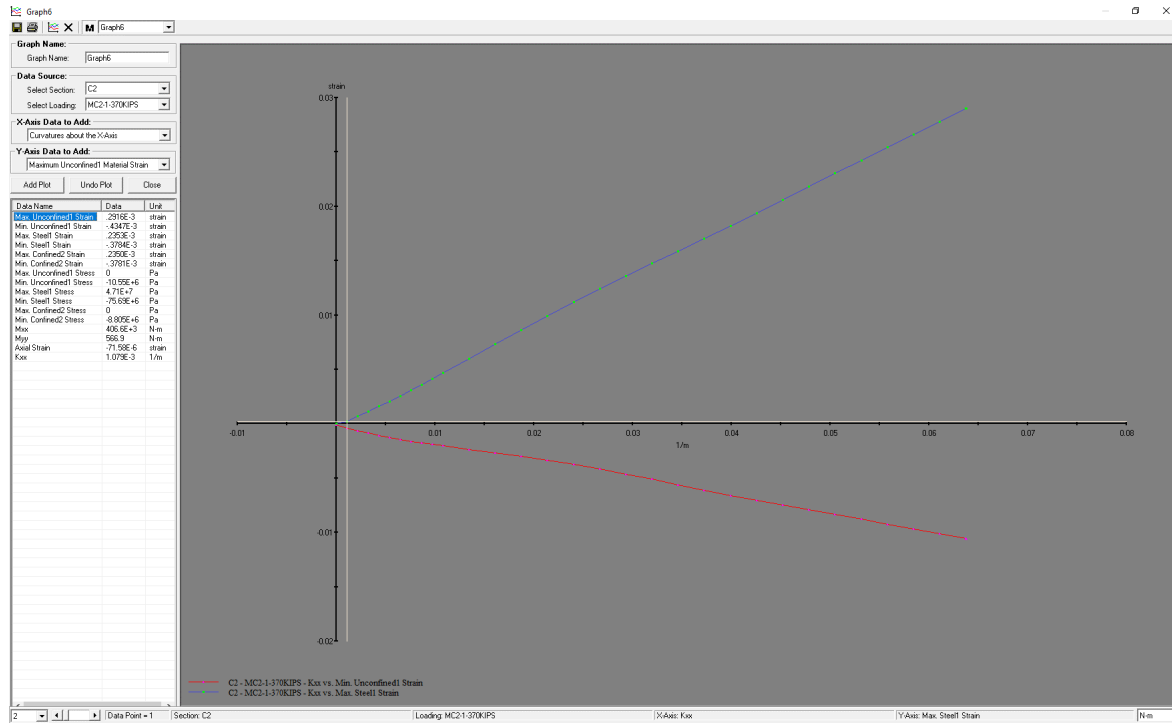
Figura No. 87 Rótula paso 3 en Columna C2-1 primera rotula eje “Y”.



Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Etabs.

Deformación del concreto	$\epsilon_c$	0.00043
Deformación del acero	$\epsilon_s$	0.00024

Figura No. 88 Deformación unitaria de materiales de C2-1 en Primera rotula eje “Y”.



Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Xtract

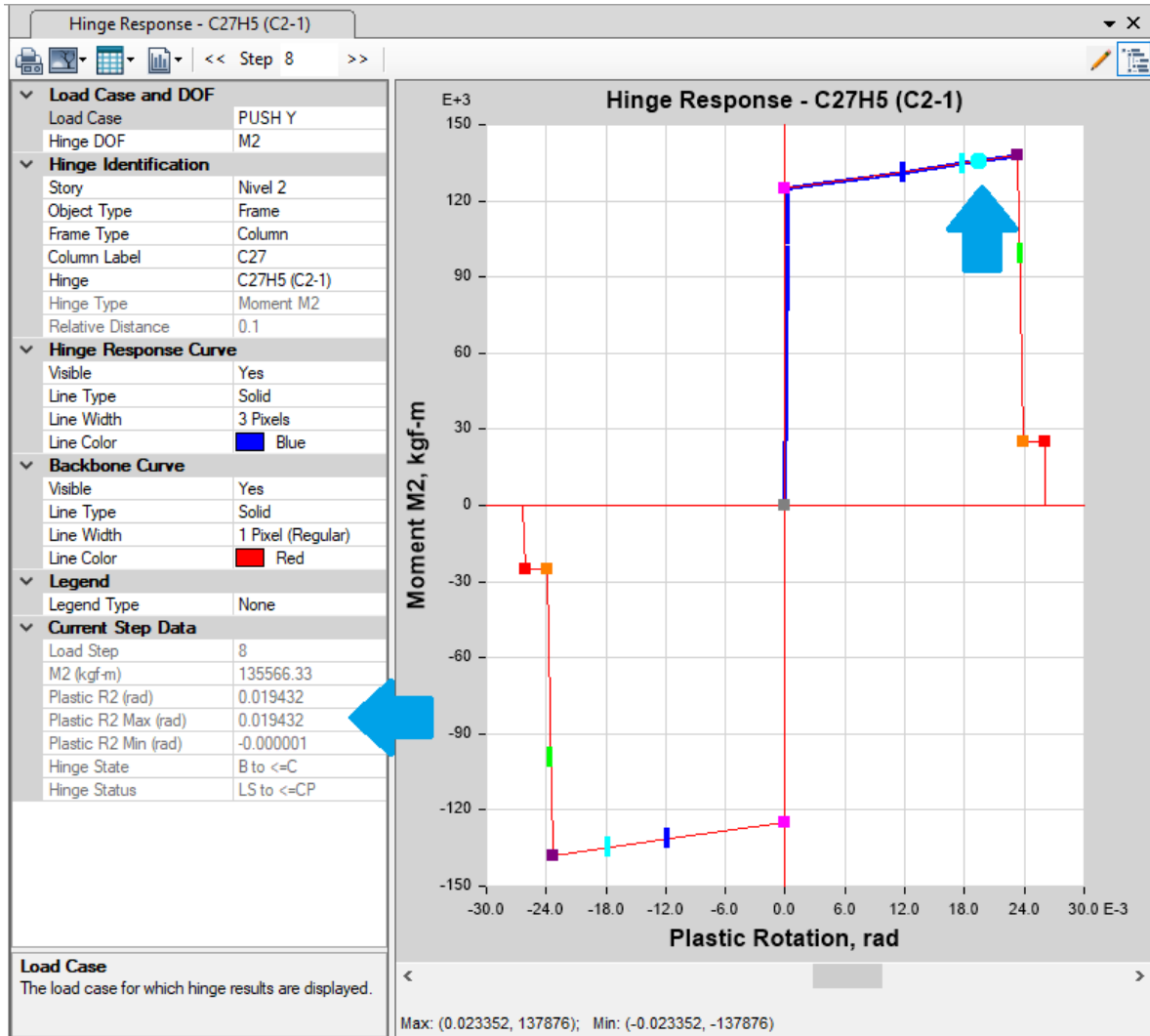
Tabla No. 79 Evaluación de materiales de columna C2-1 en primera rotula

Material	IO	DC	SV	SL	PC	Conclusión
concreto	0.004	0.012	0.02	0.025	0.03	Cumple OD
Acero de refuerzo	0.015	0.0325	0.05	0.065	0.08	Cumple OD

Fuente: Elaboración propia.

Evaluación de materiales	
Dirección del Módulo	“Y”
Eje	2
Columna	C2-1
Paso de Push-Over	8
Descripción	Punto de Desempeño PD Sismo básico
Desplazamiento de techo	16.82 cm
Fuerza Lateral	2,881 Toneladas
Rotula Plástica	0.01932 rad
Curvatura de sección.	0.05552 1/m

Figura No. 89 Rótula paso 8 en Columna C2-1 sismo básico, eje “Y”.

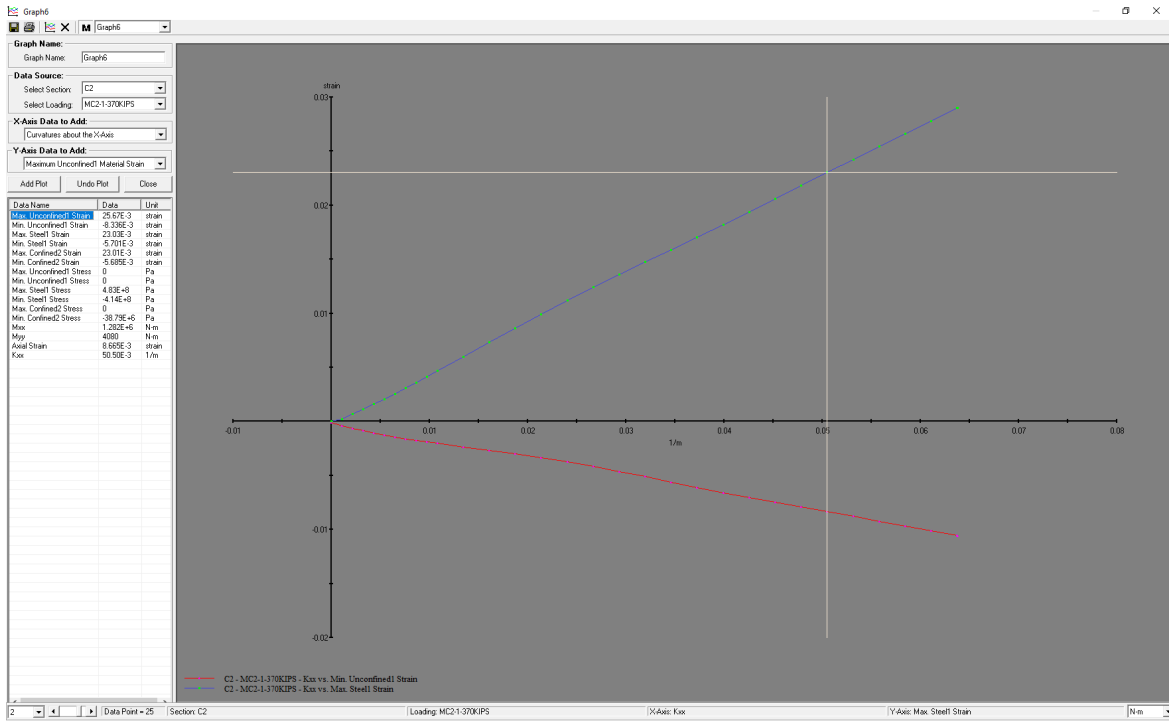


Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Etabs.

Deformación del concreto	$\epsilon_c$	0.0083
Deformación del acero	$\epsilon_s$	0.0230



Figura No. 90 Deformación unitaria de materiales de C2-1 en PD Sismo básico eje “Y”



Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Xtract

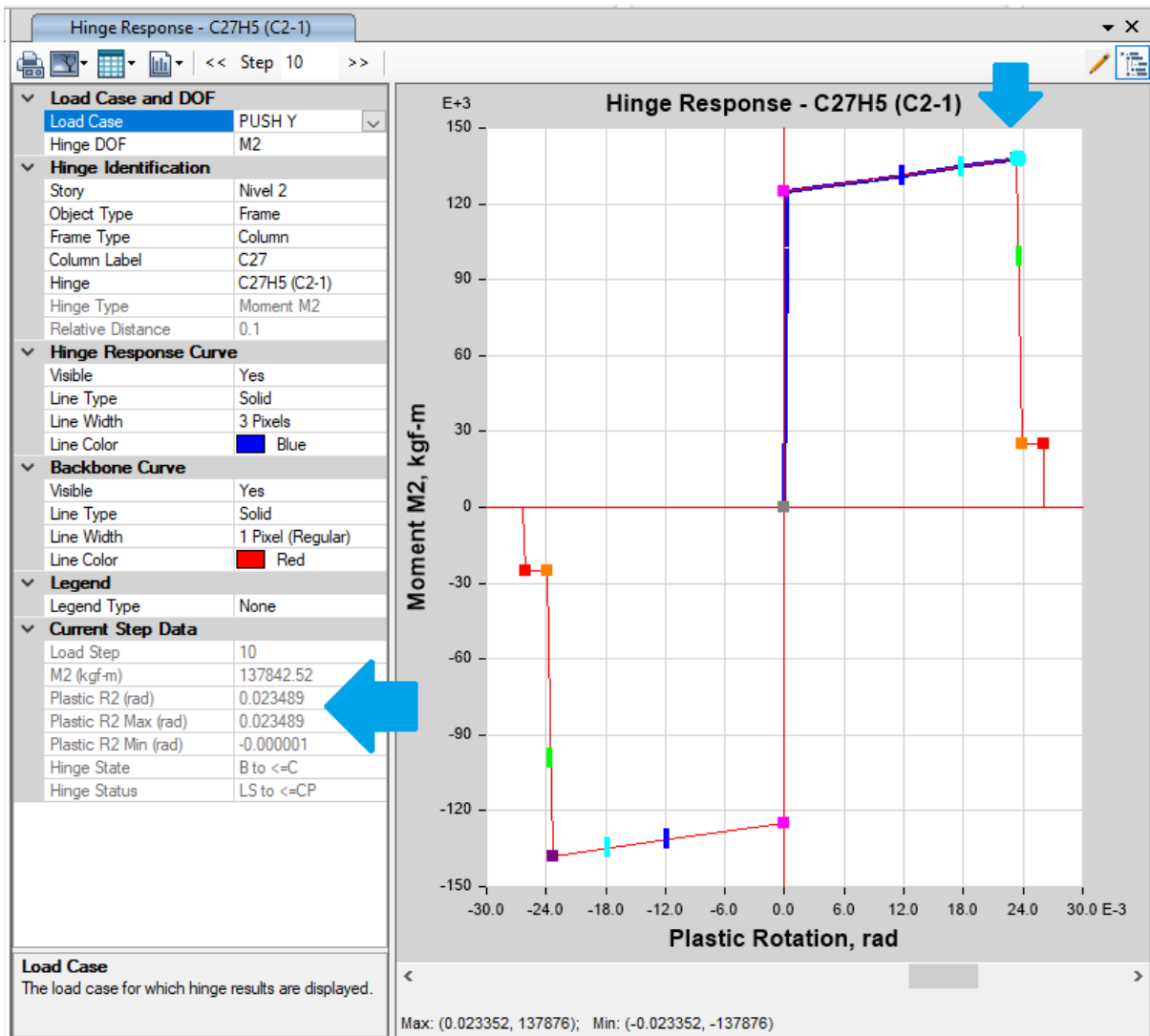
Tabla No. 80 Evaluación de materiales de columna C2-1 en PD Sismo básico eje “Y”

Material	IO	DC	SV	SL	PC	Conclusión
Concreto	0.004	0.012	0.02	0.025	0.03	Cumple OD
Acero de refuerzo	0.015	0.0325	0.05	0.065	0.08	Cumple OD

Fuente: Elaboración propia.

Dirección del Módulo	“Y”
Eje	2
Columna	C2-1
Paso de Push-Over	10
Descripción	Punto de Desempeño PD Sismo severo
Desplazamiento de techo	16.82 cm
Fuerza Lateral	2,881 Toneladas
Rotula Plástica	0.01932 rad
Curvatura de sección.	0.05552 1/m

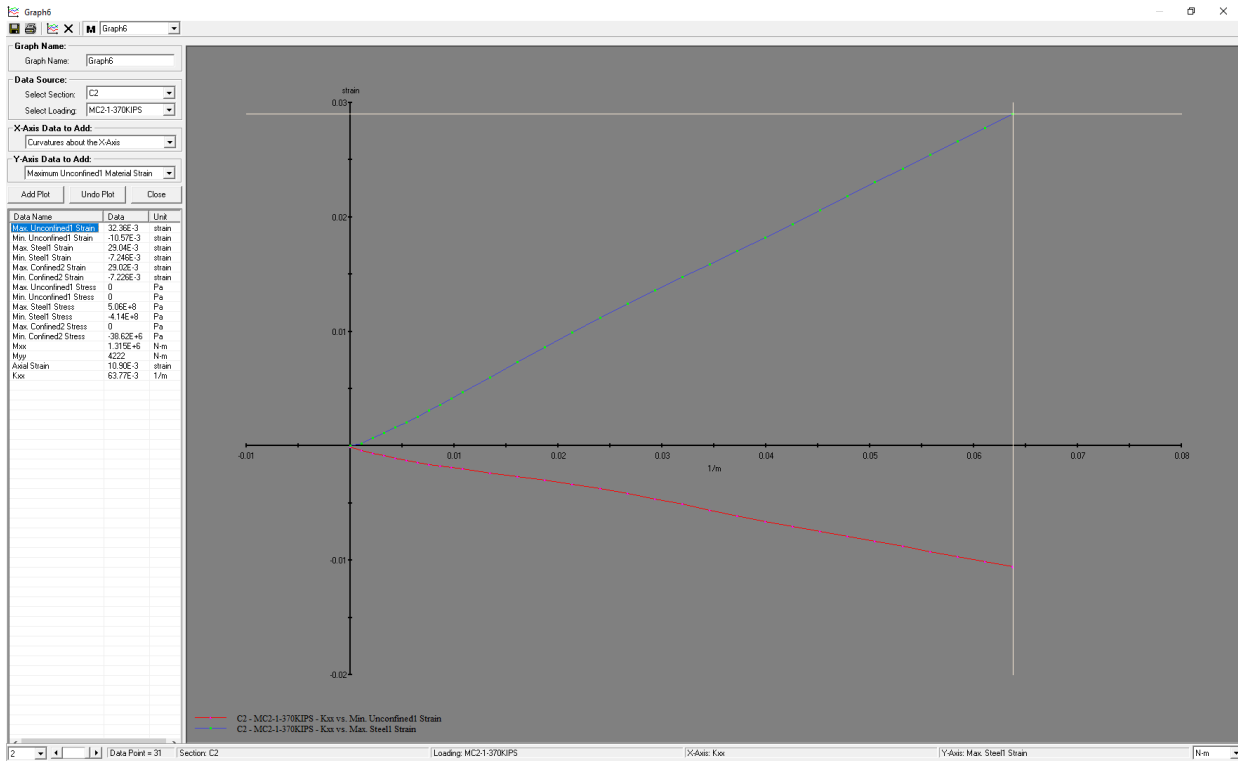
Figura No. 91 Rótula paso 10 en Columna C2-1 sismo severo eje “Y”.



Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Etabs.

Deformación del concreto       $\epsilon_c$       0.01057  
 Deformación del acero       $\epsilon_s$       0.02904

Figura No. 92 Deformación unitaria de materiales de C2-1 en PD Sismo severo eje “Y”

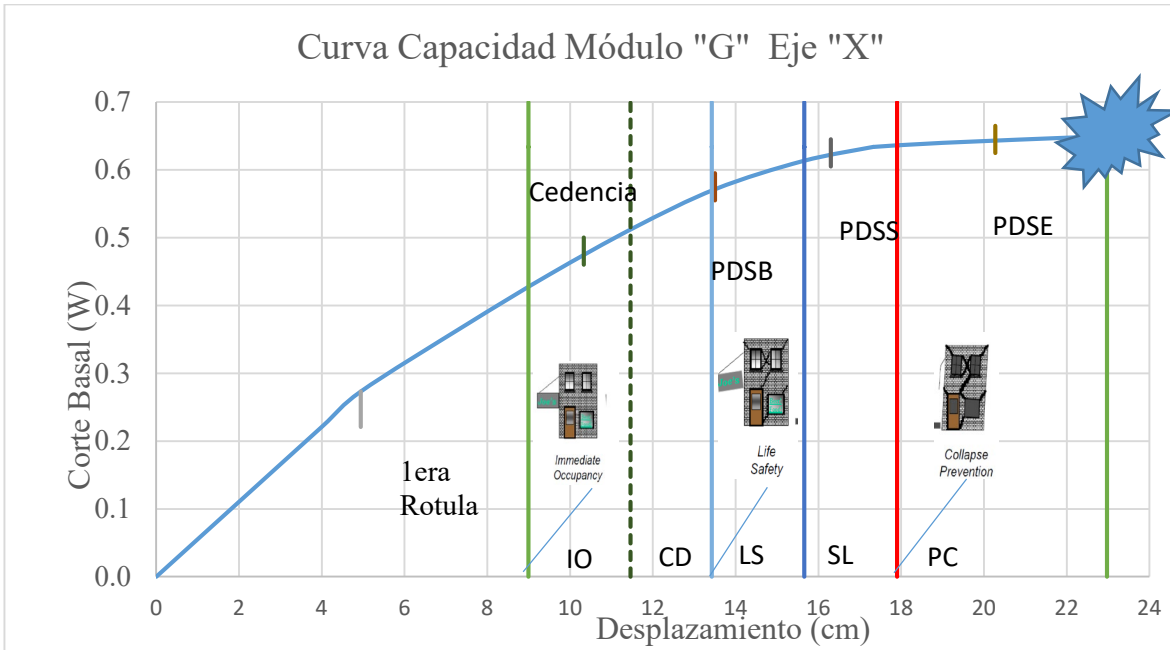


Fuente: Resultados obtenidos en simulación en Programa Xtract

Tabla No. 81 Evaluación de materiales de columna C2-1 en PD Sismo severo eje “Y”

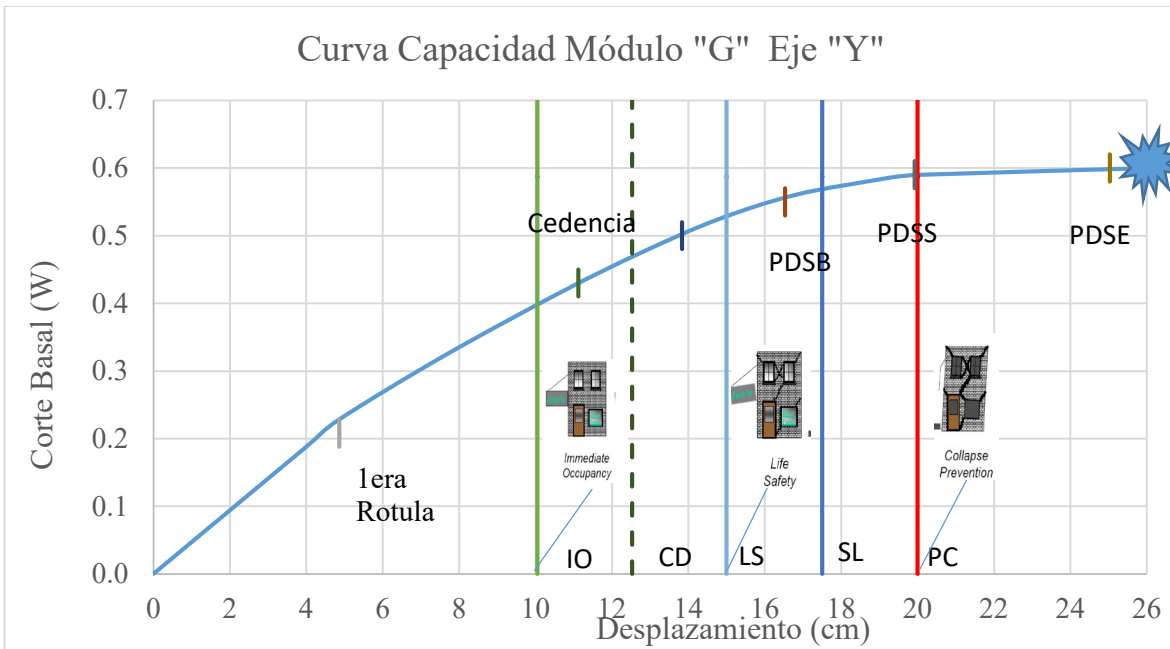
Material	IO	DC	SV	SL	PC	Conclusión
Concreto	0.004	0.012	0.02	0.025	0.03	Cumple OD
Acero de refuerzo	0.015	0.0325	0.05	0.065	0.08	Cumple OD

Figura No. 93 Curva Capacidad del Módulo "G" Eje "X"



Fuente: Elaboración propia.

Figura No. 94 Curva Capacidad del Módulo "G" Eje "Y"



Fuente: Elaboración propia.

## 7 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

- a) El nivel de desempeño sísmico global de la estructura del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC en la dirección de “X”, “Y” el punto de desempeño estimado, considerando la demanda espectral del sismo extremo el punto de desempeño se encuentra localizado después de Prevención de Colapso (PC), la norma vigente AGIES no tiene contemplado este criterio de aceptación, el ASCE recomienda para esta demanda que el punto de desempeño debe ser seguridad de vida (LS) siendo mayor al establecido.
- b) El nivel de desempeño sísmico global de la estructura del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el Centro Universitario de Occidente –CUNOC- de la Universidad de San Carlos de Guatemala –USAC- en la dirección del eje “X” y eje “Y” el punto de desempeño estimado, considerando la demanda espectral del sismo *severo* se encuentra localizado entre nivel de desempeño Seguridad Limitada (SL) y Prevención de colapso (PC), la norma AGIES solicita para este tipo de estructura cumpla como máximo el nivel de desempeño seguridad limitada (SL), por lo que la respuesta global de la estructura en ambas direcciones supera el límite establecido.
- c) El nivel de desempeño sísmico global de la estructura del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC en la dirección del eje “X” y eje “Y” el punto de desempeño estimado, considerando la demanda espectral del sismo *básico* el punto de desempeño se encuentra localizado entre Seguridad de vida (LS) y Seguridad limitadas (SL), la norma vigente de AGIES solicita para este tipo de estructura debe cumplir control de daños (CD), por lo que la respuesta global de la estructura en ambas es mayor al normado.

- d) La primera rotula del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, aparece según el análisis realizado para un desplazamiento lateral del techo entre 4.5 a 5 centímetros, con la aplicación de un corte basal de 0.25 el peso sísmico de la estructura.
- e) En términos globales se puede observar de los resultados obtenidos que la estructura del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, se estima que está incursionando en el rango inelástico, cuando se tenga desplazamientos de techo superiores a 10 centímetros estará dejando el criterio de aceptación de Ocupación Inmediata.
- f) Al considerar el análisis de derivas residuales en los puntos de desempeño calculados para la estructura Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, en los tres niveles de amenaza sísmica (básico, severo y extremo), estos se encuentran en el rango plástico, por lo tanto existirán derivas residuales, al comparar los resultados obtenidos con el FEMA P8, las derivas residuales se encuentran entre Ocupación Inmediata (IO) y Control de daños (CD), por lo que este comportamiento global de la estructura en términos de derivas residuales cumplen con objetivos de desempeño de la norma.
- g) Al considerar las derivas de piso Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, en los puntos de desempeño para el nivel de amenaza sísmica por el cual fue diseñado el Módulo “G”, este se encuentra ligeramente fuera del límite presentado para este tipo de estructura según la norma vigente de AGIES.
- h) En cuanto a la revisión de cortante en los elementos de la estructura Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC en el punto de desempeño para

sismo básico y severo, estos cumplen con la relación de cortante último y nominal ( $V_u/V_n$ ).

- i) En la revisión del desempeño a nivel local de las deformaciones unitarias de los materiales del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC para los puntos de desempeño con amenaza sísmica básico y severo, tomando en cuenta la deformación unitaria máxima del concreto y deformación unitaria máxima del acero de refuerzo, considerando los límites de deformación para rótulas plásticas de elementos (Sullivan, Priestley y Calvi) los niveles de desempeño local de los materiales cumplen con el objetivo de desempeño.

## 8 CONCLUSIONES

- a) Con los resultados obtenidos del análisis realizado considerando un modelo de la parte estructural principal definido al inicio del presente trabajo y con las premisas de base flexible, brazos rígidos, secciones agrietadas con los coeficientes de la norma AGIES, y con las limitaciones consideradas, el nivel de desempeño sísmico estimado para la estructura de concreto reforzado del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el Centro Universitario de Occidente –CUNOC- de la Universidad de San Carlos de Guatemala –USAC-, para un nivel de amenaza sísmica para un evento con 2% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años con un periodo de retorno de 2,500 años (sismo extremo - superior al de diseño), se tiene un nivel de desempeño que se encuentra fuera del límite del criterio de prevención de colapso, el cual no alcanza su mecanismo de colapso.
- b) Con los resultados obtenidos del análisis realizado considerando un modelo de la parte estructural principal definido al inicio del presente trabajo y con las premisas definidas de base flexible, brazos rígidos, y secciones agrietadas con los coeficientes de la norma AGIES, el nivel de desempeño sísmico estimado para la estructura de concreto reforzado del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, para un nivel de amenaza sísmica para un evento con 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años con un periodo de retorno de 975 años (sismo de diseño), la respuesta global de la estructura en ambas direcciones supera el límite establecido (seguridad Limitada).
- c) Con los resultados obtenidos del análisis realizado considerando un modelo de la parte estructural principal definido al inicio del presente trabajo y con las premisas definidas de base flexible, brazos rígidos, y secciones agrietadas con los coeficientes de la norma



AGIES, el nivel de desempeño sísmico estimado para la estructura de concreto reforzado del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, para un nivel de amenaza sísmica para un evento con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años con un periodo de retorno de 475 años (sismo básico), la respuesta global de la estructura en ambas es mayor al normado (control de daños).

- d) Según los resultados obtenidos del análisis realizado con las premisas definidas en el modelo de base flexible, brazos rígidos, secciones agrietadas según los coeficientes de la norma AGIES, y las limitaciones expuestas, el comportamiento de la estructura del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, con las diferentes demandas sísmicas que señala la norma guatemalteca AGIES, se ha determinado desplazamientos superiores a la distancia de separación entre la parte estructural principal y la parte no estructural (muros).
- e) Considerando el modelo y las premisas ya enumeradas, las derivas determinadas del Módulo “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC , se puede concluir que el desplazamiento del techo de la estructura determinado para las diferentes amenazas sísmicas, al ocurrir dicho desplazamiento existe alta probabilidad de propiciar daños en elementos no estructurales, específicamente en elementos como muros, los cuales a su vez pueden incidir en el comportamiento de la estructura principal, provocando que el comportamiento de la estructura sea diferente al estimado en el presente trabajo, que puede provocar la presencia de fallas como piso débil, columnas cortas, etc.
- f) En el presente trabajo también se ha realizado el modelado y análisis considerando la pérdida de la resistencia de las columnas, por el efecto biaxial o de carga perpendicular que no lo considera ninguna norma, y se ha utilizado factores de sobrerresistencia para

la curva capacidad ( $\Omega=1,1.1.2$ ), es importante mencionar que con los resultados obtenidos, se puede apreciar que lo que se perdió en la estructura por efecto de carga biaxial en columnas es más o menos el efecto de haber ganado o haber considerado la curva de capacidad con factores de sobrerresistencia de 1.2, por lo que se concluye que no es necesario ni considerar el efecto biaxial ni considerar efecto de ganancia de sobrerresistencia ya que los resultados obtenidos son similares, en otras palabras los valores obtenidos para curvas capacidad sin considerar el efecto biaxial y un factor de sobrerresistencia de 1 y la curva capacidad con el efecto biaxial de carga en las columnas y factor de sobrerresistencia de 1.2 los resultados obtenidos son similares.

- g) En términos globales se puede observar de los resultados obtenidos que la estructura del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, se estima que está incursionando en el rango inelástico, cuando se tenga desplazamientos de techo superiores a 10 centímetros estará dejando el criterio de aceptación de Ocupación Inmediata.
- h) Al considerar el análisis de derivas residuales en los puntos de desempeño calculados para la estructura Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, en los tres niveles de amenaza sísmica (básico, severo y extremo), estos se encuentran en el rango plástico, por lo tanto existirán derivas residuales, al comparar los resultados obtenidos con el FEMA P8, las derivas residuales se encuentran entre Ocupación Inmediata (IO) y Control de daños (CD), por lo que este comportamiento global de la estructura en términos de derivas residuales cumplen con objetivos de desempeño de la norma.
- i) En la revisión del desempeño a nivel local de las deformaciones unitarias de los materiales del Módulo de “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC

para los puntos de desempeño con amenaza sísmica básico y severo, tomando en cuenta la deformación unitaria máxima del concreto y deformación unitaria máxima del acero de refuerzo, considerando los límites de deformación para rótulas plásticas de elementos (Sullivan, Priestley y Calvi) los niveles de desempeño local de los materiales cumplen con el objetivo de desempeño.

## 9 RECOMENDACIONES

- a) En base a los desplazamientos de techo de la estructura obtenidos en los modelos del presente estudio se recomienda a las autoridades de la USAC continuar con el estudio y el análisis del comportamiento de la estructura del Módulo “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, tomando como base el modelo presentado y considerando otras variables que estuvieron fuera del alcance del presente trabajo como por ejemplo obtención de propiedades dinámicas del edificio, realización de un análisis no lineal dinámico, interacción componentes principales con los no estructurales, a efecto de tomar decisiones en la intervención en el Módulo “G”.
- b) Con los resultados obtenidos es necesario evaluar y mejorar el comportamiento de elementos no estructurales como muros divisorios del Módulo “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, para que ellos no intervengan en forma negativa en el comportamiento global de la estructura tomando como referencia las distorsiones encontradas en el presente estudio.
- c) Se recomienda evaluar la realización de estudios de reforzamiento para mejorar el comportamiento global de la estructura del Módulo “G” de la facultad de Ingeniería en el CUNOC de la USAC, para las diferentes amenazas sísmicas que indica la norma AGIES, dentro del reforzamiento podría ser agregar muros de corte, aisladores de base, amortiguadores u otro dispositivo para el control y disminución de deformaciones para el nivel de amenaza que sea requerida, o proveer mayor separación de los muros con la estructura principal.
- d) Se recomienda utilizar la presente investigación, como base para utilizar el Método de Diagrama Capacidad basado en espectro Inelástico de diseño, desarrollado en el

presente trabajo, como un método alternativo de un análisis no lineal estático y comprobación de los diseños que se efectúan a nivel nacional.

- e) Se recomienda a las autoridades de la USAC, para las futuras estructuras a diseñar y construir de la Universidad, solicitar la comprobación del diseño a través de un análisis no lineal, para visualizar el comportamiento de la estructura para diferentes amenazas sísmicas.

## 10 BIBLIOGRAFÍA.

- 41-13, A. S. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia USA: American Society of Civil Engineers.
- 440, F. E. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D. C.: Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency.
- A, G. S. (2000). *Seismic and Wind Design of Concrete Building, 2000 IBC, ASCE 7-98, ACI 318*.
- Applied Technology Council, A.-4. C. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume 1*. California U.S.A.: Applied Technology Council, California.
- Awad, R. R. (2006). *Análisis y diseño sísmico de Edificios*. Medellín, Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- Chopra, A. K. (2015). *Dinámica de Estructuras*. Mexico: Pearson.
- Diseño y Análisis por medio de Elementos Finito, Curso de Manejo Programa SAP 2000*. (2000). Mexico: Construaaprende.
- Engineers, A. S. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-13*. Virginia USA.: American Society of Civil Engineers.
- Estructurales, A. G. (2018). *Normas Estructurales de Diseño recomendadas para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES.
- Fanella, S. K. (2003). *Seismic and Wind Design of Concrete Building 2000 IBC, ASCE 7-98, ACI 318-99*. U.S.A.: Portland Cement Association, International Code Council.
- Helmut, S. J. (1997). *Analysis of Shear Walls Using Standar NEHRP Provisions 1997*. USA: ACI Digest Paper Title No. 66-89.

- IMCYC, I. M. (1992). *Diseño de edificios de concreto de poca altura PCA*. Mexico: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A C.
- Institute, A. A. (2002). *Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado*. Bogota Colombia: IPS-1.
- M., J. C. (1993). *Construcciones Antisismicas y Resistentes al Viento* . Mexico: Limusa Grupo Noriega Editores.
- Marquez, A. M. (1995). *Ingenieria y Arquitectrúa Antisismica*. Mexico: Claves Lationamericanos.
- Meli, B. /. (2008). *Diseño Sismico de Edificios*. Mexico: Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores.
- Meli, P. (2006). *Diseño Estructural*. Mexico: LImusa.
- Nathaly, C. Z. (2016). *Evaluación de la incidencia de las irregularidades en el comportamiento estructural del edificaciones mediante un analisis no lineal modal pushover*. Bogota,: Universidad de la Salle.
- Paulay, R. P. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New Zealand: John Wiley & Sons.
- Piralla, M. (2006). *Diseño Estructural*. Mexico: Limusa Noriega Editores.
- Priestley, T. P. (1992). *Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings*. San Diego, California: John Wiley & Sons, Inc.
- Rica, C. F. (2002). *Comentarios al Código Sismico de Costa Rica*. Ssan Jose: Editorial Teconologica de Costa Rica.
- Roberto, B. E. (2008). *Diseño Sismico de Edificios* . Mexico: Limusa.
- Rosenblueth, E. (2010). *Diseño de Estructura Resistentes a Sismos*. Mexico: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A. C.

Rosenblueth, E. E. (1991). *Diseño de estructuras resistentes a sismos*. Mexico: IMCYC

Noriega Editores, Editorial Limusa.

Sarria, A. (1995). *Ingenieria Sismica*. Santa Fe de Bogota, D C. Colombia: Ediciones

Uniandes.

Sismica, A. G. (2018). *Normas de Seguridad Estructural De edificaciones y Obras de*

*Infraestructura para la Republica de Guatemala*. Guatemala: AGIES.

*Uniform Building Code*. (1985). UBC.

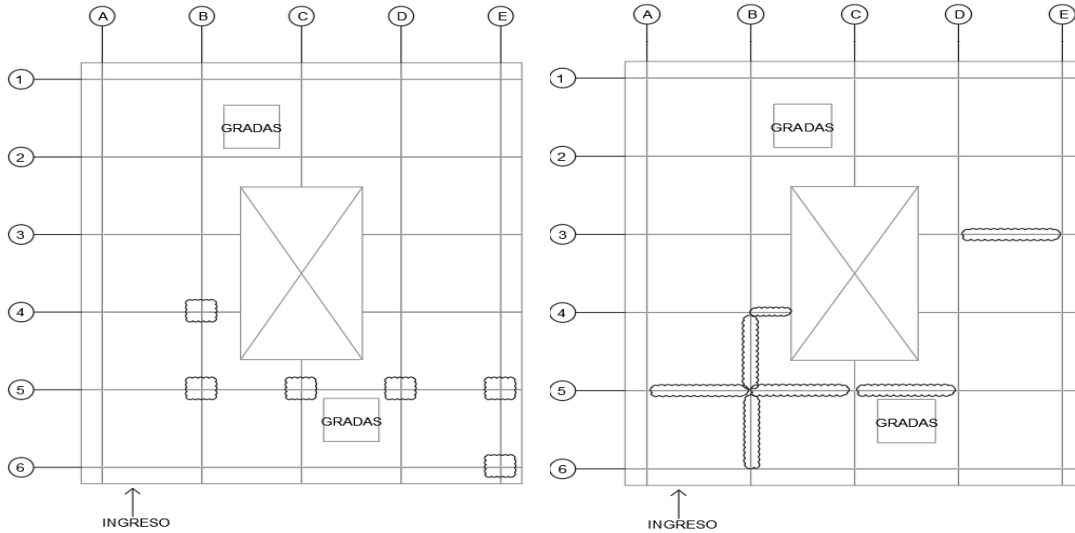


# 11 ANEXOS

## 11.1 Informe De Pruebas No Destructivas

### 11.1.1 Columnas y Vigas Nivel 1

Figura No. 95 Planta de ubicación de columnas analizadas nivel 1



Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 82 Resultados de Scanner a Columnas Primer Nivel

COLUMNA 4, B NIVEL 1					
<p>Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo vertical: <math>\geq</math> No.9, recubrimiento= Depth                      refuerzo horizontal: <math>\geq</math> No.4 @ aprox 0.15m/0.10m, recubrimiento= Depth</p>					
COLUMNA 5, B NIVEL 1					
<p>Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo vertical: <math>\geq</math> No.9, recubrimiento= Depth                      refuerzo horizontal: <math>\geq</math> No.4 @ aprox 0.15m/0.10m, recubrimiento= Depth</p>					

COLUMNA 5, C NIVEL 1		

Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo vertical:  $\geq$  No.9, recubrimiento= depth  
 refuerzo horizontal:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.15m/0.10m, recubrimiento= depth

COLUMNA 5, D NIVEL 1		

Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo vertical:  $\geq$  No.9, recubrimiento= depth  
 refuerzo horizontal:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.15m/0.10m, recubrimiento= depth

Fuente: Elaboración propia

COLUMNA 5, E NIVEL 1		

Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo vertical:  $\geq$  No.9, recubrimiento= Depth  
 refuerzo horizontal:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.15m/0.10m, recubrimiento= Depth

COLUMNA 6, E NIVEL 1		

Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo vertical:  $\geq$  No.9, recubrimiento= depth  
 refuerzo horizontal:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.15m/0.10m, recubrimiento= depth

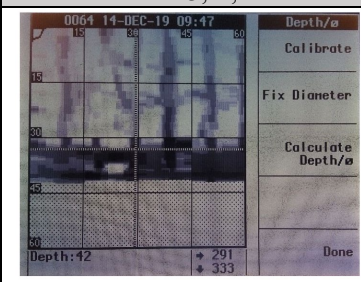
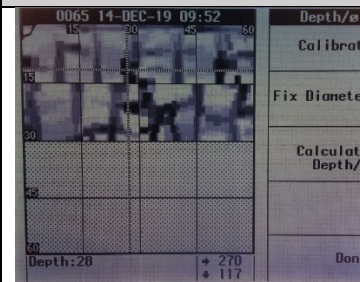
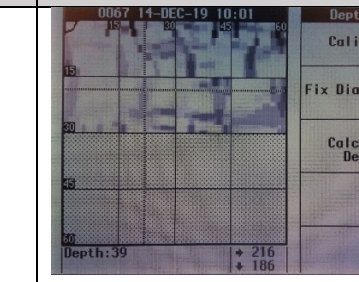
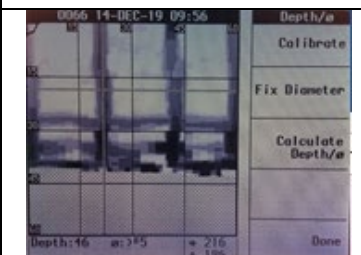
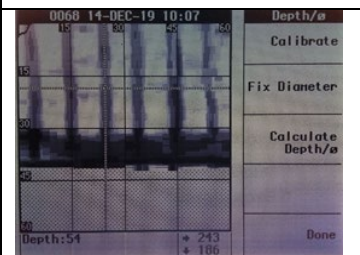
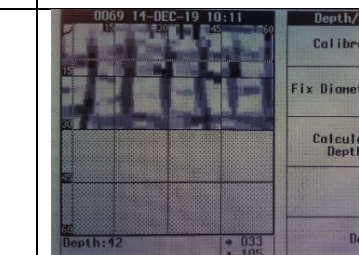
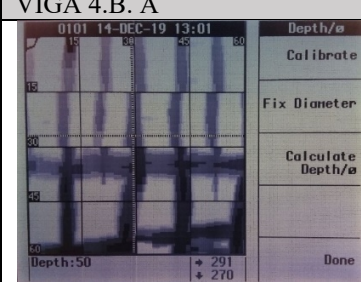
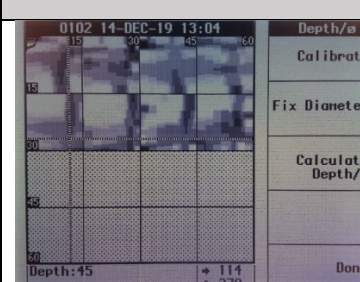
Fuente: Elaboración propia

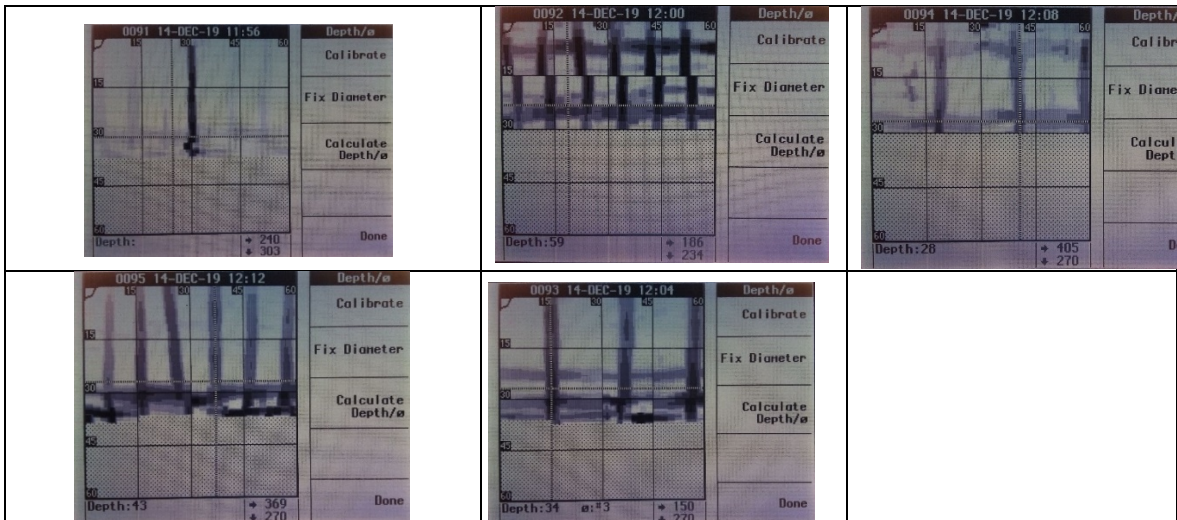
Tabla No. 83 Resultados de esclerómetro en Vigas Nivel 1

RESISTENCIA DE CONCRETO NIVEL 1			
Descripción	R	Posición	f'c
Columna 5, C	36	horizontal	
Columna 5, D	36	horizontal	
Columna 5, E	40	horizontal	
Columna 6, E	39	horizontal	
Promedio	38		4600 psi ± 800 psi

Fuente: Elaboración propia

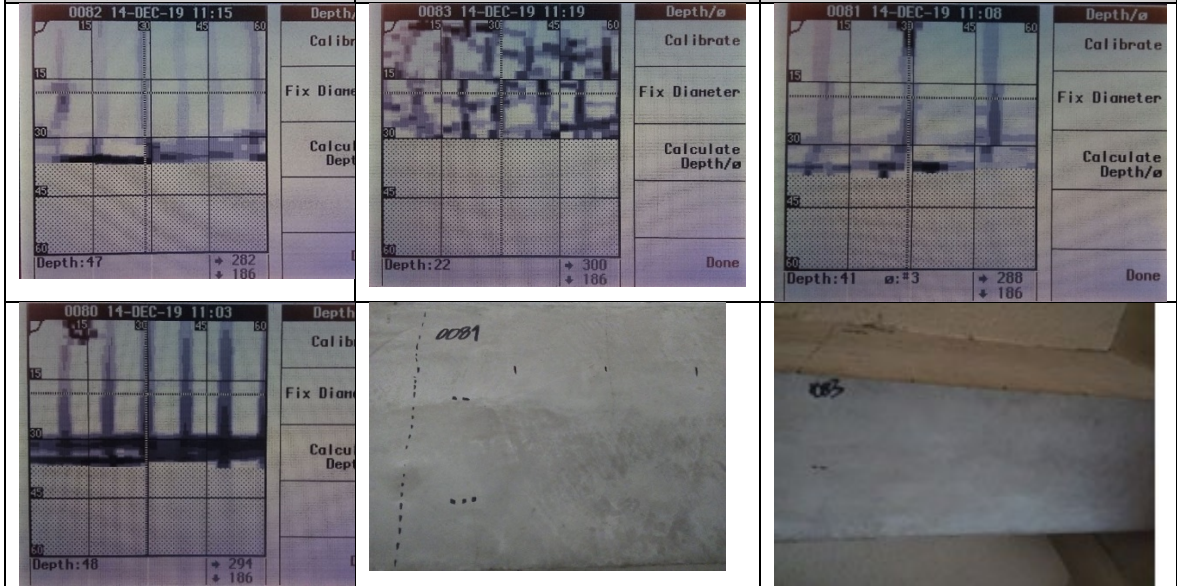
Tabla No. 84 Resultados de escaneo de vigas Nivel 1

VIGA 3, E, D		
		
		
<p>Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo horizontal: ≥ No.9, recubrimiento= Depth                      refuerzo vertical: ≥ No.4 @ aprox 0.20m/0.10m, recubrimiento= Depth</p>		
VIGA 4.B. A		
		
<p>Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo horizontal: ≥ No.9, recubrimiento= depth                      refuerzo vertical: ≥ No.4 @ aprox 0.20m/0.10m, recubrimiento= depth</p>		
VIGA 5,A,B		



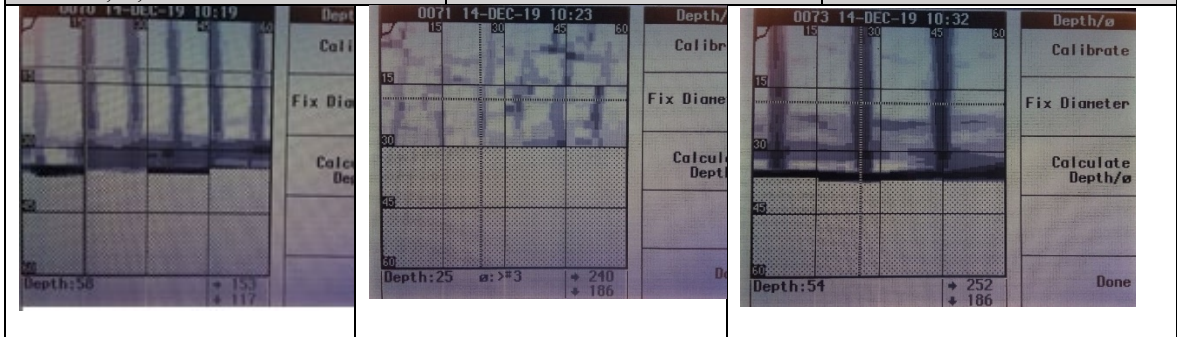
Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo horizontal:  $\geq$  No.9, recubrimiento= depth  
 refuerzo vertical:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.20m/0.10m, recubrimiento= depth

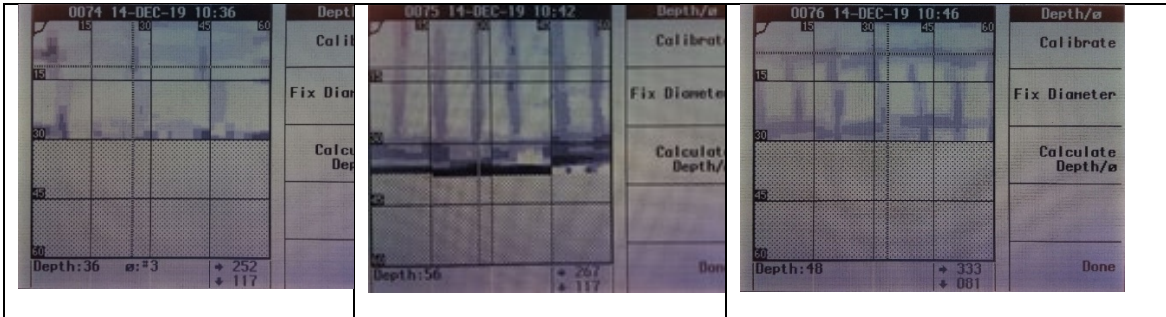
VIGA 5, B, C



Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo horizontal:  $\geq$  No.9, recubrimiento= Depth  
 refuerzo vertical:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.20m/0.10m, recubrimiento= Depth

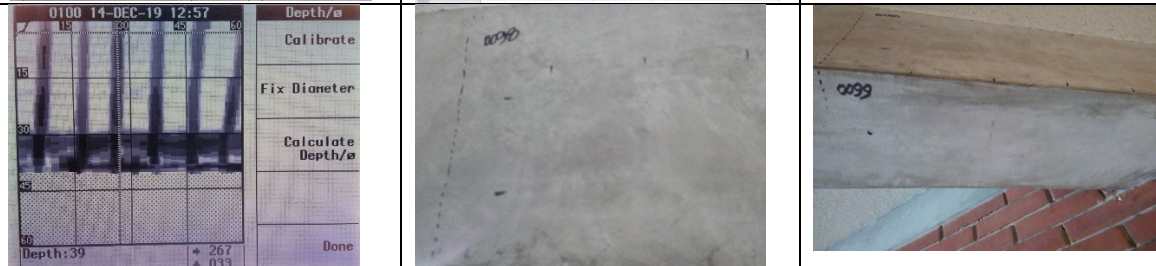
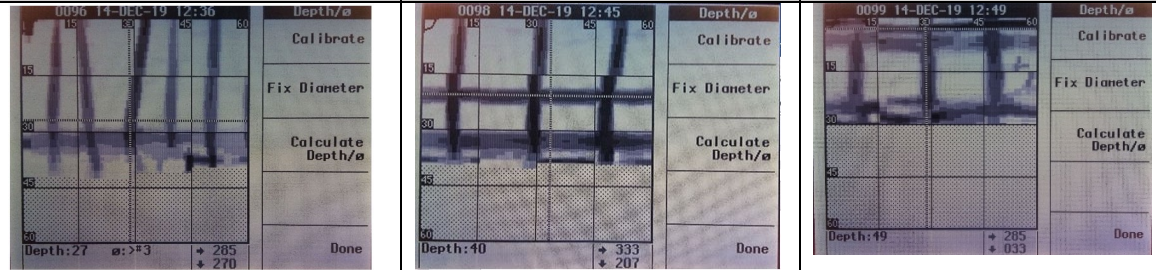
VIGA 5, C, D





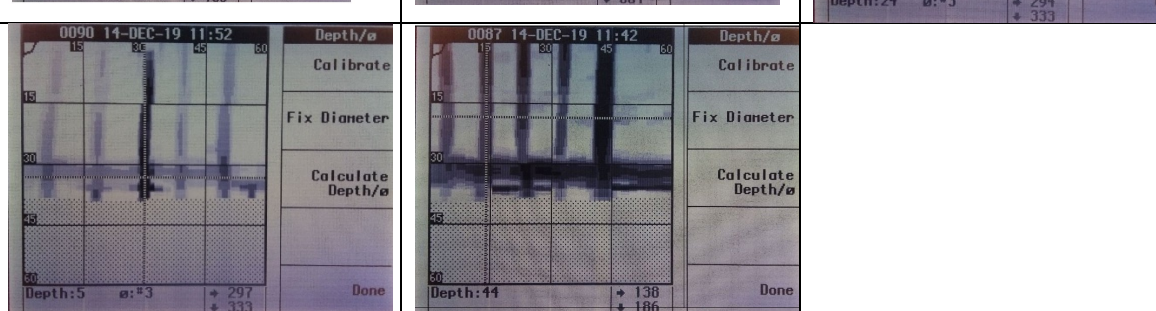
Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo horizontal:  $\geq$  No.9, recubrimiento= depth  
 refuerzo vertical:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.20m/0.10m, recubrimiento= depth

VIGA B,4,5



Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo horizontal:  $\geq$  No.9, recubrimiento= Depth  
 refuerzo vertical:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.20m/0.10m, recubrimiento= Depth

VIGA B,5,6



Grafica de puntos escaneados, mm refuerzo horizontal:  $\geq$  No.9, recubrimiento= Depth  
 refuerzo vertical:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.20m/0.10m, recubrimiento= Depth

Fuente: Elaboración propia.

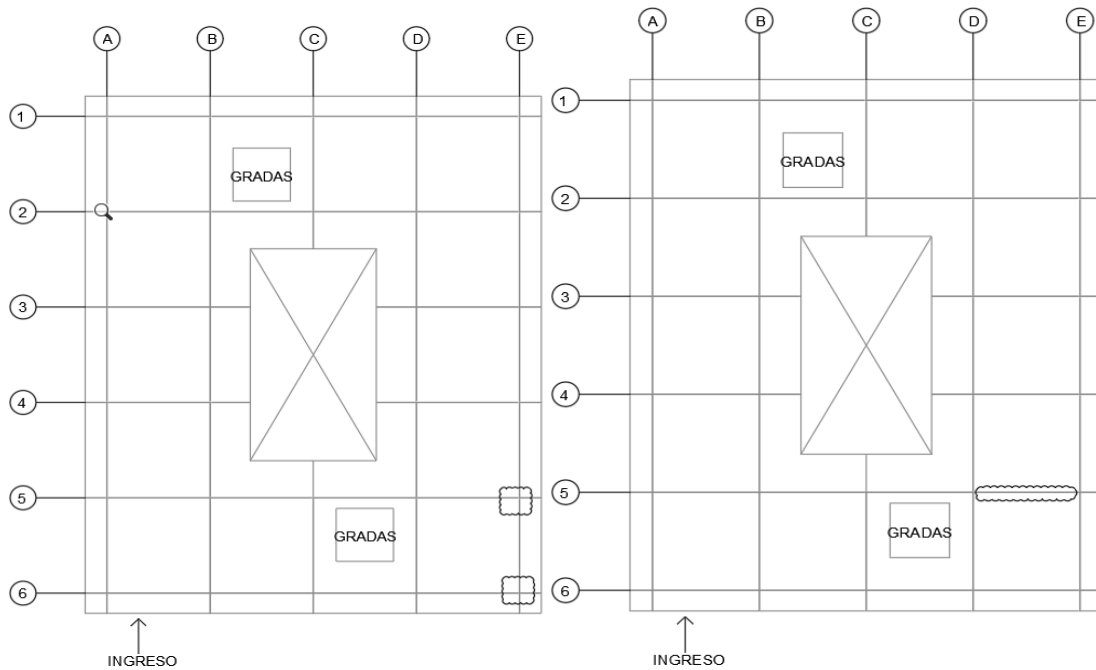
Tabla No. 85 Resultados de esclerómetro en Vigas Nivel 1

RESISTENCIA DE CONCRETO NIVEL 1			
Viga 3, D, E	36	horizontal	<b>f'c</b>
Viga 5, A, B	41	horizontal	
Viga 5, B, C	43	horizontal	
Viga 5, C, D	47	horizontal	
Viga B,4,5	39	horizontal	
Viga B,5,6	45	horizontal	
Promedio	42		5400 psi ± 850 psi

Fuente: Elaboración propia.

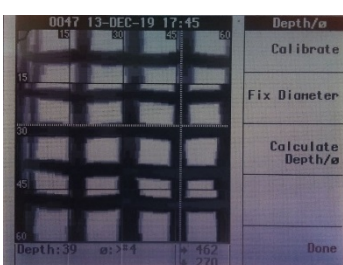
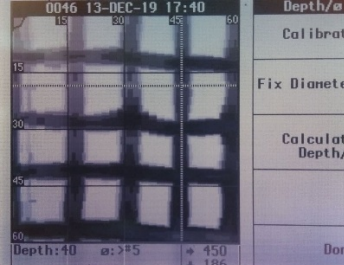
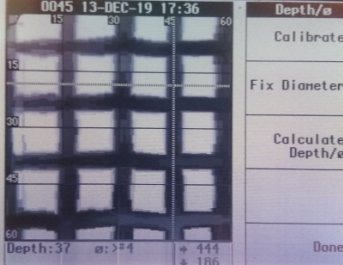
### 11.1.2 Columnas y Vigas Nivel 2

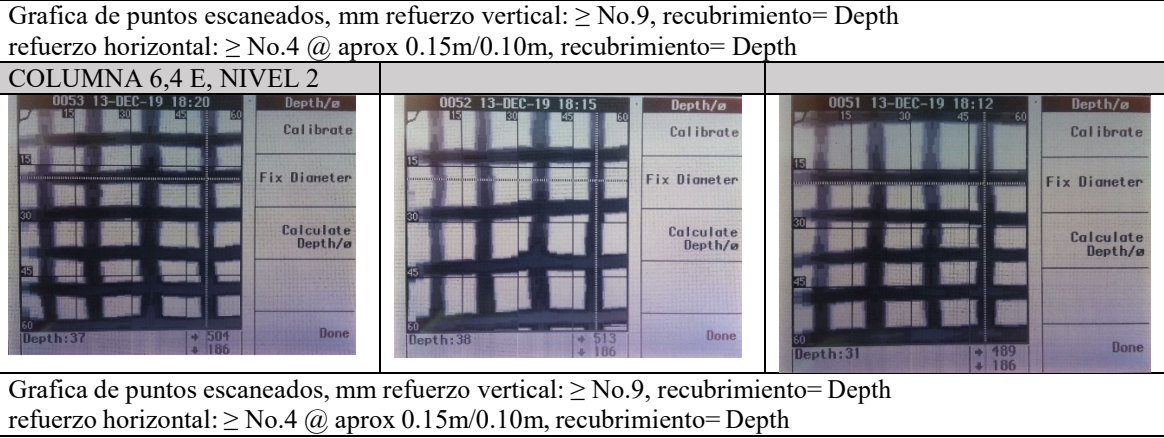
Figura No. 96 Planta de ubicación de columnas y viga analizadas nivel 2



Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 86 Resultados de escaneo de columnas Nivel 2

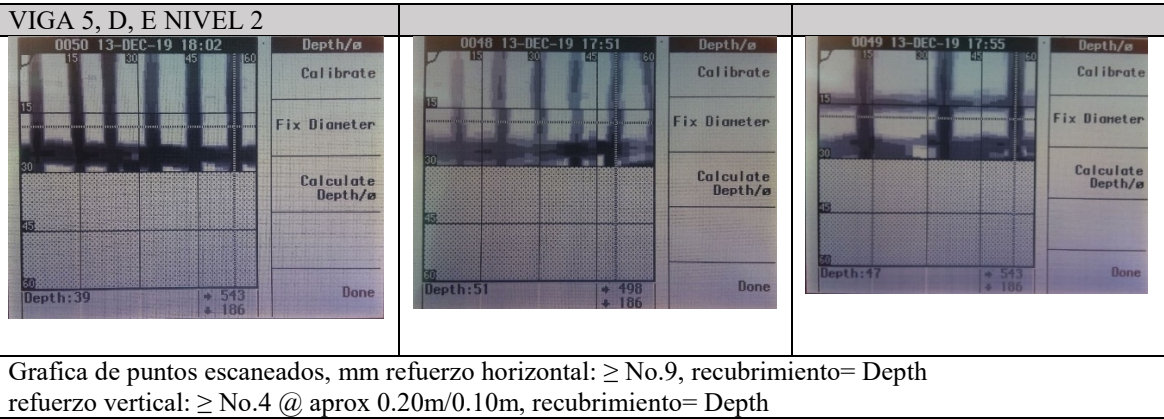
COLUMNA 5, E, NIVEL 2		COLUMNA 5, E, NIVEL 2		COLUMNA 5, E, NIVEL 2	
	Depth/ø Calibrate Fix Diameter Calculate Depth/ø Done		Depth/ø Calibrate Fix Diameter Calculate Depth/ø Done		Depth/ø Calibrate Fix Diameter Calculate Depth/ø Done
Depth:39 ø:214 ± 462 ± 379		Depth:40 ø:215 ± 450 ± 186		Depth:37 ø:214 ± 444 ± 186	



Fuente: Elaboración propia.  
Tabla No. 87 Resultados de esclerómetro en Columnas Nivel 2

RESISTENCIA DE CONCRETO NIVEL 2			
Descripción	R	Posición	f <sup>o</sup> c
Columna 5, E	55	horizontal	
Columna 6, E	34	horizontal	
Promedio	45		6100 psi $\pm$ 900 psi

Fuente: Elaboración propia.  
Tabla No. 88 Resultados de escaneo de vigas Nivel 2



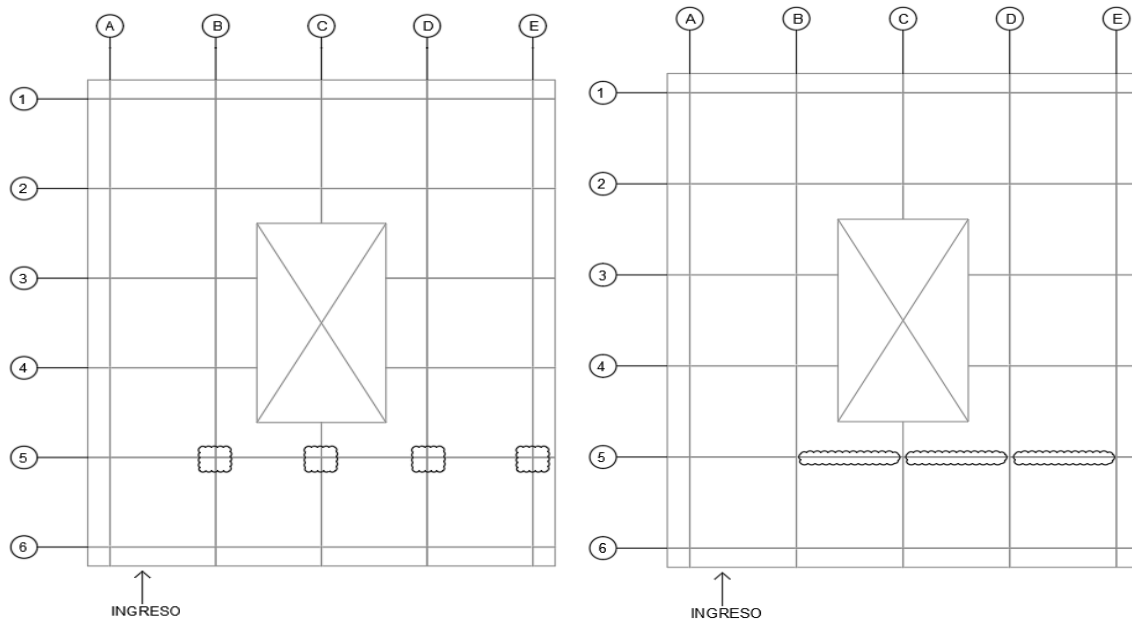
Fuente: Elaboración propia.  
Tabla No. 89 Resultados de esclerómetro en Vigas Nivel 2

RESISTENCIA DE CONCRETO NIVEL 2			
Viga 5, D, E	R	Posición	f <sup>o</sup> c
Viga 5, D, E	49	horizontal	
Promedio	49		7000 psi $\pm$ 900 psi

Fuente: Elaboración propia.

### 11.1.3 Columnas y Vigas Nivel 3

Figura No. 97 Planta de ubicación de vigas y columnas analizadas nivel 3

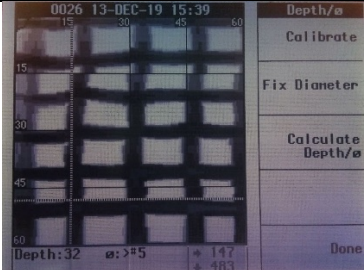
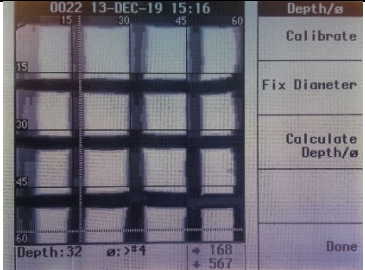



Fuente: Elaboración propia.



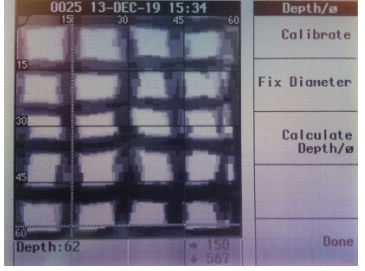
Tabla No. 90 Resultados de escaneo de columnas Nivel 3

COLUMNA 5, E NIVEL 3		
<p>Graficas de puntos escaneados, mm refuerzo vertical: <math>\geq</math> No.9, recubrimiento= Depth                      refuerzo horizontal: <math>\geq</math> No.4 @ aprox 0.15m/0.10m, recubrimiento= Depth</p>		
COLUMNA 5, D NIVEL 3		
<p>Graficas de puntos escaneados, mm refuerzo vertical: <math>\geq</math> No.9, recubrimiento= depth                      refuerzo horizontal: <math>\geq</math> No.4 @ aprox 0.15m/0.10m, recubrimiento= depth</p>		



COLUMNA 5, C NIVEL 3		
		

Graficas de puntos escaneados, mm refuerzo vertical:  $\geq$  No.9, recubrimiento= depth  
refuerzo horizontal:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.15m/0.10m, recubrimiento= depth

COLUMNA 5, B, NIVEL 3		
		

Graficas de puntos escaneados, mm refuerzo vertical:  $\geq$  No.9, recubrimiento= depth  
refuerzo horizontal:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.15m/0.10m, recubrimiento= depth

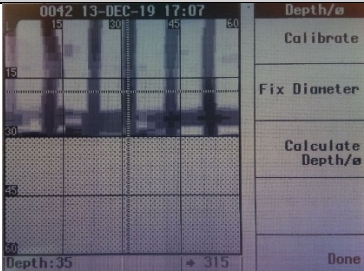
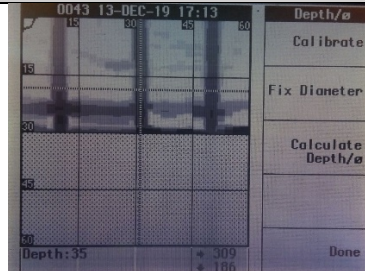
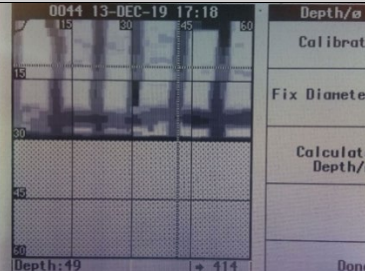
Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 91 Resultados de esclerómetro en columnas Nivel 3

RESISTENCIA DE CONCRETO NIVEL 3			
Descripción	R	Posición	f'c
Columna 5, E	39	horizontal	
Columna 5, D	45	horizontal	
Columna 5, C	42	horizontal	
Columna 5, B	41	horizontal	
Promedio	42		5400 psi $\pm$ 850 psi

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 92 Resultados de escaneo de vigas Nivel 3

VIGA 5, D, E		
		

Graficas de puntos escaneados, mm refuerzo horizontal:  $\geq$  No.9, recubrimiento= Depth

refuerzo vertical:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.20m/0.10m, recubrimiento= Depth

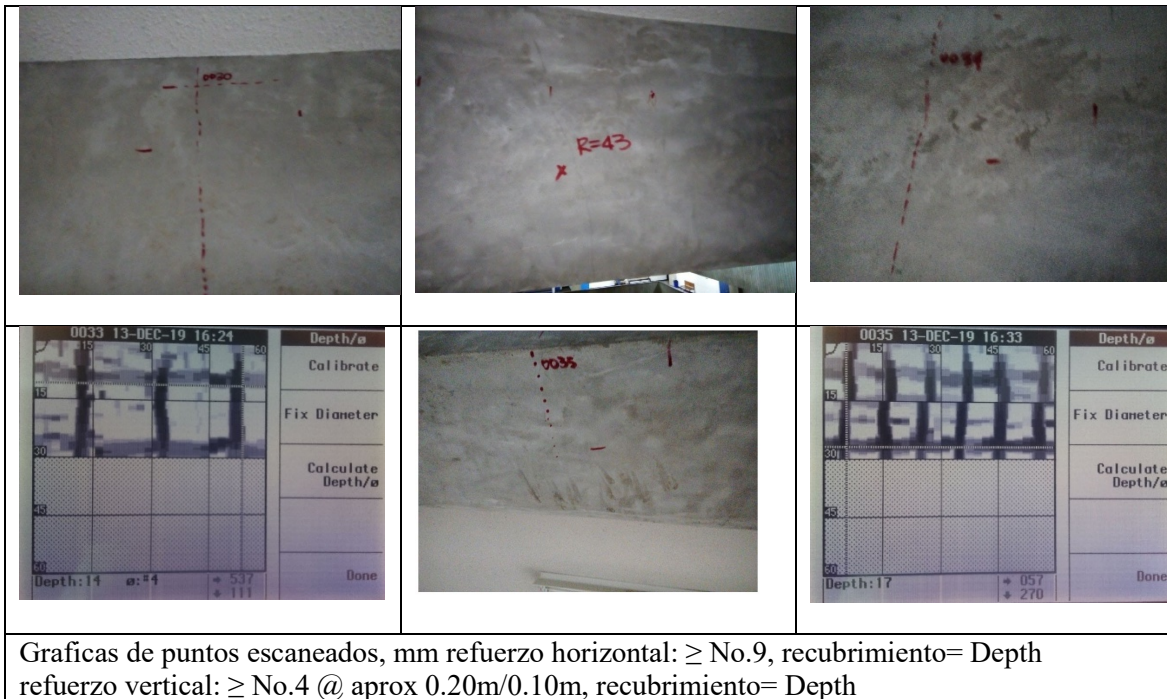
VIGA 5, C, D		
	<p>Depth/ø</p> <p>Calibrate</p> <p>Fix Diameter</p> <p>Calculate Depth/ø</p> <p>Done</p>	<p>0036 13-DEC-19 16:36</p> <p>15 30 45 60</p> <p>Depth: 58 ø: 186</p>
	<p>Depth/ø</p> <p>Calibrate</p> <p>Fix Diameter</p> <p>Calculate Depth/ø</p> <p>Done</p>	<p>0037 13-DEC-19 16:42</p> <p>15 30 45 60</p> <p>Depth: 19 ø: 186</p>
	<p>Depth/ø</p> <p>Calibrate</p> <p>Fix Diameter</p> <p>Calculate Depth/ø</p> <p>Done</p>	<p>0039 13-DEC-19 16:53</p> <p>15 30 45 60</p> <p>Depth: 20 ø: 186</p>
	<p>Depth/ø</p> <p>Calibrate</p> <p>Fix Diameter</p> <p>Calculate Depth/ø</p> <p>Done</p>	<p>0038 13-DEC-19 16:50</p> <p>15 30 45 60</p> <p>Depth: 69 ø: 186</p>
	<p>Depth/ø</p> <p>Calibrate</p> <p>Fix Diameter</p> <p>Calculate Depth/ø</p> <p>Done</p>	<p>0040 13-DEC-19 16:59</p> <p>15 30 45 60</p> <p>Depth: 48 ø: 186</p>
	<p>Depth/ø</p> <p>Calibrate</p> <p>Fix Diameter</p> <p>Calculate Depth/ø</p> <p>Done</p>	<p>0041 13-DEC-19 17:01</p> <p>15 30 45 60</p> <p>Depth: 28 ø: 186</p>

Graficas de puntos escaneados, mm refuerzo horizontal:  $\geq$  No.9, recubrimiento= Depth  
 refuerzo vertical:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.20m/0.10m, recubrimiento= Depth

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla No. 93 Continuación de resultados de escaneo de vigas Nivel 3

VIGA 5, B, C		
	<p>Depth/ø</p> <p>Calibrate</p> <p>Fix Diameter</p> <p>Calculate Depth/ø</p> <p>Done</p>	<p>0030 13-DEC-19 16:05</p> <p>15 30 45 60</p> <p>Depth: 49 ø: 186</p>
	<p>Depth/ø</p> <p>Calibrate</p> <p>Fix Diameter</p> <p>Calculate Depth/ø</p> <p>Done</p>	<p>0031 13-DEC-19 16:11</p> <p>15 30 45 60</p> <p>Depth: 31 ø: 270</p>
	<p>Depth/ø</p> <p>Calibrate</p> <p>Fix Diameter</p> <p>Calculate Depth/ø</p> <p>Done</p>	<p>0034 13-DEC-19 16:30</p> <p>15 30 45 60</p> <p>Depth: 46 ø: 186</p>



Fuente: Elaboración propia.

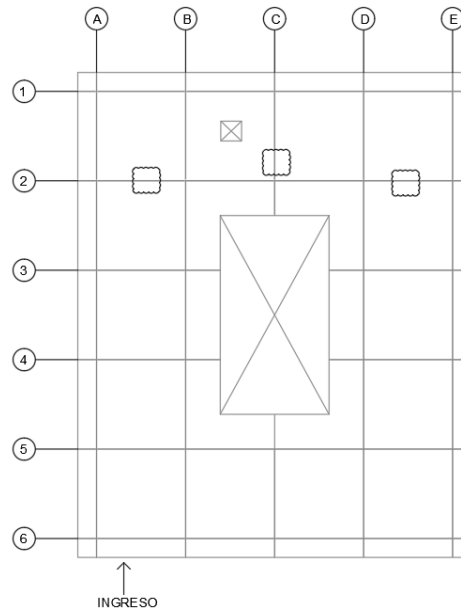
Tabla No. 94 Resultados de esclerómetro en vigas Nivel 3

RESISTENCIA DE CONCRETO NIVEL 3			
Viga 5, D,	46	horizontal	<b>f'c</b>
Viga 5, C,	45	horizontal	
Viga 5, B,	43	horizontal	
Promedio	45		6100 psi ± 900 psi

Fuente: Elaboración propia.

### 11.1.4 Losa Nivel 3

Figura No. 98 Planta de ubicación puntos de losa analizados en nivel 3



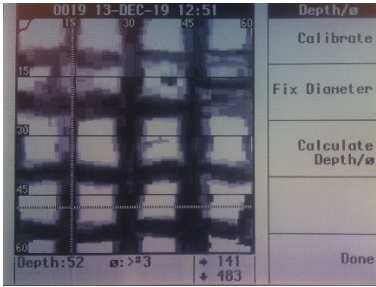
Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 95 Resultados de escaneo de losa Nivel 3

<p>LOSA 2, A, B</p>		
<p>Graficas de puntos escaneados, mm          refuerzo horizontal: <math>\geq</math> No.4 aprox 0.15, recubrimiento= Depth refuerzo vertical: <math>\geq</math> No.4 @ aprox 0.15, recubrimiento= Depth</p>		
<p>LOSA C,1,2</p>		
<p>Graficas de puntos escaneados, mm</p>		

refuerzo horizontal:  $\geq$  No.4 aprox 0.15, recubrimiento= Depth refuerzo vertical:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.15, recubrimiento= Depth

LOSA 2, D, E



Graficas de puntos escaneados, mm

refuerzo horizontal:  $\geq$  No.4 aprox 0.15, recubrimiento= Depth refuerzo vertical:  $\geq$  No.4 @ aprox 0.15, recubrimiento= Depth

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 96 Resultados de esclerómetro en losa Nivel 3

RESISTENCIA DE CONCRETO NIVEL 3			
Losa 5, A, B	38	Vertical	f'c
Losa C,1,2	39	Vertical	
Losa 2, D, E	35	Vertical	
Promedio	37		5000 psi $\pm$ 850 psi

Fuente: Elaboración propia.

## 11.2 Consideración de base flexible en el modelo.

# ATC 40

### 1. Rigidez Estática de Cimentaciones

$B := 4.5 \text{ m}$  Ancho de cimentación.  
 $L := 4.5 \text{ m}$  Largo de cimentación.  
 $\nu := 0.30$  Módulo de Poisson

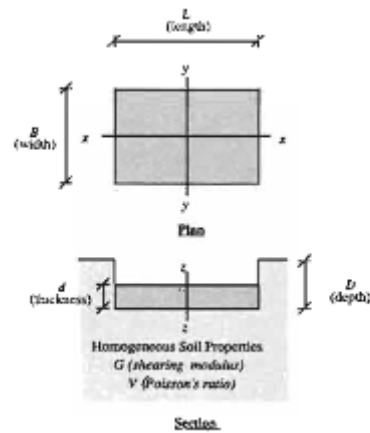
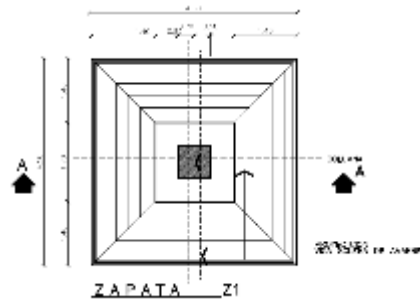
$$V_s := 241 \cdot 75 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 180.75 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \gamma := 27.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$G_{MAX} := \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 = 90.949 \text{ MPa}$$

$$I_x := \frac{(L)^3 \cdot (B)}{12} = 34.172 \text{ m}^4$$

$$I_y := \frac{(B)^3 \cdot (L)}{12} = 34.172 \text{ m}^4$$

$$J := I_y + I_x = 68.344 \text{ m}^4$$



$$G := G_{MAX} \cdot 0.58 = 52.75 \text{ MPa}$$

$$G = 5379054 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma = 2784 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Values of Shear Wave Velocity and Shear Modulus Reduction for Various Site Classes and Shaking Amplitudes (ASCE, 2010; FEMA, 2009)

Site Class	Reduction Factor ( $V_s$ )			Reduction Factor ( $G/G_0$ )		
	$S_{0.5}/2.5^{(1)}$			$S_{0.5}/2.5^{(1)}$		
	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
D	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
E	0.77	0.22	(2)	0.60	0.05	(2)
F	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)

Notes: (1)  $S_{0.5}$  is the short period spectral response acceleration parameter defined in

Table 10-2. Surface Stiffnesses for a Rigid Plate on a Semi-Infinite Homogeneous Elastic Half-Space (adapted From Gazetas 1991) <sup>1</sup>

Stiffness Parameter	Rigid Plate stiffness at surface, $K^*$
Vertical translation, $K_z$	$\frac{GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Horizontal translation, $K_x$ (toward long side)	$\frac{GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Horizontal translation, $K_y$ (toward short side)	$\frac{GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] - \frac{GL}{0.75-\nu} \left[ 0.1 \left( 1 - \frac{B}{L} \right) \right]$
Rotation, $K_{\theta x}$ (about x axis)	$\frac{G}{1-\nu} J_x^{0.75} \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \left( 2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right)$
Rotation, $K_{\theta y}$ (about y axis)	$\frac{G}{1-\nu} J_y^{0.75} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$

1. See Figure 10-8 for definitions of terms

$$K_{z1} := \frac{(G \cdot L)}{(1 - \nu)} \cdot \left( 0.73 + 1.54 \cdot \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right) = (7.85 \cdot 10^7) \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Traslación a lo largo del eje z

$$K_{y1} := \frac{(G \cdot L)}{(2 - \nu)} \cdot \left( 2 + 2.5 \cdot \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right) = (6.407 \cdot 10^7) \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Traslación a lo largo del eje y

$$K_{x1} := K_{y1} - \frac{(G \cdot L)}{(0.75 - \nu)} \cdot \left( 0.1 \cdot \left( 1 - \frac{B}{L} \right) \right) = (6.407 \cdot 10^7) \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Traslación a lo largo del eje x

$$K_{xx1} := \frac{G}{1 - \nu} \cdot I_x^{0.75} \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \cdot \left( 2.4 + 0.5 \cdot \left( \frac{B}{L} \right) \right) = (3.15 \cdot 10^8) \frac{\text{kgf} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

Rotación en torno al eje x

$$K_{yy1} := \frac{G}{1 - \nu} \cdot I_y^{0.75} \cdot \left( 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right) = (3.258 \cdot 10^8) \frac{\text{kgf} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

Rotación en torno al eje y

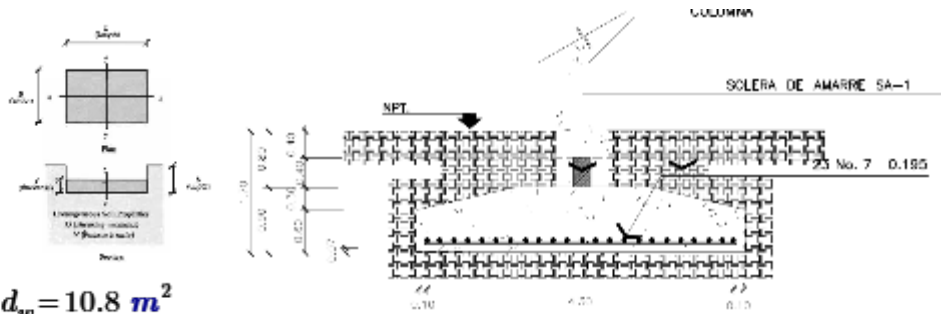
## 2. Factores de corrección por Empotramiento para la Rigidez Estática de Cimentaciones Rígidas

$$D := 2.3 \text{ m}$$

$$d_w := 0.60 \text{ m}$$

$$z_w := 2 \text{ m}$$

$$A_w := 2 \cdot (B + L) \cdot d_w = 10.8 \text{ m}^2$$



Homogeneous Elastic Half-Space (adapted from Gazetas 1991) <sup>1</sup>

Stiffness Parameter	Embedment Factors, $e_i$
Vertical Translation, $e_z$	$\left[ 1 + 0.095 \frac{D}{B} \left( 1 + 13 \frac{B}{L} \right) \right] \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{2L + 2B}{LB} \right) d^{0.67} \right]$
Horizontal Translation, $e_y$ (toward long side)	$\left[ 1 + 0.15 \left( \frac{2D}{B} \right)^{0.5} \right] \left\{ 1 + 0.52 \left[ \frac{\left( \frac{D - d}{2} \right) 16 (L + B) d}{BL^2} \right]^{0.4} \right\}$
Horizontal Translation, $e_x$ (toward short side)	$\left[ 1 + 0.15 \left( \frac{2D}{L} \right)^{0.5} \right] \left\{ 1 + 0.52 \left[ \frac{\left( \frac{D - d}{2} \right) 16 (L + B) d}{LB^2} \right]^{0.4} \right\}$
Rotation, $e_{\theta x}$ (about x axis)	$1 + 2.52 \frac{d}{B} \left( 1 + \frac{2d}{B} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.20} \left( \frac{B}{L} \right)^{0.50} \right)$
Rotation, $e_{\theta y}$ (about y axis)	$1 + 0.92 \left( \frac{2d}{L} \right)^{0.60} \left( 15 + \left( \frac{2d}{L} \right)^{1.9} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.60} \right)$

$$e_z := \left( 1 + 0.095 \cdot \frac{D}{B} \cdot \left( 1 + 1.3 \cdot \frac{B}{L} \right) \right) \cdot \left( 1 + 0.2 \cdot \left( \frac{2 \cdot L + 2 \cdot B}{L \cdot B} \right) \cdot d_w \right)^{0.67} = 1.258$$

$$e_y := \left( 1 + 0.15 \left( \frac{2 \cdot D}{B} \right)^{0.5} \right) \cdot \left( 1 + 0.52 \cdot \left( \frac{\left( D - \frac{d_w}{2} \right) \cdot 16 \cdot (L+B) \cdot d_w}{L^2 \cdot B} \right)^{0.4} \right) = 1.925$$

$$e_x := \left( 1 + 0.15 \left( \frac{2 \cdot D}{L} \right)^{0.5} \right) \cdot \left( 1 + 0.52 \cdot \left( \frac{\left( D - \frac{d_w}{2} \right) \cdot 16 \cdot (L+B) \cdot d_w}{L \cdot B^2} \right)^{0.4} \right) = 1.925$$

$$e_{xx} := 1 + 2.52 \frac{d_w}{B} \cdot \left( 1 + \frac{2 \cdot d_w}{B} \cdot \left( \frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \cdot \left( \frac{B}{L} \right)^{0.5} \right) = 1.453$$

$$e_{yy} := 1 + 0.92 \left( \frac{2 \cdot d_w}{L} \right)^{0.6} \left( 1.5 + \left( \frac{2 \cdot d_w}{L} \right)^{1.9} \cdot \left( \frac{d_w}{D} \right)^{-0.60} \right) = 1.7$$

$$K_{zATC40} := K_{z1} \cdot e_z = 98715659 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$K_{yATC40} := K_{y1} \cdot e_y = 123355883 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$K_{xATC40} := K_{x1} \cdot e_x = 123355883 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$K_{yyATC40} := K_{yy1} \cdot e_{yy} = 553915542.3 \frac{\text{kgf} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

$$K_{xxATC40} := K_{xx1} \cdot e_{xx} = 457710184 \frac{\text{kgf} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

**Linear Link/Support Directional Properties**

Link/Support Property Name: Z1 ATC40

Directional Control:

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/> Yes
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/> Yes

Shear Distance:

U2: 0 m

U3: 0 m

Note: Distance is measured with respect to J-End of the link object

Stiffness Values Used For All Load Cases:

Stiffness is Uncoupled     Stiffness is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
96128654	114608886	114608886		549826612.5	455544178

Damping Values Used For All Load Cases:

Damping is Uncoupled     Damping is Coupled

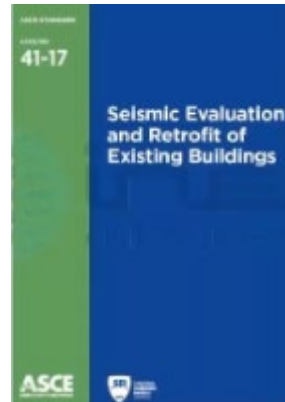
U1	U2	U3	R1	R2	R3
0	0	0		0	0

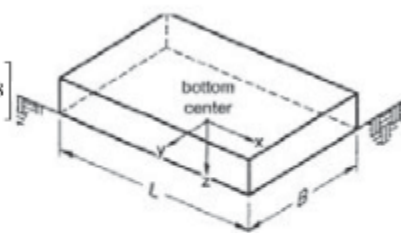
OK    Cancel



## ASCE 41-17

### 1. Rigidez Estática de Cimentaciones



Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along $x$ -axis	$K_{x,sw} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that <math>L &gt; B</math>. If <math>L = B</math>, use <math>x</math>-axis equations for both <math>x</math>-axis and <math>y</math>-axis.</p>
Translation along $y$ -axis	$K_{y,sw} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along $z$ -axis	$K_{z,sw} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 1.55 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about $x$ -axis	$K_{xx,sw} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about $y$ -axis	$K_{yy,sw} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.47 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about $z$ -axis	$K_{zz,sw} = GB^3 \left[ 0.53 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	

$$K_{x2} := \frac{(G \cdot B)}{(2 - \nu)} \cdot \left( 3.4 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right) = (6.423 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

$$K_{y2} := \frac{(G \cdot B)}{(2 - \nu)} \cdot \left( 3.4 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \cdot \frac{L}{B} + 0.8 \right) = (6.423 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

$$K_{z2} := \frac{(G \cdot B)}{(1 - \nu)} \cdot \left( 1.55 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right) = (7.969 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

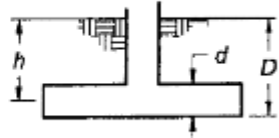
$$K_{xx2} := \frac{(G \cdot B^3)}{(1 - \nu)} \cdot \left( 0.4 \cdot \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right) = (3.433 \cdot 10^9) m^2 \cdot \frac{N}{m}$$

$$K_{yy2} := \frac{(G \cdot B^3)}{(1 - \nu)} \cdot \left( 0.47 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right) = (3.461 \cdot 10^9) m^2 \cdot \frac{N}{m}$$

$$K_{zz2} := (G \cdot B^3) \cdot \left( 0.53 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right) = (4.999 \cdot 10^9) m^2 \cdot \frac{N}{m}$$

## ASCE 41-17

### 2. Factores de corrección por Empotramiento para la Rigidez Estática de Cimentaciones Rígidas

Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$	
Translation along y-axis	$\beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{L}}\right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L}\right)\right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{\frac{2}{3}}\right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{\alpha_x} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}}\right]$	$d = \text{height of effective}$
Rocking about y-axis	$\beta_{\alpha_y} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L}\right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L}\right)^{1.9} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$	sidewall contact (may be
Torsion about z-axis	$\beta_{\omega} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$	less than total foundation height)

$$\beta_x := \left(1 + 0.21 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left(1 + 1.6 \cdot \left(\frac{z_w \cdot d_w \cdot (B+L)}{B \cdot L^2}\right)^{0.4}\right) = 1.934$$

$$\beta_y := \left(1 + 0.21 \cdot \sqrt{\frac{D}{L}}\right) \cdot \left(1 + 1.6 \cdot \left(\frac{z_w \cdot d_w \cdot (B+L)}{L \cdot B^2}\right)^{0.4}\right) = 1.934$$

$$\beta_z := \left(1 + \frac{1}{21} \cdot \frac{D}{B} \cdot \left(2 + 2.6 \frac{B}{L}\right)\right) \cdot \left(1 + 0.32 \cdot \left(\frac{d_w \cdot (B+L)}{L \cdot B}\right)^{\frac{2}{3}}\right) = 1.259$$

$$\beta_{\alpha_x} := 1 + 2.5 \cdot \frac{d_w}{B} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot d_w}{B} \cdot \left(\frac{d_w}{D}\right)^{-0.2} \cdot \sqrt{\frac{B}{L}}\right) = 1.45$$

$$\beta_{\alpha_y} := 1 + 1.4 \cdot \left(\frac{d_w}{L}\right)^{0.6} \cdot \left(1.5 + 3.7 \left(\frac{d_w}{L}\right)^{1.9} \cdot \left(\frac{d_w}{D}\right)^{-0.6}\right) = 1.702$$

$$\beta_{\omega} := 1 + 2.6 \cdot \left(1 + \frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{d_w}{B}\right)^{0.9} = 1.848$$

$$K_{zASCEA1} := K_{z2} \cdot \beta_y = 157181569.4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$K_{yASCEA1} := K_{y2} \cdot \beta_y = 126689525.3 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$K_{xASCEA1} := K_{x2} \cdot \beta_x = 126689525.3 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

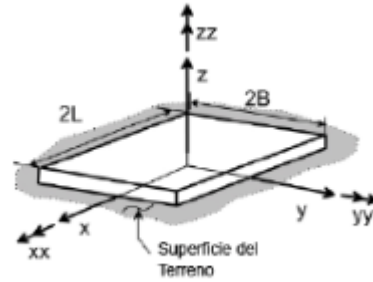
$$K_{zzASCEA1} := K_{zz2} \cdot \beta_{zz} = 942112517 \frac{\text{kgf} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

$$K_{yyASCEA1} := K_{yy2} \cdot \beta_{yy} = 600733638 \frac{\text{kgf} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

$$K_{xxASCEA1} := K_{xx2} \cdot \beta_{xx} = 507542268 \frac{\text{kgf} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$



## Soil-Structure Interaction for Building Structures



### 1. Datos

$B = 4.5 \text{ m}$  Ancho de cimentación.

$L = 4.5 \text{ m}$  Largo de cimentación.

Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)

$$L1 := \frac{L}{2} = 2.25 \text{ m} \quad B1 := \frac{B}{2} = 2.25 \text{ m}$$

$$I_x := \frac{(2 \cdot L1)^3 \cdot (2 \cdot B1)}{12} = 34.172 \text{ m}^4$$

$$I_y := \frac{(2 \cdot B1)^3 \cdot (2 \cdot L1)}{12} = 34.172 \text{ m}^4$$

$$J := I_y + I_x = 68.344 \text{ m}^4$$

### 1. Rigidez Estática de Cimentaciones Rígidas (Tabla 2-2a)

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$K_{zsur-g} := \frac{(2 \cdot G \cdot L1)}{(1 - \nu)} \cdot \left( 0.73 + 1.54 \cdot \left( \frac{B1}{L1} \right)^{0.75} \right) = (7.698 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Traslación a lo largo del eje z

Pais and Kausel (1988)

$$K_{zsur-g} := \frac{(G \cdot B1)}{(1 - \nu)} \cdot \left( 3.1 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = (7.969 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$K_{ysur-g} := \frac{(2 \cdot G \cdot L1)}{(2 - \nu)} \cdot \left( 2 + 2.5 \cdot \left( \frac{B1}{L1} \right)^{0.85} \right) = (6.284 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Traslación a lo largo del eje y

Pais and Kausel (1988)

$$K_{ysur-g} := \frac{(G \cdot B1)}{(2 - \nu)} \cdot \left( 6.8 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)^{0.65} + 0.8 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right) + 1.6 \right) = (6.423 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$K_{xsur-g} := K_{ysur-g} - \frac{(0.2)}{(0.75 - \nu)} \cdot G \cdot L1 \cdot \left( 1 - \left( \frac{B1}{L1} \right) \right) = (6.423 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Traslación a lo largo del eje x

Pais and Kausel (1988)

$$K_{xsur-g} := \frac{(G \cdot B1)}{2 - \nu} \cdot \left( 6.8 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = (6.423 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$K_{zzsur-g} := G \cdot J^{0.75} \cdot \left( 4 - 11 \left( 1 - \frac{B1}{L1} \right)^{10} \right) = (5.015 \cdot 10^6) \frac{kN \cdot m}{rad}$$

Pais and Kausel (1988)

$$K_{zzsur-g} := (G \cdot B1^3) \cdot \left( 4.25 \left( \frac{B1}{L1} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = (4.993 \cdot 10^6) m^2 \cdot \frac{kN}{m}$$

Torsión en torno al eje z

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$K_{yy-sur-g} := \frac{G}{1-\nu} \cdot I_y^{0.75} \cdot \left( 3 \left( \frac{L1}{B1} \right)^{0.15} \right) = (3.195 \cdot 10^6) \frac{kN \cdot m}{rad}$$

Rotación en torno al eje y

Pais and Kausel (1988)

$$K_{yy-sur-g} := \frac{G \cdot B1^3}{1-\nu} \cdot \left( 3.73 \left( \frac{L1}{B1} \right)^{2.4} + 0.27 \right) = (3.433 \cdot 10^6) \frac{kN \cdot m}{rad}$$

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$K_{zzsur-g} := \frac{G}{1-\nu} \cdot I_x^{0.75} \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)^{0.25} \cdot \left( 2.4 + 0.5 \cdot \left( \frac{B1}{L1} \right) \right) = (3.089 \cdot 10^6) \frac{kN \cdot m}{rad}$$

Rotación en torno al eje x

Pais and Kausel (1988)

$$K_{zzsur-g} := \frac{G \cdot B^3}{1-\nu} \cdot \left( 3.2 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right) + 0.8 \right) = (2.747 \cdot 10^7) \frac{kN \cdot m}{rad}$$

## 2. Factores de corrección por Empotramiento para la Rigidez Estática de Cimentaciones Rígidas

$$D := 1.7 \text{ m} \quad d_w := 0.60 \text{ m} \quad z_w := 1.37 \text{ m}$$

$$A_w := 2 \cdot (2 \cdot B1 + 2 \cdot L1) \cdot d_w = 10.8 \text{ m}^2$$

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$n_{z-g} := \left( 1 + \frac{D}{21 \cdot B1} \cdot \left( 1 + 1.3 \cdot \frac{B1}{L1} \right) \right) \cdot \left( 1 + 0.2 \cdot \left( \frac{A_w}{4 \cdot B1 \cdot L1} \right)^{\frac{2}{3}} \right) = 1.225$$

Pais and Kausel (1988)

$$n_{z-g} := \left( 1 + \left( 0.25 + \frac{0.25}{\frac{L1}{B1}} \right) \left( \frac{D}{B1} \right)^{0.8} \right) = 1.4$$

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$n_{y-g} := \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B1}} \right) \cdot \left( 1 + 0.52 \left( \frac{z_w \cdot A_w}{B1 \cdot L1^2} \right)^{0.4} \right) = 1.783$$

Traslación a lo largo del eje y

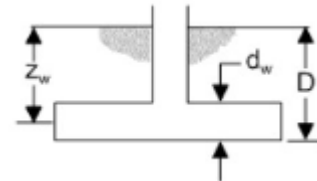
Pais and Kausel (1988)

$$n_{y-g} := \left( 1 + \left( 0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L1}{B1}} \right) \left( \frac{D}{B1} \right)^{0.8} \right) = 1.799$$

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$n_{x-g} := \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B1}} \right) \cdot \left( 1 + 0.52 \left( \frac{z_w \cdot A_w}{B1 \cdot L1^2} \right)^{0.4} \right) = 1.783$$

Traslación a lo largo del eje x



Pais and Kausel (1988)

$$n_{x-g} := n_{y-g} = 1.799$$

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$n_{zz-g} := \left( 1 + 1.4 \left( 1 + \frac{B1}{L1} \right) \cdot \left( \frac{d_w}{B1} \right)^{0.9} \right) = 1.852$$

Torsión en torno al eje

Pais and Kausel (1988)

$$n_{zz-g} := \left( 1 + \left( 1.3 + \frac{1.32}{\frac{L1}{B1}} \right) \cdot \left( \frac{D}{B1} \right)^{0.9} \right) = 3.036$$

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$n_{yy-g} := \left( 1 + 0.92 \left( \frac{d_w}{B1} \right)^{0.6} \cdot \left( 1.5 + \left( \frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \cdot \left( \frac{B1}{L1} \right)^{-0.6} \right) \right) = 1.682$$

Rotación en torno al eje y

Pais and Kausel (1988)

$$n_{yy-g} := \left( 1 + \frac{D}{B1} + \left( \frac{1.6}{0.35 + \left( \frac{L1}{B1} \right)^4} \right) \cdot \left( \frac{D}{B1} \right)^2 \right) = 2.432$$

Gazetas (1991) Mylonakis et al (2006)

$$n_{xx-g} := \left( 1 + 1.26 \left( \frac{d_w}{B1} \right) \cdot \left( 1 + \left( \frac{d_w}{B1} \right) \cdot \left( \frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \cdot \sqrt{\frac{B1}{L1}} \right) \right) = 1.446$$

Rotación en torno al eje x

Pais and Kausel (1988)

$$n_{xx-g} := \left( 1 + \frac{D}{B1} + \left( \frac{1.6}{0.35 + \left( \frac{L1}{B1} \right)} \right) \cdot \left( \frac{D}{B1} \right)^2 \right) = 2.432$$

### 3. Modificadores de rigidez dinámica y de amortiguamiento por radiación de ondas para cimentaciones rígidas (adaptado de Pais y Kausel, 1988)

$$\omega := \frac{1}{0.705} s^{-1} \cdot 2 \cdot \pi = 8.912 \frac{rad}{s} \quad \alpha_o := \omega \cdot \frac{B1}{V_s} = 0.111$$

$$\psi := \text{if} \left( \left( \sqrt{\frac{2 \cdot (1-v)}{(1-2 \cdot v)}} \right) > 2.5, 2.5, \left( \left( \sqrt{\frac{2 \cdot (1-v)}{(1-2 \cdot v)}} \right) \right) \right) = 1.871$$

Surface Stiffnes Modifiers  
(Modificador de rigidez superficial)

$$\alpha_z := 1 - \frac{\left( \frac{0.4 + \frac{0.2}{\frac{L1}{B1}}}{\frac{B1}{B1}} \right) \cdot \alpha_o^2}{\left( \frac{10}{1 + 3 \cdot \left( \frac{L1}{B1} - 1 \right)} \right) + \alpha_o^2} = 0.999$$

Radiation Damping  
Amortiguamiento por Radiación

$$\beta_z := \left( \frac{4 \cdot \psi \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)}{\frac{K_{zsur-g}}{G \cdot B1}} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.062$$

Traslación a lo largo del eje y

$$\alpha_y := 1$$

$$\beta_y := \left( \frac{4 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)}{K_{y\text{sur-g}} \cdot \left( \frac{G \cdot B1}{G \cdot B1} \right)} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.041$$

Traslación a lo largo del eje x

$$\alpha_x := 1$$

$$\beta_x := \left( \frac{4 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)}{K_{x\text{sur-g}} \cdot \left( \frac{G \cdot B1}{G \cdot B1} \right)} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.041$$

Torsión en torno a eje z

$$\alpha_{zz} := 1 - \left( \frac{\left( 0.33 - 0.03 \cdot \sqrt{\frac{L1}{B1} - 1} \right) \cdot \alpha_o^2}{\left( \frac{0.8}{1 + 0.33 \cdot \left( \frac{L1}{B1} - 1 \right)} + \alpha_o^2 \right)} \right) = 0.995$$

$$\beta_{zz} := \left( \frac{\frac{4}{3} \cdot \left( \left( \frac{L1}{B1} \right)^3 + \left( \frac{L1}{B1} \right) \right) \cdot \alpha_o^2}{\left( \frac{K_{zz\text{sur-g}}}{G \cdot B1^3} \right) \cdot \left( \frac{1.4}{1 + 3 \cdot \left( \frac{L1}{B1} - 1 \right)^{0.7}} + \alpha_o^2 \right)} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right) = 1.559 \cdot 10^{-4}$$

Rotación en torno a eje y

$$\alpha_{yy} := 1 - \left( \frac{(0.55) \cdot \alpha_o^2}{\left( 0.6 + \frac{1.4}{\left( \frac{L1}{B1} \right)^3} + \alpha_o^2 \right)} \right) = 0.997$$

$$\beta_{yy} := \left( \frac{\left( \frac{4 \cdot \psi}{3} \right) \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)^3 \cdot \alpha_o^2}{\left( \frac{K_{yy\text{sur-g}}}{G \cdot B1^3} \right) \cdot \left( \frac{1.8}{1 + 1.75 \cdot \left( \frac{L1}{B1} - 1 \right)} + \alpha_o^2 \right)} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) = 1.65 \cdot 10^{-4}$$

Rotación en torno a eje x

$$\alpha_{xx} := 1 - \left( \frac{\left( 0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L1}{B1} - 1} \right) \cdot \alpha_o^2}{\left( 2.4 - \frac{0.4}{\left( \frac{L1}{B1} \right)^3} + \alpha_o^2 \right)} \right) = 0.997$$

$$\beta_{xx} := \left( \frac{\left( \frac{4 \cdot \psi}{3} \right) \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right) \cdot \alpha_o^2}{\left( \frac{K_{xx\text{sur-g}}}{G \cdot B1^3} \right) \cdot \left( 2.2 - \frac{0.4}{\left( \frac{L1}{B1} \right)^3} + \alpha_o^2 \right)} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right) = 0.00002$$

#### 4. Modificadores de rigidez dinámica y de amortiguamiento por radiación de ondas para cimentaciones Embebidas (Adaptados de Pais y Kausel, 1988)

$$K_{z\_emb} := K_{zsur\_g} \cdot n_{z\_g} \cdot \alpha_z = (1.115 \cdot 10^6) \frac{kN}{m}$$

$$K_{xx\_emb} := K_{xxsur\_g} \cdot n_{xx\_g} \cdot \alpha_{xx} = (6.658 \cdot 10^7) kN \cdot \frac{m}{rad}$$

$$K_{x\_emb} := K_{xsur\_g} \cdot n_{x\_g} \cdot \alpha_x = (1.156 \cdot 10^6) \frac{kN}{m}$$

$$K_{yy\_emb} := K_{yysur\_g} \cdot n_{yy\_g} \cdot \alpha_{yy} = (8.323 \cdot 10^6) kN \cdot \frac{m}{rad}$$

$$K_{y\_emb} := K_{ysur\_g} \cdot n_{y\_g} \cdot \alpha_y = (1.156 \cdot 10^6) \frac{N}{m}$$

$$K_{zz\_emb} := K_{zzsur\_g} \cdot n_{zz\_g} \cdot \alpha_{zz} = (1.508 \cdot 10^7) kN \cdot \frac{m}{rad}$$

$$\beta_{z\_emb} := \left( \frac{4 \cdot \left( \psi \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right) + \left( \frac{D}{B1} \right) \left( 1 + \frac{L1}{B1} \right) \right)}{\left( \frac{K_{z\_emb}}{G \cdot B1} \right)} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.08$$

Traslación a lo largo del eje z

$$\beta_{y\_emb} := \left( \frac{4 \cdot \left( \left( \frac{L1}{B1} \right) + \left( \frac{D}{B1} \right) \left( 1 + \frac{\psi \cdot L1}{B1} \right) \right)}{\left( \frac{K_{y\_emb}}{G \cdot B1} \right)} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.072$$

Traslación a lo largo del eje y

$$\beta_{x\_emb} := \left( \frac{4 \cdot \left( \left( \frac{L1}{B1} \right) + \left( \frac{D}{B1} \right) \left( \psi + \frac{L1}{B1} \right) \right)}{\left( \frac{K_{x\_emb}}{G \cdot B1} \right)} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.072$$

Traslación a lo largo del eje x

Torsión en torno a eje z

$$\beta_{zz\_emb} := \left( \frac{\left( \frac{4}{3} \right) \cdot \left( 3 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right) \cdot \left( \frac{D}{B1} \right) + \psi \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right) \cdot \left( \frac{D}{B1} \right) + 3 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)^2 \cdot \left( \frac{D}{B1} \right) + \psi \cdot \left( \frac{D}{B1} \right) + \left( \frac{L1}{B1} \right)^3 + \left( \frac{L1}{B1} \right) \right) \cdot (\alpha_o)^2}{\left( \frac{K_{zz\_emb}}{G \cdot B1^3} \right) \cdot \left( \left( 1 + 3 \cdot \left( \frac{L1}{B1} - 1 \right) \right)^{0.7} + \alpha_o^2 \right)} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right) = 2.416 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{yy\_emb} := \left( \frac{\left( \frac{4}{3} \right) \cdot \left( \left( \frac{L1}{B1} \right)^3 \cdot \left( \frac{D}{B1} \right) + \psi \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right) \cdot \left( \frac{D}{B1} \right)^3 + \left( \frac{D}{B1} \right)^3 + 3 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)^2 \cdot \left( \frac{D}{B1} \right) + \psi \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right)^3 \right) \cdot (\alpha_o)^2}{\left( \frac{K_{yy\_emb}}{G \cdot B1^3} \right) \cdot \left( \left( 1 + 1.75 \cdot \left( \frac{L1}{B1} - 1 \right) \right) + \alpha_o^2 \right)} + \left( \frac{\left( \frac{4}{3} \right) \cdot \left( \frac{L1}{B1} + \psi \right) \cdot \left( \frac{D}{B1} \right)^3}{\left( \frac{K_{yy\_emb}}{G \cdot B1^3} \right)} \right) \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) = 0.007$$

$$\beta_{xx\_emb} := \left( \frac{\left( \frac{4}{3} \right) \cdot \left( \left( \frac{D}{B1} \right)^3 + \left( \frac{D}{B1} \right) + \psi \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right) \cdot \left( \frac{D}{B1} \right)^3 + 3 \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right) \cdot \left( \frac{D}{B1} \right) + \psi \cdot \left( \frac{L1}{B1} \right) \right) \cdot (\alpha_o)^2}{\left( \frac{K_{xx\_emb}}{G \cdot B1^3} \right) \cdot \left( \left( 1 + 1.75 \cdot \left( \frac{L1}{B1} - 1 \right) \right) + \alpha_o^2 \right)} + \left( \frac{\left( \frac{4}{3} \right) \cdot \left( \psi \cdot \frac{L1}{B1} + 1 \right) \cdot \left( \frac{D}{B1} \right)^3}{\left( \frac{K_{xx\_emb}}{G \cdot B1^3} \right)} \right) \right) \cdot \left( \frac{\alpha_o}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right) = 0.0009$$

$$C_z := \frac{2 \cdot K_{zsur\_g} \cdot (0.05 + \beta_z)}{\omega} = (2.001 \cdot 10^7) s \cdot \frac{N}{m}$$

$$C_y := \frac{2 \cdot K_{ysur\_g} \cdot (0.05 + \beta_y)}{\omega} = (1.312 \cdot 10^7) s \cdot \frac{N}{m}$$

$$C_x := \frac{2 \cdot K_{xsur\_g} \cdot (0.05 + \beta_x)}{\omega} = (1.312 \cdot 10^7) s \cdot \frac{N}{m}$$

$$C_{zz} := \frac{2 \cdot K_{zzsur\_g} \cdot (0.05 + \beta_{zz})}{\omega} = (5.62 \cdot 10^7) \frac{kg \cdot m^2}{s} \quad 175$$

$$C_{yy} := \frac{2 \cdot K_{yysur\_g} \cdot (0.05 + \beta_{yy})}{\omega} = (3.865 \cdot 10^7) \frac{kg \cdot m^2}{s}$$



$$C_{xx} := \frac{2 \cdot K_{xx_{sur\_g}} \cdot (0.05 + \beta_{xx})}{\omega} = (3.083 \cdot 10^8) \text{ m}^2 \cdot \text{s} \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$C_{z\_emb} := \frac{2 \cdot K_{z\_emb} \cdot (0.05 + \beta_{z\_emb})}{\omega} = 3314743.87 \text{ s} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$C_{y\_emb} := \frac{2 \cdot K_{y\_emb} \cdot (0.05 + \beta_{y\_emb})}{\omega} = 3231985.4 \text{ s} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$C_{x\_emb} := \frac{2 \cdot K_{x\_emb} \cdot (0.05 + \beta_{x\_emb})}{\omega} = 3231985.4 \text{ s} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$C_{zz\_emb} := \frac{2 \cdot K_{zz\_emb} \cdot (0.05 + \beta_{zz\_emb})}{\omega} = 17340317.07 \text{ m}^2 \cdot \text{s} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$C_{yy\_emb} := \frac{2 \cdot K_{yy\_emb} \cdot (0.05 + \beta_{yy\_emb})}{\omega} = 10828418.06 \text{ m}^2 \cdot \text{s} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$C_{xx\_emb} := \frac{2 \cdot K_{xx\_emb} \cdot (0.05 + \beta_{xx\_emb})}{\omega} = 77485607.52 \text{ m}^2 \cdot \text{s} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$K_{z\_emb} = 113647434.4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$K_{zz\_emb} = 1537993986.1 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}}$$

$$K_{y\_emb} = 117838703.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$K_{yy\_emb} = 848671678.7 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}}$$

$$K_{x\_emb} = 117838703.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$K_{xx\_emb} = 6789373429.6 \frac{\text{kgf} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Property Name: Z1 NIST GCR 12-917-21

Directional Control:

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/> Yes

Shear Distance:

U2: 0 m

U3: 0 m

Note: Distance is measured with respect to J-End of the link object

Stiffness Values Used For All Load Cases:

Stiffness is Uncoupled  Stiffness is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
113647434.4	117838703.5	117838703.5	1537993986.1	848671678.7	6789373429.6

Damping Values Used For All Load Cases:

Damping is Uncoupled  Damping is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
3314743.87	3231985.4	3231985.4	17340317.07	10828418.06	77485607.52

OK Cancel

COLUMNA CONCRETO ARMADO C1

1. Sección de la columna

$b_1 := 70 \text{ cm}$  Ancho X de la columna  
 $b_2 := 70 \text{ cm}$  Ancho Y de la columna

11.3 Consideración de base flexible en el modelo.

2. Diámetros y áreas de barras de acero de refuerzo

$$d_{b3} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm} \quad d_{b4} := \frac{4}{8} \text{ in} = 1.27 \text{ cm} \quad d_{b5} := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$$

$$d_{b6} := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm} \quad d_{b7} := \frac{7}{8} \text{ in} = 2.223 \text{ cm} \quad d_{b8} := \frac{8}{8} \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$$

$$d_{b9} := \frac{9}{8} \text{ in} = 2.858 \text{ cm} \quad RA := \frac{d_{b9}}{d_{b8}} = 1.125 \quad d_{b9} := \frac{9}{8} \text{ in} = 1.125 \text{ in}$$

$$A_{b3} := \frac{\pi \cdot d_{b3}^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad A_{b5} := \frac{\pi \cdot d_{b5}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \quad A_{b4} := \frac{\pi \cdot d_{b4}^2}{4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{b6} := \frac{\pi \cdot d_{b6}^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2 \quad A_{b7} := \frac{\pi \cdot d_{b7}^2}{4} = 3.88 \text{ cm}^2 \quad A_{b8} := \frac{\pi \cdot d_{b8}^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{b9} := \frac{\pi \cdot d_{b9}^2}{4} = 6.41 \text{ cm}^2$$

$r1 := 4 \cdot \text{cm}$  Recubrimiento inferior de cálculo

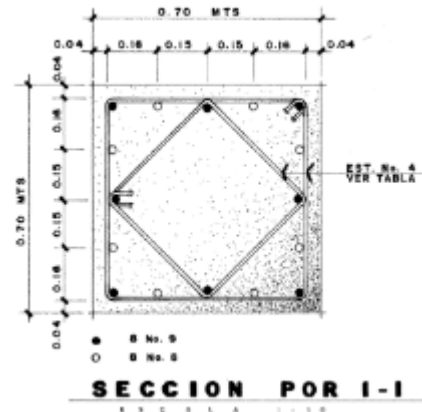
$r_p := 4 \cdot \text{cm}$  Recubrimiento libre general

$r_l := 4 \cdot \text{cm}$  Recubrimiento lateral de cálculo

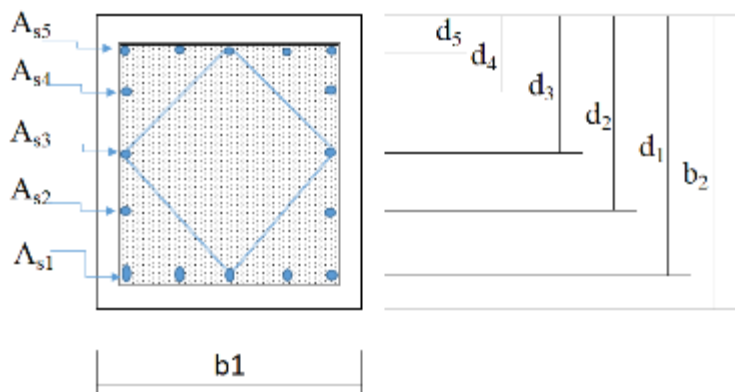
$$r := r1 + d_{b4} + \frac{d_{b8}}{2} = 6.54 \text{ cm}$$

$d := b_2 - r = 63.46 \text{ cm}$  Altura útil

$d' := r = 6.54 \text{ cm}$  Recubrimiento superior de cálculo



3. Disposición del acero longitudinal



$$A_{s1} := 3 \cdot A_{b9} + 2 \cdot A_{b8} = 29.37 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero en fila 1}$$

$$A_{s2} := 2 \cdot A_{b8} = 10.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero en fila 2}$$

$$A_{s3} := 2 \cdot A_{b9} = 12.83 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero en fila 3}$$

$$A_{s4} := 2 \cdot A_{b8} = 10.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero en fila 4}$$

$$A_{s5} := 3 \cdot A_{b9} + 2 \cdot A_{b8} = 29.37 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero en fila 5}$$

$$A_{stotal} := A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} + A_{s4} + A_{s5} = 91.84 \text{ cm}^2$$

$$S_4 := 16 \text{ cm}$$

$$A_g := b_1 \cdot b_2 = 4900 \text{ cm}^2 \quad \text{Área gruesa}$$

$$S_3 := 15 \text{ cm}$$

$$\frac{A_{stotal}}{A_g} = 0.01874 \quad \text{Porcentaje de acero de refuerzo}$$

$$S_2 := 15 \text{ cm}$$

$$A_{smin} := 0.01 \cdot A_g = 49 \text{ cm}^2 \quad \text{Área mínima}$$

$$S_1 := 16 \text{ cm}$$

$$A_{smax} := 0.06 \cdot A_g = 294 \text{ cm}^2 \quad \text{Área máxima}$$

if ( $A_{smin} \leq A_{stotal} \leq A_{smax}$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"

$$d_1 := d = 63.46 \text{ cm} \quad \text{Distancia a la fila número 1}$$

$$d_2 := S_1 + S_2 + S_3 + r1 = 50 \text{ cm} \quad \text{Distancia a la fila número 2}$$

$$d_3 := S_1 + S_2 + r1 = 35 \text{ cm} \quad \text{Distancia a la fila número 3}$$

$$d_4 := S_1 + r1 = 20 \text{ cm} \quad \text{Distancia a la fila número 4}$$

$$d_5 := d' = 6.54 \text{ cm} \quad \text{Distancia a la fila número 5}$$

#### 4. Materiales

$$f'c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del concreto}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo cedente del acero de refuerzo}$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 252671 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$E_s := 2100000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero}$$

$$n := \frac{E_s}{E_c} = 8.31 \quad \text{Relación de módulos de elasticidad}$$

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002 \quad \text{Deformación cedente del acero}$$

$$\epsilon_{...} := 0.003 \quad \text{Deformación última del concreto}$$

## 5. Fuerza axial y momento ultimo para las combinaciones de carga consideradas.

$$P_{u1} := 112.92 \text{ tonnef} \quad M_{u1} := 37.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Combinación 1}$$

$$P_{u2} := 108.18 \text{ tonnef} \quad M_{u2} := 20.81 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Combinación 2}$$

## 6. Revisión a flexo-compresión (diagrama de interacción con método directo).

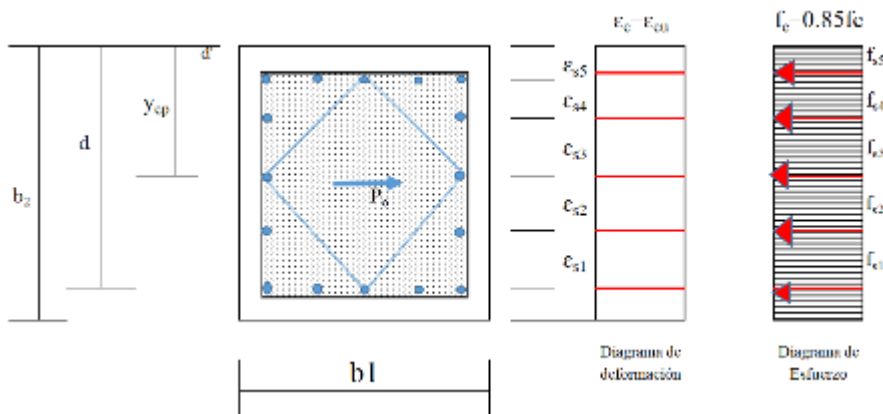
### 6.1 Compresión pura

Hipótesis

El concreto alcanza su agotamiento.

Los aceros están en cedencia

Comportamiento elasto-plástico del acero



Fuerzas en cada fila y en el concreto

$\epsilon_{s1} > \epsilon_y$	$f_{s1} := f_y$	$F_{s1} := A_{s1} \cdot f_y = 123.37 \text{ tonnef}$	Fila 1
$\epsilon_{s2} > \epsilon_y$	$f_{s2} := f_y$	$F_{s2} := A_{s2} \cdot f_y = 42.56 \text{ tonnef}$	Fila 2
$\epsilon_{s3} > \epsilon_y$	$f_{s3} := f_y$	$F_{s3} := A_{s3} \cdot f_y = 53.87 \text{ tonnef}$	Fila 3
$\epsilon_{s4} > \epsilon_y$	$f_{s4} := f_y$	$F_{s4} := A_{s4} \cdot f_y = 42.56 \text{ tonnef}$	Fila 4
$\epsilon_{s5} > \epsilon_y$	$f_{s5} := f_y$	$F_{s5} := A_{s5} \cdot f_y = 123.37 \text{ tonnef}$	Fila 5

$$C_c := 0.85 \cdot f'c \cdot (b_1 \cdot b_2 - A_{stotal}) = 1144 \text{ tonnef} \quad \text{compresión del concreto}$$

$$P_o := C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} = 1530.1 \text{ tonnef} \quad \text{Fuerza axial a compresión pura}$$

Posición del centroide plástico medido desde la fibra superior

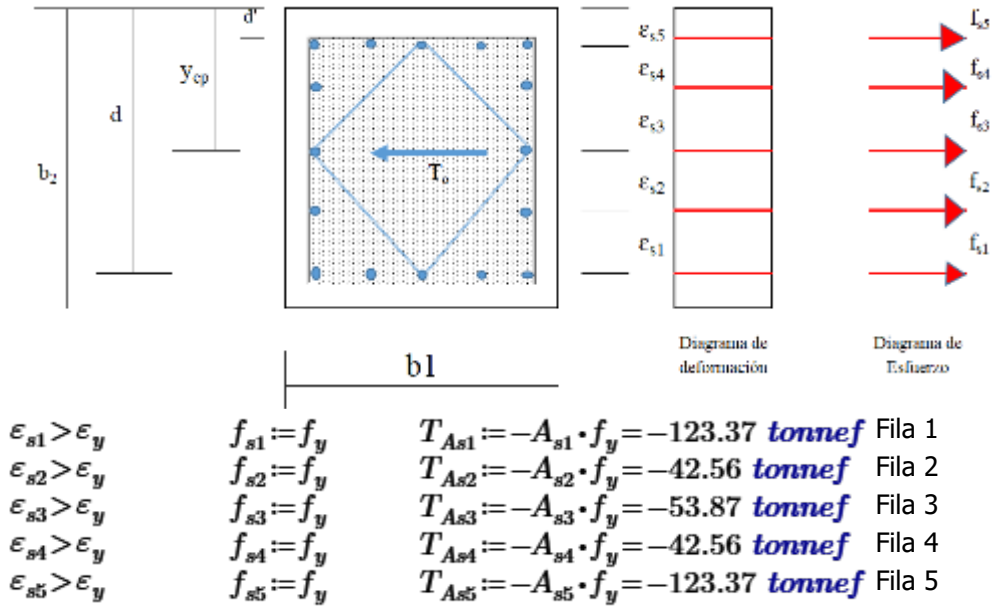
$$y_{cp} := \frac{C_c \cdot 0.5 \cdot b_2 + F_{s1} \cdot d_1 + F_{s2} \cdot d_2 + F_{s3} \cdot d_3 + F_{s4} \cdot d_4 + F_{s5} \cdot d_5}{P_o} = 35 \text{ cm}$$

### 6.1 Tensión pura

Hipótesis

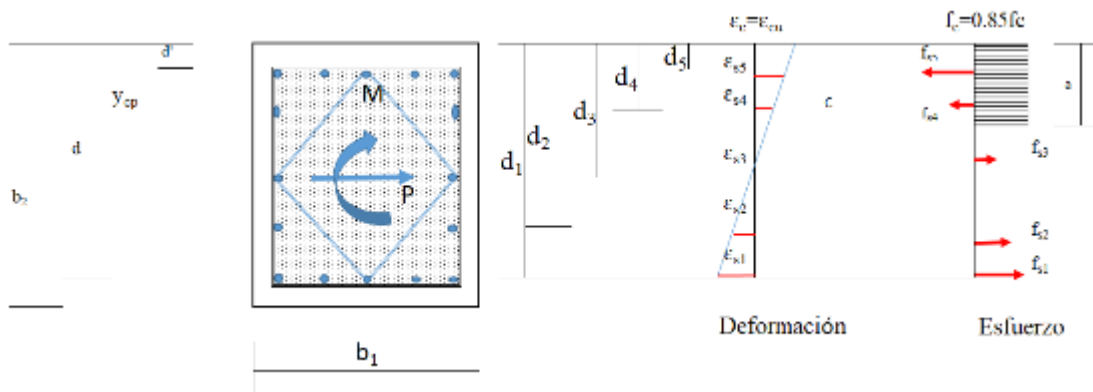
Los aceros están en cedencia

comportamiento elastoplástico del acero



$$T_o := T_{As1} + T_{As2} + T_{As3} + T_{As4} + T_{As5} = -385.73 \text{ tonnef} \quad \text{Fuerza axial a tracción pura}$$

### 6.3 Valores de profundidad del eje neutro para el análisis



Se define en primer lugar la profundidad del eje neutro para la falla balanceada, donde el acero más alejado a tensión se encuentra justo en la cedencia, mientras el concreto alcanza el agotamiento.

$$\epsilon_{s1} := \epsilon_y = 0.002 \quad c_b := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d}{\epsilon_{s1} + \epsilon_{cu}} = 38.076 \text{ cm}$$

Luego, se plantean diferentes valores de la profundidad del eje neutro incluyendo la falla balanceada

$$c_1 := b_2 - \frac{b_2}{8} = 61.25 \text{ cm} \quad c_4 := c_b = 38.076 \text{ cm}$$

$$c_2 := b_2 - \frac{2 \cdot b_2}{8} = 52.5 \text{ cm} \quad c_5 := b_2 - \frac{5 \cdot b_2}{8} = 26.25 \text{ cm}$$

$$c_3 := b_2 - \frac{3 \cdot b_2}{8} = 43.75 \text{ cm}$$

$$c_6 := b_2 - \frac{6 \cdot b_2}{8} = 17.5 \text{ cm}$$

Caso 1

$$c := c_1 = 61.25 \text{ cm}$$

Hipótesis

El concreto alcanza su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo

Deformaciones en cada fila

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_1}{c} = -0.00011 \quad \text{Fila 1} \quad \varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_2}{c} = 0.00055 \quad \text{Fila 2}$$

$$\varepsilon_{s3} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_3}{c} = 0.00129 \quad \text{Fila 3} \quad \varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = 0.00202 \quad \text{Fila 4}$$

$$\varepsilon_{s5} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_5}{c} = 0.00268 \quad \text{Fila 5} \quad \varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = 0.00202 \quad \text{Fila 4}$$

Revisión del tipo de falla

$$\varepsilon_{t1} := \text{abs}(\varepsilon_{s1}) = 0.00011$$

$$\varepsilon_{ty} := \varepsilon_y = 0.002$$

$$R_1 := \text{if}(\varepsilon_{t1} \leq \varepsilon_{ty}, \text{"Compresión"}, \text{if}(\varepsilon_{t1} > 0.005, \text{"tensión"}, \text{"transición"})) = \text{"Compresión"}$$

Esfuerzos en cada fila

$$f_{s1} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s1}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s1}) = -227.31429 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 1}$$

$$f_{s2} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s2}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s2}) = 1157.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 2}$$

$$f_{s3} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s3}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s3}) = 2700 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 3}$$

$$f_{s4} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s4}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s4}) = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 4}$$

$$f_{s5} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s5}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s5}) = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 5}$$

Fuerzas en cada fila

$$F_{s1} := A_{s1} \cdot f_{s1} = -6.68 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 1}$$

$$F_{s2} := A_{s2} \cdot f_{s2} = 11.73 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 2}$$

$$F_{s3} := A_{s3} \cdot f_{s3} = 34.63 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 3}$$

$$F_{s4} := A_{s4} \cdot f_{s4} = 42.56 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 4}$$

$$F_{s5} := A_{s5} \cdot f_{s5} = 123.37 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 5}$$

Resultante en el concreto

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_1 = 867.36 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial

$$P_1 := Cc + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} = 1072.97 \text{ tonnef}$$

$$M_1 := Cc \cdot \left( y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + F_{s1} \cdot (y_{cp} - d_1) + F_{s2} \cdot (y_{cp} - d_2) + F_{s3} \cdot (y_{cp} - d_3) + F_{s4} \cdot (y_{cp} - d_4) + F_{s5} \cdot (y_{cp} - d_5)$$

$$M_1 = 119.4 \text{ tonnef} \cdot m$$

Caso 2

$$c := c_2 = 52.5 \text{ cm}$$

Hipótesis

El concreto alcanza su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo

Deformaciones en cada fila

$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_1}{c} = -0.00063$	Fila 1	$\varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_2}{c} = 0.00014$	Fila 2
$\varepsilon_{s3} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_3}{c} = 0.001$	Fila 3	$\varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = 0.00186$	Fila 4
$\varepsilon_{s5} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_5}{c} = 0.00263$	Fila 5	$\varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = 0.00186$	Fila 4

Revisión del tipo de falla

$$\varepsilon_{t2} := \text{abs}(\varepsilon_{s1}) = 0.00063$$

$$\varepsilon_{ty} := \varepsilon_y = 0.002$$

$$R_2 := \text{if}(\varepsilon_{t2} \leq \varepsilon_{ty}, \text{"Compresión"}, \text{if}(\varepsilon_{t2} > 0.005, \text{"tensión"}, \text{"transición"})) = \text{"Compresión"}$$

Esfuerzos en cada fila

$f_{s1} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s1}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s1}) = -1.3152 \cdot 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fila 1
$f_{s2} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s2}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s2}) = 300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fila 2
$f_{s3} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s3}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s3}) = 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fila 3
$f_{s4} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s4}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s4}) = 3900 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fila 4
$f_{s5} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s5}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s5}) = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fila 5

Fuerzas en cada fila

$F_{s1} := A_{s1} \cdot f_{s1} = -38.63 \text{ tonnef}$	Fila 1
$F_{s2} := A_{s2} \cdot f_{s2} = 3.04 \text{ tonnef}$	Fila 2
$F_{s3} := A_{s3} \cdot f_{s3} = 26.93 \text{ tonnef}$	Fila 3
$F_{s4} := A_{s4} \cdot f_{s4} = 39.52 \text{ tonnef}$	Fila 4
$F_{s5} := A_{s5} \cdot f_{s5} = 123.37 \text{ tonnef}$	Fila 5

Resultante en el concreto

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_1 = 743.45 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial

$$P_2 := Cc + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} = 897.69 \text{ tonnef}$$

$$M_2 := Cc \cdot \left( y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + F_{s1} \cdot (y_{cp} - d_1) + F_{s2} \cdot (y_{cp} - d_2) + F_{s3} \cdot (y_{cp} - d_3) + F_{s4} \cdot (y_{cp} - d_4) + F_{s5} \cdot (y_{cp} - d_5)$$

$$M_2 = 145.9 \text{ tonnef} \cdot m$$

Caso 3

$$c := c_3 = 43.75 \text{ cm}$$

Hipótesis

El concreto alcanza su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo

Deformaciones en cada fila

$$\begin{array}{ll} \varepsilon_{s1} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_1}{c} = -0.00135 & \text{Fila 1} \\ \varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_2}{c} = -0.000429 & \text{Fila 2} \\ \varepsilon_{s3} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_3}{c} = 0.0006 & \text{Fila 3} \\ \varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = 0.00163 & \text{Fila 4} \\ \varepsilon_{s5} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_5}{c} = 0.00255 & \text{Fila 5} \\ \varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = 0.00163 & \text{Fila 4} \end{array}$$

Revisión del tipo de falla

$$\varepsilon_{t3} := \text{abs}(\varepsilon_{s1}) = 0.00135$$

$$\varepsilon_{ty} := \varepsilon_y = 0.002$$

$$R_3 := \text{if}(\varepsilon_{t3} \leq \varepsilon_{ty}, \text{"Compresión"}, \text{if}(\varepsilon_{t3} > 0.005, \text{"tensión"}, \text{"transición"})) = \text{"Compresión"}$$

Esfuerzos en cada fila

$$\begin{array}{ll} f_{s1} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s1}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s1}) = -2.83824 \cdot 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \text{Fila 1} \\ f_{s2} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s2}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s2}) = -900 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \text{Fila 2} \\ f_{s3} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s3}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s3}) = 1260 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \text{Fila 3} \\ f_{s4} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s4}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s4}) = 3420 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \text{Fila 4} \\ f_{s5} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s5}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s5}) = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \text{Fila 5} \end{array}$$

Fuerzas en cada fila

$$\begin{array}{ll} F_{s1} := A_{s1} \cdot f_{s1} = -83.37 \text{ tonnef} & \text{Fila 1} \\ F_{s2} := A_{s2} \cdot f_{s2} = -9.12 \text{ tonnef} & \text{Fila 2} \\ F_{s3} := A_{s3} \cdot f_{s3} = 16.16 \text{ tonnef} & \text{Fila 3} \\ F_{s4} := A_{s4} \cdot f_{s4} = 34.66 \text{ tonnef} & \text{Fila 4} \\ F_{s5} := A_{s5} \cdot f_{s5} = 123.37 \text{ tonnef} & \text{Fila 5} \end{array}$$

Resultante en el concreto

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_1 = 619.54 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial

$$P_3 := Cc + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} = 701.24 \text{ tonnef}$$



$$M_3 := Cc \cdot \left( y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + F_{s1} \cdot (y_{cp} - d_1) + F_{s2} \cdot (y_{cp} - d_2) + F_{s3} \cdot (y_{cp} - d_3) + F_{s4} \cdot (y_{cp} - d_4) + F_{s5} \cdot (y_{cp} - d_5)$$

$$M_3 = 167.05 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 4 cb

$$c := c_4 = 38.076 \text{ cm}$$

Hipótesis

El concreto alcanza su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo

Deformaciones en cada fila

$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_1}{c} = -0.002$	Fila 1	$\varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_2}{c} = -0.00094$	Fila 2
$\varepsilon_{s3} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_3}{c} = 0.00024$	Fila 3	$\varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = 0.00142$	Fila 4
$\varepsilon_{s5} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_5}{c} = 0.00248$	Fila 5	$\varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = 0.00142$	Fila 4

Revisión del tipo de falla

$$\varepsilon_{t4} := \text{abs}(\varepsilon_{s1}) = 0.002$$

$$\varepsilon_{ty} := \varepsilon_y = 0.002$$

$$R_4 := \text{if}(\varepsilon_{t4} \leq \varepsilon_{ty}, \text{"Compresión"}, \text{if}(\varepsilon_{t4} > 0.005, \text{"tensión"}, \text{"transicion"})) = \text{"transicion"}$$

Esfuerzos en cada fila

$f_{s1} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s1}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s1}) = -4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fila 1
$f_{s2} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s2}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s2}) = -1972.93 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fila 2
$f_{s3} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s3}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s3}) = 508.95 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fila 3
$f_{s4} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s4}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s4}) = 2990.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fila 4
$f_{s5} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s5}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s5}) = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Fila 5

Fuerzas en cada fila

$F_{s1} := A_{s1} \cdot f_{s1} = -123.37 \text{ tonnef}$	Fila 1
$F_{s2} := A_{s2} \cdot f_{s2} = -19.99 \text{ tonnef}$	Fila 2
$F_{s3} := A_{s3} \cdot f_{s3} = 6.53 \text{ tonnef}$	Fila 3
$F_{s4} := A_{s4} \cdot f_{s4} = 30.31 \text{ tonnef}$	Fila 4
$F_{s5} := A_{s5} \cdot f_{s5} = 123.37 \text{ tonnef}$	Fila 5

Resultante en el concreto

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_1 = 539.19 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial

$$P_4 := Cc + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} = 556.04 \text{ tonnef}$$

$$M_4 = Cc \cdot \left( y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + F_{s1} \cdot (y_{cp} - d_1) + F_{s2} \cdot (y_{cp} - d_2) + F_{s3} \cdot (y_{cp} - d_3) + F_{s4} \cdot (y_{cp} - d_4) + F_{s5} \cdot (y_{cp} - d_5)$$

$$M_4 = 179.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 5

$$c := c_b = 26.25 \text{ cm}$$

Hipótesis

El concreto alcanza su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo

Deformaciones en cada fila

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_1}{c} = -0.00425 \quad \text{Fila 1} \quad \varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_2}{c} = -0.00271 \quad \text{Fila 2}$$

$$\varepsilon_{s3} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_3}{c} = -0.001 \quad \text{Fila 3} \quad \varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = 0.00071 \quad \text{Fila 4}$$

$$\varepsilon_{s5} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_5}{c} = 0.00225 \quad \text{Fila 5} \quad \varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = 0.00071 \quad \text{Fila 4}$$

Revisión del tipo de falla

$$\varepsilon_{t5} := \text{abs}(\varepsilon_{s1}) = 0.00425$$

$$\varepsilon_{ty} := \varepsilon_y = 0.002$$

$$R_b := \text{if}(\varepsilon_{t5} \leq \varepsilon_{ty}, \text{"Compresión"}, \text{if}(\varepsilon_{t5} > 0.005, \text{"tensión"}, \text{"transicion"})) = \text{"transicion"}$$

Esfuerzos en cada fila

$$f_{s1} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s1}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s1}) = -4.2 \cdot 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 1}$$

$$f_{s2} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s2}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s2}) = -4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 2}$$

$$f_{s3} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s3}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s3}) = -2100 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 3}$$

$$f_{s4} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s4}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s4}) = 1500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 4}$$

$$f_{s5} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s5}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s5}) = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 5}$$

Fuerzas en cada fila

$$F_{s1} := A_{s1} \cdot f_{s1} = -123.37 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 1}$$

$$F_{s2} := A_{s2} \cdot f_{s2} = -42.56 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 2}$$

$$F_{s3} := A_{s3} \cdot f_{s3} = -26.93 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 3}$$

$$F_{s4} := A_{s4} \cdot f_{s4} = 15.2 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 4}$$

$$F_{s5} := A_{s5} \cdot f_{s5} = 123.37 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 5}$$

Resultante en el concreto

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_1 = 371.73 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial

$$P_5 := C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} = 317.43 \text{ tonnef}$$

$$M_5 := C_c \cdot \left( y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + F_{s1} \cdot (y_{cp} - d_1) + F_{s2} \cdot (y_{cp} - d_2) + F_{s3} \cdot (y_{cp} - d_3) + F_{s4} \cdot (y_{cp} - d_4) + F_{s5} \cdot (y_{cp} - d_5)$$

$$M_5 = 167.52 \text{ tonnef} \cdot m$$

Caso 6

$$c := c_6 = 17.5 \text{ cm}$$

Hipótesis

El concreto alcanza su agotamiento y se asume un comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo

Deformaciones en cada fila

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_1}{c} = -0.00788 \quad \text{Fila 1} \quad \varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_2}{c} = -0.00557 \quad \text{Fila 2}$$

$$\varepsilon_{s3} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_3}{c} = -0.003 \quad \text{Fila 3} \quad \varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = -0.00043 \quad \text{Fila 4}$$

$$\varepsilon_{s5} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_5}{c} = 0.00188 \quad \text{Fila 5} \quad \varepsilon_{s4} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d_4}{c} = -0.00043 \quad \text{Fila 4}$$

Revisión del tipo de falla

$$\varepsilon_{t6} := \text{abs}(\varepsilon_{s1}) = 0.00788$$

$$\varepsilon_{ty} := \varepsilon_y = 0.002$$

$$R_6 := \text{if}(\varepsilon_{t6} \leq \varepsilon_{ty}, \text{"Compresión"}, \text{if}(\varepsilon_{t6} > 0.005, \text{"tensión"}, \text{"transición"})) = \text{"tensión"}$$

Esfuerzos en cada fila

$$f_{s1} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s1}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s1}) = -4.2 \cdot 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 1}$$

$$f_{s2} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s2}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s2}) = -4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 2}$$

$$f_{s3} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s3}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s3}) = -4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 3}$$

$$f_{s4} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s4}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s4}) = -900 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 4}$$

$$f_{s5} := \min(\text{abs}(E_s \cdot \varepsilon_{s5}), f_y) \cdot \text{csgn}(\varepsilon_{s5}) = 3945.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fila 5}$$

Fuerzas en cada fila

$$F_{s1} := A_{s1} \cdot f_{s1} = -123.37 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 1}$$

$$F_{s2} := A_{s2} \cdot f_{s2} = -42.56 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 2}$$

$$F_{s3} := A_{s3} \cdot f_{s3} = -53.87 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 3}$$

$$F_{s4} := A_{s4} \cdot f_{s4} = -9.12 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 4}$$

$$F_{s5} := A_{s5} \cdot f_{s5} = 115.89 \text{ tonnef} \quad \text{Fila 5}$$

Resultante en el concreto

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_1 = 247.82 \text{ tonnef}$$

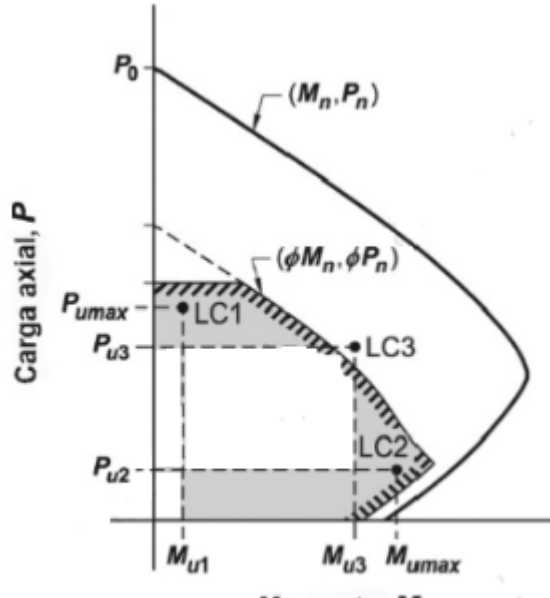
Fuerza axial

$$P_6 := C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} = 134.79 \text{ tonnef}$$

$$M_6 := C_c \cdot \left( y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + F_{s1} \cdot (y_{cp} - d_1) + F_{s2} \cdot (y_{cp} - d_2) + F_{s3} \cdot (y_{cp} - d_3) + F_{s4} \cdot (y_{cp} - d_4) + F_{s5} \cdot (y_{cp} - d_5)$$

$$M_6 = 141.42 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Definición de Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial



según el ACI-318-19

Tabla 21.2.2 — Factor de reducción de resistencia,  $\phi$ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, $\epsilon_t$	Clasificación	$\phi$			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3	TM	Otro	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transición <sup>(1)</sup>	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

<sup>(1)</sup>Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de  $\phi$  correspondiente a secciones controladas por compresión.

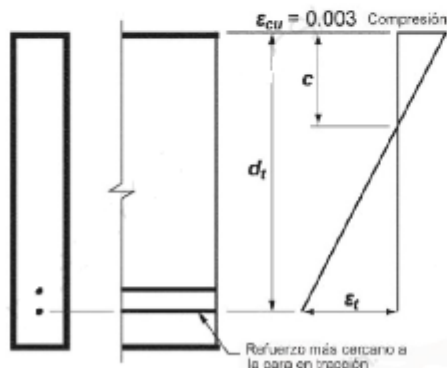


Fig. R21.2.2(a) — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no pretensado.

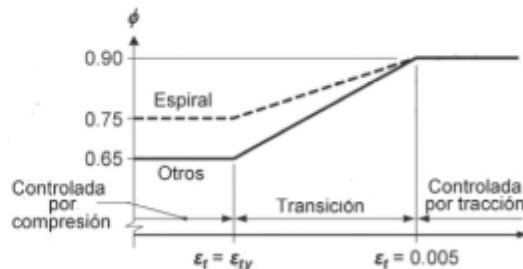


Fig. R21.2.2(b) — Variación de  $\phi$  con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción  $\epsilon_t$ .

Caso 1

$$\varepsilon_{t1} = 0.00011 \qquad \varepsilon_{t1y} := \varepsilon_y = 0.002 \qquad R_1 = \text{“Compresión”}$$

$$\phi_1 := \text{if} \left( \varepsilon_{t1} \leq \varepsilon_{ty}, 0.65, \text{if} \left( \varepsilon_{t1} > 0.005, 0.90, 0.65 + 0.25 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t1y}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right) \right) \right) = 0.65$$

Caso 2

$$\varepsilon_{t2} = 0.00063 \qquad \varepsilon_{t2y} := \varepsilon_y = 0.002 \qquad R_2 = \text{“Compresión”}$$

$$\phi_2 := \text{if} \left( \varepsilon_{t2} \leq \varepsilon_{ty}, 0.65, \text{if} \left( \varepsilon_{t2} > 0.005, 0.90, 0.65 + 0.25 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t1y}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right) \right) \right) = 0.65$$

Caso 3

$$\varepsilon_{t3} = 0.00135 \qquad \varepsilon_{t3y} := \varepsilon_y = 0.002 \qquad R_3 = \text{“Compresión”}$$

$$\phi_3 := \text{if} \left( \varepsilon_{t3} \leq \varepsilon_{ty}, 0.65, \text{if} \left( \varepsilon_{t3} > 0.005, 0.90, 0.65 + 0.25 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{t3} - \varepsilon_{t1y}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right) \right) \right) = 0.65$$

Caso 4

$$\varepsilon_{t4} = 0.002 \qquad \varepsilon_{t4y} := \varepsilon_y = 0.002 \qquad R_4 = \text{“transición”}$$

$$\phi_4 := \text{if} \left( \varepsilon_{t4} \leq \varepsilon_{ty}, 0.65, \text{if} \left( \varepsilon_{t4} > 0.005, 0.90, 0.65 + 0.25 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{t4} - \varepsilon_{t1y}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right) \right) \right) = 0.65$$

Caso 5

$$\varepsilon_{t5} = 0.00425 \qquad \varepsilon_{t5y} := \varepsilon_y = 0.002 \qquad R_5 = \text{“transición”}$$

$$\phi_5 := \text{if} \left( \varepsilon_{t5} \leq \varepsilon_{ty}, 0.65, \text{if} \left( \varepsilon_{t5} > 0.005, 0.90, 0.65 + 0.25 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{t5} - \varepsilon_{t1y}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right) \right) \right) = 0.83771$$

Caso 6

$$\varepsilon_{t6} = 0.00788 \qquad \varepsilon_{t6y} := \varepsilon_y = 0.002 \qquad R_6 = \text{“tensión”}$$

$$\phi_6 := \text{if} \left( \varepsilon_{t6} \leq \varepsilon_{ty}, 0.65, \text{if} \left( \varepsilon_{t6} > 0.005, 0.90, 0.65 + 0.25 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{t5} - \varepsilon_{t1y}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right) \right) \right) = 0.9$$

Compresión pura

$$\phi_o := 0.65$$

Tensión pura

$$\phi_t := 0.90$$

$$\phi_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{c_b} = 0.00788 \frac{1}{m}$$

Curvatura para falla balanceada

Diagrama de interacción (P-M)

$$P_{u1} = 112.92 \text{ tonnef}$$

$$M_{u1} = 37.23 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$P_b := P_4 = 556.03761 \text{ tonnef}$$

$$P_{u2} = 108.18 \text{ tonnef}$$

$$M_{u2} = 20.81 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

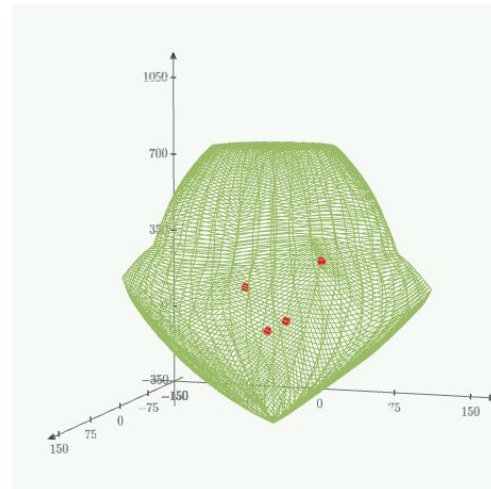
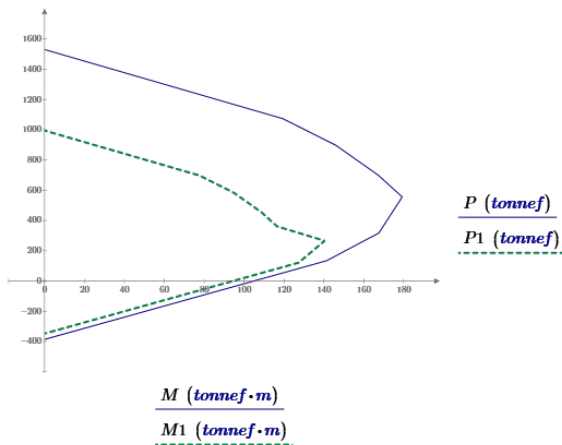
$$\phi_4 \cdot P_4 = 361.42 \text{ tonnef}$$

la compresión máxima resistente se limita a 80% de la compresión pura incluyendo el factor de minoración.

$$\phi P_{nmax} := 0.65 \cdot 0.8 \cdot P_o$$

$$\phi P_{nmax} = 795.64 \text{ tonnef}$$

$P$	$M$	$P1$	$M1$
$P_o$	0	$\phi_o \cdot P_o$	0
$P_1$	$M_1$	$\phi_1 \cdot P_1$	$\phi_1 \cdot M_1$
$P_2$	$M_2$	$\phi_2 \cdot P_2$	$\phi_2 \cdot M_2$
$P_3$	$M_3$	$\phi_3 \cdot P_3$	$\phi_3 \cdot M_3$
$P_4$	$M_4$	$\phi_4 \cdot P_4$	$\phi_4 \cdot M_4$
$P_5$	$M_5$	$\phi_5 \cdot P_5$	$\phi_5 \cdot M_5$
$P_6$	$M_6$	$\phi_6 \cdot P_6$	$\phi_6 \cdot M_6$
$T_o$	0	$\phi_t \cdot T_o$	0



$$P_4 = 556 \text{ tonnef}$$

$$\phi_4 \cdot P_4 = 361 \text{ tonnef}$$

$$M_4 = 179 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_4 \cdot M_4 = 116 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

189

### 6.4.3 Ecuación de la superficie de falla

Otro enfoque para analizar columnas sujetas a carga axial y flexión en dos planos es el propuesto por C.T. Hsu [6.5]. Consiste en representar la superficie de interacción de la figura 6.8 por la ecuación:

$$\left(\frac{P_n - P_{nb}}{P_o - P_{nb}}\right) + \left(\frac{M_{nx}}{M_{nbx}}\right)^{1.5} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{nby}}\right)^{1.5} = 1.0 \quad (6.2)$$

donde (ver figura 6.9):

$$\left(\frac{P_n - P_{nb}}{P_o - P_{nb}}\right) + \left(\frac{M_{nx}}{M_{nbx}}\right)^{1.5} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{nby}}\right)^{1.5} = 1.0 \quad (6.2)$$

donde (ver figura 6.9):

- $P_n$  = carga axial nominal aplicada
- $M_{nx}$  = momentos nominales aplicados alrededor de los ejes x y y, respectivamente
- $P_o$  = resistencia nominal a carga axial
- $P_{nb}$  = resistencia nominal a carga axial en la condición balanceada
- $M_{nbx}$   $M_{nby}$  = momentos nominales resistentes alrededor de los ejes x y y, respectivamente, en la condición balanceada.

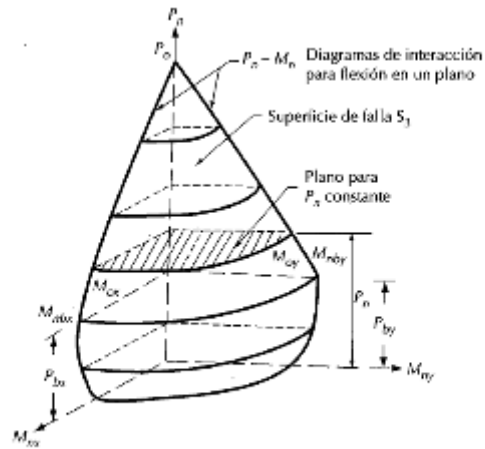


Figura 6.9 Parámetros que definen la ecuación de la superficie de falla [6.5].

Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P tonf
CC1 CM+0.25V+SDX	Combination	Max	0	-194.2012

V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
21.2556	10.5509	0	26.6559	55.3871

Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P tonf
-------------	-----------	-----------	-----------	--------

CC1 CM+0.25V+SDX+0.3SDY	Combination	Max	0	-193.8278
-------------------------	-------------	-----	---	-----------

V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
---------	---------	----------	-----------	-----------

23.4465	17.1187	0	43.9735	61.154
---------	---------	---	---------	--------

CARGAS EN UNA SOLA DIRECCION EN COLUMNAS

$$P_n := -194 \text{ tonnef}$$

$$M_{nx} := 55.38 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{ny} := 26.65 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_o := P_o = 1530 \text{ tonnef}$$

$$P_{nb} := P_4 = 556 \text{ tonnef}$$

$$M_{nbx} := M_4 = 179.2 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{nby} := M_4 = 179.2 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\left( \frac{P_n - P_{nb}}{P_o - P_{nb}} \right) + \left( \frac{M_{nx}}{M_{nbx}} \right)^{1.5} + \left( \frac{M_{ny}}{M_{nby}} \right)^{1.5} = -0.54$$

CARGAS EN DOS DIRECCION EN COLUMNAS

$$P_{n2} := -193.83 \text{ tonnef}$$

$$M_{nx} := 61.154 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{ny2} := 43.973 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_o := P_o = 1530 \text{ tonnef}$$

$$P_{nb} := P_4 = 556 \text{ tonnef}$$

$$M_{nbx} := M_4 = 179.2 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{nby} := M_4$$

RELACION DE RESPUESTA DE COLUMNAS UNIAXIAL/BIAXIAL

$$\frac{\left( \frac{P_n - P_{nb}}{P_o - P_{nb}} \right) + \left( \frac{M_{nx}}{M_{nbx}} \right)^{1.5} + \left( \frac{M_{ny}}{M_{nby}} \right)^{1.5}}{\left( \frac{P_n - P_{nb}}{P_o - P_{nb}} \right) + \left( \frac{M_{nx}}{M_{nbx}} \right)^{1.5} + \left( \frac{M_{ny2}}{M_{nby}} \right)^{1.5}} = 1.14289$$



Calculo de las resistencia y deformación última del concreto confinado en sección rectangular según modelo de Mander

11.4 Aplicación del modelo de Mander a Columna C1

**C-1**

1. Datos Generales C1

$b := 70 \text{ cm}$  Ancho de la sección  
 $h := 70 \text{ cm}$  Altura de la sección

$r1 := 5 \text{ cm}$  recubrimiento externo

$Z := 10 \text{ cm}$  Distancia promedio entre estribos de barras longitudinales

$Z = 3.937 \text{ in}$

2. Materiales

$f'c := 281 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$  Resistencia del concreto

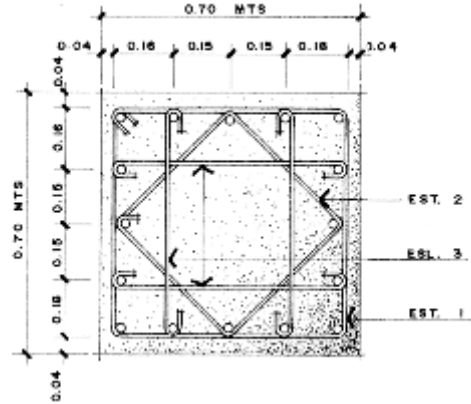
$f_{yh} := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$Ec := 15100 \cdot \sqrt{f'c} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 253122.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Módulo de elasticidad del concreto

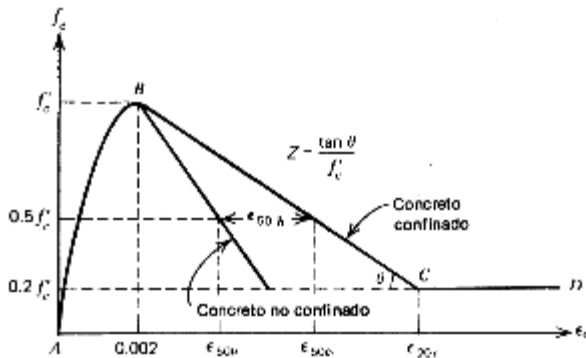
$\epsilon_y := 0.002$  Deformación cedente del acero

$\epsilon_{cu} := 0.003$  Deformación última del concreto no confinado

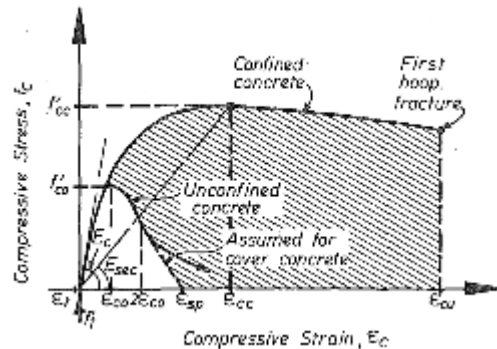


TIPO	ESTRIBOS + ESLABONES	ESPACIAMIENTO
A	EST. 1 + EST. 2) No. 4 (4 EST. 3) No. 5	0.10 EN EXTREMOS DE COLUMNAS + RUDOS VIGAS - COLUMNAS
B	EST. 1 + EST. 2) No. 4	0.15 AL CENTRO DE COLUMNAS
C	EST. 1 + EST. 2) No. 5	0.15 AL CENTRO DE COLUMNAS

3. Esquemas



R Park y T Paulay



J. B. Mander, M J N Priestley and R Park

#### 4. Cálculos

$$d_{est1} := \frac{4}{8} \text{ in} = 1.27 \text{ cm} \quad d_{est2} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$$

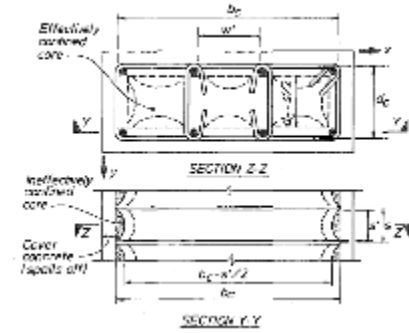
$$s := 10 \text{ cm}$$

$$d_{bl1} := \frac{9}{8} \text{ in} = 2.858 \text{ cm} \quad d_{bl2} := \frac{8}{8} \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$$

$$r := r1 + \frac{d_{bl1}}{2} + d_{est1} = 7.699 \text{ cm}$$

$$N_{barras1} := 8$$

$$N_{barras2} := 8.0$$



J. B. Mander, M J N Priestley and R Park

$$s' := s - d_{est1} = 8.73 \text{ cm} \quad A_{est1} := \frac{\pi \cdot d_{est1}^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2 \quad A_{est2} := \frac{\pi \cdot d_{est2}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$w' := 10. \text{ cm}$$

$$A_{bl1} := \frac{\pi \cdot d_{bl1}^2}{4} = 6.413 \text{ cm}^2 \quad A_{bl2} := \frac{\pi \cdot d_{bl2}^2}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$N_{t\_conf} := 4$$

$$d_c := h - 2 \cdot r + d_{bl1} + d_{est1} = 58.73 \text{ cm}$$

Altura confinada de la sección, medida centro a centro de estribos.

$$b_c := b - 2 \cdot r + d_{bl1} + d_{est1} = 58.73 \text{ cm}$$

Ancho confinado de la sección, medido centro a centro de estribos.

$$A_c := b_c \cdot d_c = 0.345 \text{ m}^2$$

$$A_c = 534.629 \text{ in}^2$$

Área confinada de la sección.

$$\rho_{cc} := \frac{N_{barras1} \cdot A_{bl1} + N_{barras2} \cdot A_{bl2}}{A_c} = 0.027$$

Relación entre área de acero de refuerzo longitudinal y el área confinada de la sección.

$$A_{cc} := A_c \cdot (1 - \rho_{cc}) = 0.336 \text{ m}^2$$

Área confinada del núcleo de concreto, tomando en cuenta la relación calculada en el punto anterior.

$$A_e := \left( b_c \cdot d_c - N_{t\_conf} \cdot \frac{w'^2}{6} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c} \right) = 0.29 \text{ m}^2$$

Área confinada efectiva del núcleo de concreto, restando las áreas inefectivas.

$$K_e := \frac{A_e}{A_{cc}} = 0.863$$

Coefficiente de efectividad del confinamiento

$$N_{ramas\_x1} := 4 \quad N_{ramas\_x2} := 2$$

$$A_{sx2} := N_{ramas\_x2} \cdot A_{est2} = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$\rho_x := \frac{A_{sx}}{s \cdot d_c} = 0.01105$$

$$N_{ramas\_y1} := 4 \quad N_{ramas\_y2} := 2$$

$$A_{sy2} := N_{ramas\_y2} \cdot A_{est2} = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$\rho_y := \frac{A_{sy}}{s \cdot d_c} = 0.01105$$

$$\rho_s := \rho_x + \rho_y = 0.0221$$

$$f'_{lx} := K_e \cdot \rho_x \cdot f_{yh} = 40.081 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_{ly} := K_e \cdot \rho_y \cdot f_{yh} = 40.081 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

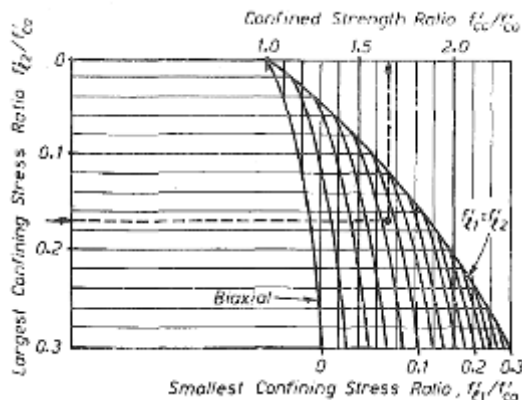
$$f'_{co} := f'_c = 281 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_{l1} := \min(f'_{lx}, f'_{ly}) = 40.081 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_{l2} := \max(f'_{lx}, f'_{ly}) = 40.081 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f'_{l1}}{f'_{co}} = 0.143$$

$$\frac{f'_{l2}}{f'_{co}} = 0.143$$



$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$$

de la gráfica se tiene

$$K := 1.70$$

$$f'_{cc} := K \cdot f'_{co} = 477.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{sx1} := N_{ramas\_x1} \cdot A_{est1} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} := A_{sx1} + A_{sx2} = 6.492 \text{ cm}^2$$

Cuantía de refuerzo transversal en X

$$A_{sy1} := N_{ramas\_y1} \cdot A_{est1} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} := A_{sy1} + A_{sy2} = 6.492 \text{ cm}^2$$

Cuantía de refuerzo transversal en Y

Cuantía de refuerzo Total

Esfuerzo de confinamiento

Esfuerzo de confinamiento

Resistencia del concreto no confinado.

Esfuerzo de confinamiento mínimo.

Esfuerzo de confinamiento máximo

Relación mínima.

Relación máxima

En el caso de una sección con esfuerzos de confinamiento iguales en ambas direcciones se permite utilizar la siguiente expresión para calcular la resistencia del concreto confinado (J. B. Mander, M J N Priestley and R Park).

$$f'_l := f'_{l1} = 40.081 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Ingreso de información al programa Xtract.}$$

$$f'_{cc} := f'_{co} \cdot \left( -1.254 + 2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_l}{f'_{co}}} - 2 \cdot \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) = 492.395 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del concreto confinado

$$f'_{cc} = 7.004 \text{ ksi}$$

$$f'_c = 3.997 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_{co} := 0.002$$

Deformación del concreto no confinado para la resistencia  $f'_{co}$

$$\epsilon_{cc} := \left( 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right) \cdot \epsilon_{co} = 0.0095$$

Deformación del concreto confinado para la resistencia  $f'_{cc}$

$$E_{sec} := \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} = (5.171 \cdot 10^4) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo secante

$$E_{sec} = 735.433 \text{ ksi} \quad E_c = 3600.2 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_{sm} := 0.09$$

Deformación del acero en el punto de mayor tensión

$$\epsilon_{cu} := 0.004 + \left( \frac{1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \epsilon_{sm}}{f'_{cc}} \right) = 0.0278$$

Deformación última del concreto confinado.

Ingreso de información a programa Xtract

Cálculo de las resistencia y deformación última del concreto confinado en sección rectangular según modelo de Mander

11.5 Aplicación del modelo de Mander a Viga V-1.

**V-1**

1. Datos Generales V1

$b := 30 \text{ cm}$  Ancho de la sección  
 $h := 70 \text{ cm}$  Altura de la sección

$r1 := 5 \text{ cm}$  recubrimiento externo

$Z := 10 \text{ cm}$  Distancia promedio entre estribos de barras longitudinales

$Z = 3.937 \text{ in}$

2. Materiales

$f'c := 281 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$  Resistencia del concreto

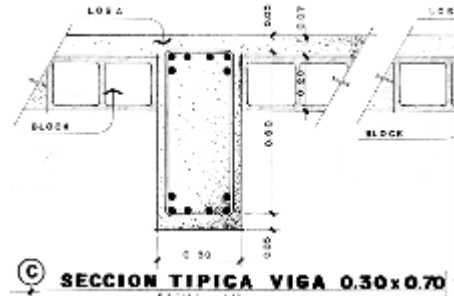
$f_{yh} := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$  Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$Ec := 15100 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 253122.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Módulo de elasticidad del concreto

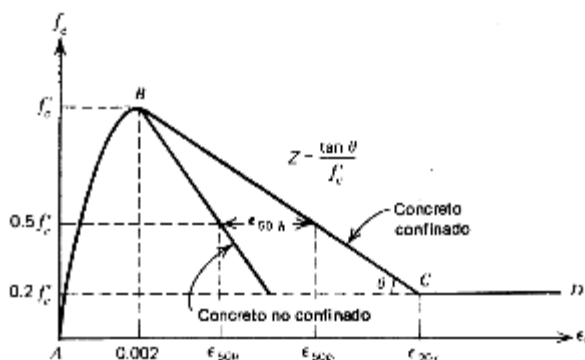
$\epsilon_y := 0.002$  Deformación cedente del acero

$\epsilon_{cu} := 0.003$  Deformación última del concreto no confinado

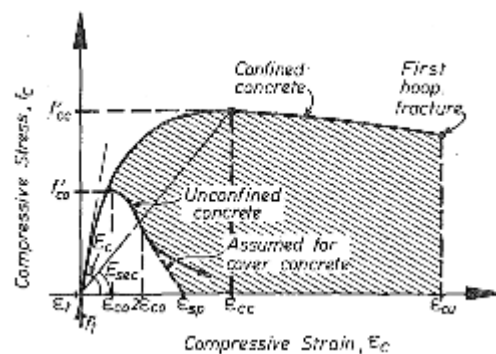


PLANILLA DE ESTRIBOS EN VIGAS	
TRAMO	CONFIRAMIENTO DE REFUERZO
A	No. 3 @ 0.10 EN VOLADIZO
B	1 No. 3 @ 0.05 + 1 R No. 3 @ 0.10 EN EXTREMOS

3. Esquemas



R Park y T Paulay



J. B. Mander, M J N Priestley and R Park

#### 4. Cálculos

$$d_{est1} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm} \quad d_{est2} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$$

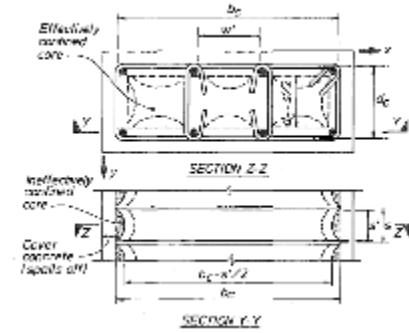
$$s := 10 \text{ cm}$$

$$d_{bl1} := \frac{7}{8} \text{ in} = 2.223 \text{ cm} \quad d_{bl2} := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$$

$$r := r1 + \frac{d_{bl1}}{2} + d_{est1} = 7.064 \text{ cm}$$

$$N_{barras1} := 8$$

$$N_{barras2} := 2.0$$



J. B. Mander, M J N Priestley and R Park

$$s' := s - d_{est1} = 9.048 \text{ cm} \quad A_{est1} := \frac{\pi \cdot d_{est1}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad A_{est2} := \frac{\pi \cdot d_{est2}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$w' := 10. \text{ cm}$$

$$A_{bl1} := \frac{\pi \cdot d_{bl1}^2}{4} = 3.879 \text{ cm}^2 \quad A_{bl2} := \frac{\pi \cdot d_{bl2}^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$N_{t\_conf} := 4$$

$$d_c := h - 2 \cdot r + d_{bl1} + d_{est1} = 59.048 \text{ cm}$$

Altura confinada de la sección, medida centro a centro de estribos.

$$b_c := b - 2 \cdot r + d_{bl1} + d_{est1} = 19.048 \text{ cm}$$

Ancho confinado de la sección, medido centro a centro de estribos.

$$A_c := b_c \cdot d_c = 0.112 \text{ m}^2$$

Área confinada de la sección.

$$A_c = 174.33 \text{ in}^2$$

$$\rho_{cc} := \frac{N_{barras1} \cdot A_{bl1} + N_{barras2} \cdot A_{bl2}}{A_c} = 0.031$$

Relación entre área de acero de refuerzo longitudinal y el área confinada de la sección.

$$A_{cc} := A_c \cdot (1 - \rho_{cc}) = 0.109 \text{ m}^2$$

Área confinada del núcleo de concreto, tomando en cuenta la relación calculada en el punto anterior.

$$A_e := \left( b_c \cdot d_c - N_{t\_conf} \cdot \frac{w'^2}{6} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c} \right) = 0.074 \text{ m}^2$$

Área confinada efectiva del núcleo de concreto, restando las áreas inefectivas.

$$K_e := \frac{A_e}{A_{cc}} = 0.684$$

Coefficiente de efectividad del confinamiento

$$N_{ramas\_x1} := 2 \quad N_{ramas\_x2} := 0$$

$$A_{sx2} := N_{ramas\_x2} \cdot A_{est2} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\rho_x := \frac{A_{sx}}{s \cdot d_c} = 0.00241$$

$$N_{ramas\_y1} := 2 \quad N_{ramas\_y2} := 0$$

$$A_{sy2} := N_{ramas\_y2} \cdot A_{est2} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\rho_y := \frac{A_{sy}}{s \cdot d_c} = 0.00241$$

$$\rho_s := \rho_x + \rho_y = 0.0048$$

$$f'_{lx} := K_e \cdot \rho_x \cdot f_{yh} = 6.93 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_{ly} := K_e \cdot \rho_y \cdot f_{yh} = 6.93 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

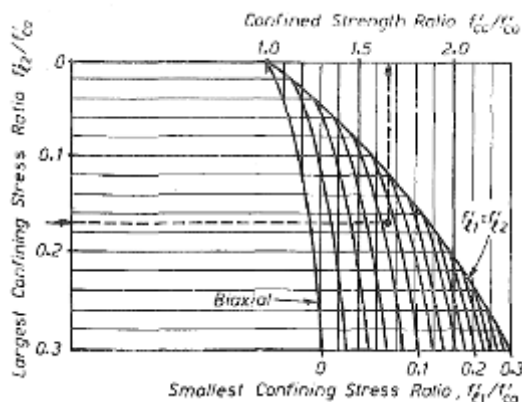
$$f'_{co} := f'_c = 281 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_{l1} := \min(f'_{lx}, f'_{ly}) = 6.93 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_{l2} := \max(f'_{lx}, f'_{ly}) = 6.93 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f'_{l1}}{f'_{co}} = 0.025$$

$$\frac{f'_{l2}}{f'_{co}} = 0.025$$



$$A_{sx1} := N_{ramas\_x1} \cdot A_{est1} = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} := A_{sx1} + A_{sx2} = 1.425 \text{ cm}^2$$

Cuantía de refuerzo transversal en X

$$A_{sy1} := N_{ramas\_y1} \cdot A_{est1} = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} := A_{sy1} + A_{sy2} = 1.425 \text{ cm}^2$$

Cuantía de refuerzo transversal en Y

Cuantía de refuerzo Total

Esfuerzo de confinamiento

Esfuerzo de confinamiento

Resistencia del concreto no confinado.

Esfuerzo de confinamiento mínimo.

Esfuerzo de confinamiento máximo

Relación mínima.

Relación máxima

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$$

de la gráfica se tiene

$$K := 1.15$$

$$f'_{cc} := K \cdot f'_{co} = 323.15 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

En el caso de una sección con esfuerzos de confinamiento iguales en ambas direcciones se permite utilizar la siguiente expresión para calcular la resistencia del concreto confinado (J. B. Mander, M J N Priestley and R Park).

$$f'_l := f'_{l1} = 6.93 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Ingreso de información al programa Xtract.}$$

$$f'_{cc} := f'_{co} \cdot \left( -1.254 + 2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_l}{f'_{co}}} - 2 \cdot \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) = 326.38 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del concreto confinado

$$f'_{cc} = 4.642 \text{ ksi}$$

$$f'_c = 3.997 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_{co} := 0.002$$

Deformación del concreto no confinado para la resistencia  $f'_{co}$

$$\epsilon_{cc} := \left( 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right) \cdot \epsilon_{co} = 0.0036$$

Deformación del concreto confinado para la resistencia  $f'_{cc}$

$$E_{sec} := \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} = (9.029 \cdot 10^4) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo secante

$$E_{sec} = (1.284 \cdot 10^3) \text{ ksi} \quad E_c = 3600.2 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_{sm} := 0.09$$

Deformación del acero en el punto de mayor tensión

$$\epsilon_{cu} := 0.004 + \left( \frac{1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \epsilon_{sm}}{f'_{cc}} \right) = 0.0118$$

Deformación última del concreto confinado.

Ingreso de información a programa Xtract



## 11.6 Momento Curvatura reporte programa Xtract Análisis Report Columna C1.

### XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: C1verB  
 Loading Name: MC1-1-428KIPS  
 Analysis Type: Moment Curvature

Jorge Hernandez  
 Jorge Hernandez

MAESTRIA EN INGENIERIA ESTRU  
 Columna C1A  
 Page \_\_ of \_\_

#### Section Details:

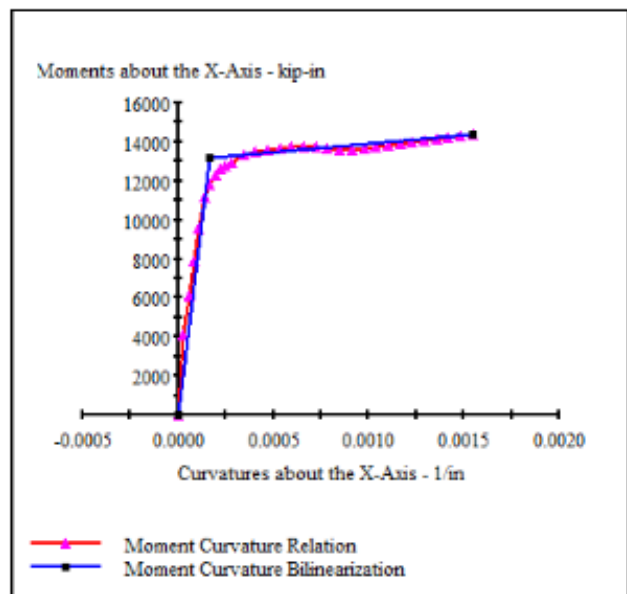
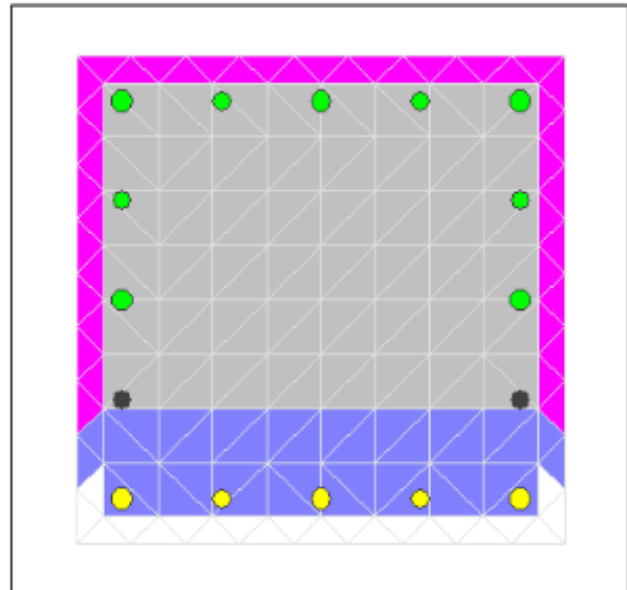
X Centroid: -5088E-15 in  
 Y Centroid: -7471E-15 in  
 Section Area: 759.6 in<sup>2</sup>

#### Loading Details:

Constant Load - P: 428.0 kips  
 Incrementing Loads: Mxx Only  
 Number of Points: 31  
 Analysis Strategy: Displacement Control

#### Analysis Results:

Failing Material: Confined2  
 Failure Strain: 7.226E-3 Compression  
 Curvature at Initial Load: -9086E-21 1/in  
 Curvature at First Yield: .1399E-3 1/in  
 Ultimate Curvature: 1.548E-3 1/in  
 Moment at First Yield: 11.20E+3 kip-in  
 Ultimate Moment: 14.38E+3 kip-in  
 Centroid Strain at Yield: .4547E-3 Ten  
 Centroid Strain at Ultimate: 10.09E-3 Ten  
 N.A. at First Yield: 3.250 in  
 N.A. at Ultimate: 6.520 in  
 Energy per Length: 20.13 kips  
 Effective Yield Curvature: .1643E-3 1/in  
 Effective Yield Moment: 13.15E+3 kip-in  
 Over Strength Factor: 1.093  
 Plastic Rotation Capacity: 27.73E-3 rad  
 EI Effective: 8.00E+7 kip-in<sup>2</sup>  
 Yield EI Effective: 888.0E+3 kip-in<sup>2</sup>  
 Bilinear Hardening Slope: 1.110 %  
 Curvature Ductility: 9.420



#### Comments:

User Comments

## 11.7 Momento Curvatura reporte programa Xtract Analysis Report Columna C1Biaxial.

### XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: C1verB  
 Loading Name: MC1-1abc 428KIPS  
 Analysis Type: Moment Curvature

Jorge Hernandez  
 Jorge Hernandez

MAESTRIA EN INGENIERIA ESTI  
 Columna C1A  
 Page \_\_ of \_\_

#### Section Details:

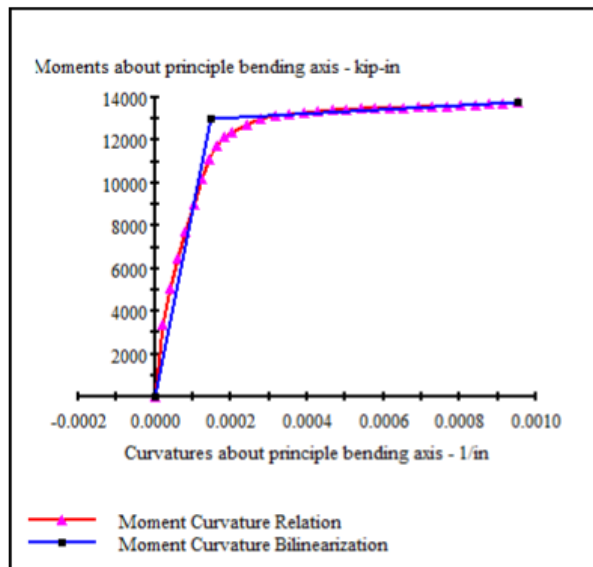
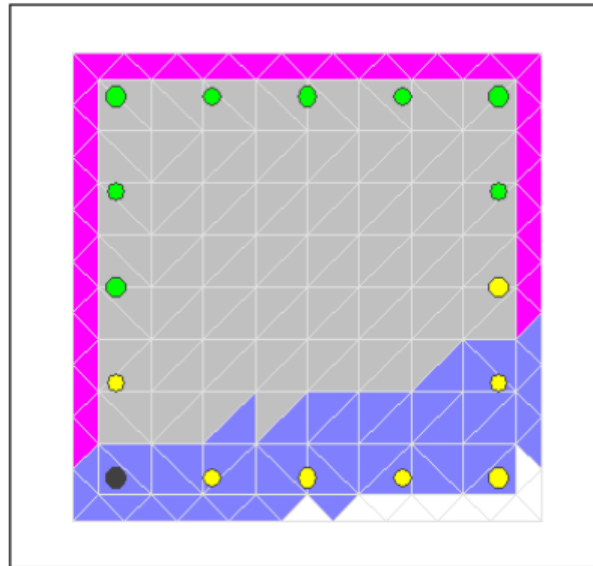
X Centroid:  $-7.900E-15$  in  
 Y Centroid:  $-5.221E-15$  in  
 Section Area:  $759.6$  in<sup>2</sup>

#### Loading Details:

Constant Load - P: 428.0 kips  
 Incrementing Loads: Mxx and Myy  
 Angle of Loading: 16.6970489723732 deg  
 Number of Points: 31  
 Analysis Strategy: Displacement Control

#### Analysis Results:

Failing Material: Confined2  
 Failure Strain:  $7.226E-3$  Compression  
 Curvature at Initial Load:  $-3.772E-21$  1/in  
 Curvature at First Yield:  $.1022E-3$  1/in  
 Ultimate Curvature:  $.9535E-3$  1/in  
 Moment at First Yield: 9017 kip-in  
 Ultimate Moment:  $13.77E+3$  kip-in  
 Centroid Strain at Yield:  $.2568E-3$  Ten  
 Centroid Strain at Ultimate:  $6.057E-3$  Ten  
 N.A. at First Yield: 2.512 in  
 N.A. at Ultimate: 6.352 in  
 Energy per Length: 11.74 kips  
 Effective Yield Curvature:  $.1473E-3$  1/in  
 Effective Yield Moment:  $12.99E+3$  kip-in  
 Over Strength Factor: 1.059  
 Plastic Rotation Capacity:  $16.16E-3$  rad  
 EI Effective:  $8.82E+7$  kip-in<sup>2</sup>  
 Yield EI Effective:  $958.3E+3$  kip-in<sup>2</sup>  
 Bilinear Harding Slope: 1.086 %  
 Curvature Ductility: 6.475



#### Comments:

## 11.8 Momento Curvatura reporte programa Xtract Analysis Report Viga V1.

### XTRACT Analysis Report -

For use only in an academic or research setting.

Section Name: VI-A  
 Loading Name: MC1posit  
 Analysis Type: Moment Curvature

Jorge Mynor Hernandez  
 Jorge Mynor Hernandez  
 20/11/2020  
 MAESTRIA EN INGENIERIA ESTRU  
 T 70x30  
 Page \_\_ of \_\_

#### Section Details:

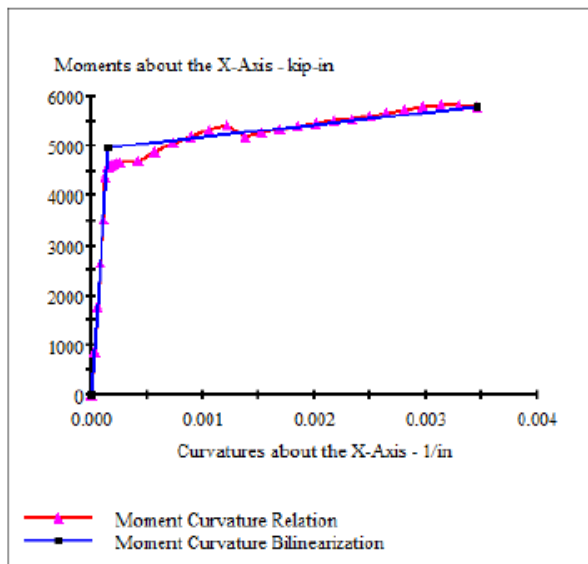
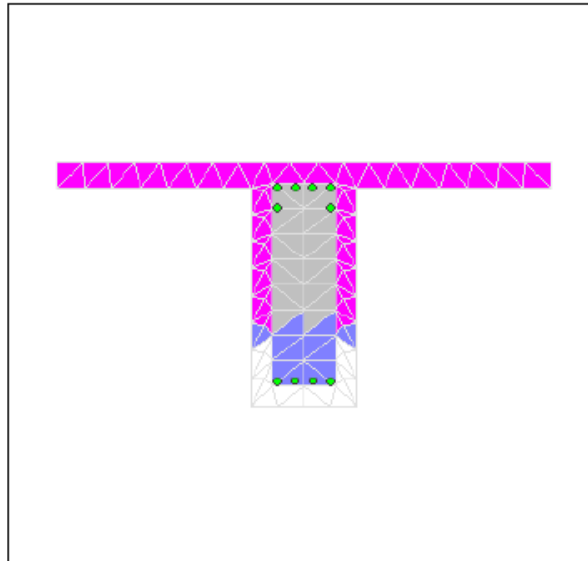
X Centroid: .1612E-14 in  
 Y Centroid: 3.357 in  
 Section Area: 447.2 in<sup>2</sup>

#### Loading Details:

Constant Load - Mxx: -1.000 kip-in  
 Incrementing Loads: Mxx Only  
 Number of Points: 31  
 Analysis Strategy: Displacement Control

#### Analysis Results:

Failing Material: Confined3  
 Failure Strain: 20.00E-3 Compression  
 Curvature at Initial Load: 28.41E-9 1/in  
 Curvature at First Yield: .1269E-3 1/in  
 Ultimate Curvature: 3.454E-3 1/in  
 Moment at First Yield: 4357 kip-in  
 Ultimate Moment: 5790 kip-in  
 Centroid Strain at Yield: 1.107E-3 Ten  
 Centroid Strain at Ultimate: 27.81E-3 Ten  
 N.A. at First Yield: 8.722 in  
 N.A. at Ultimate: 8.053 in  
 Energy per Length: 18.16 kips  
 Effective Yield Curvature: .1446E-3 1/in  
 Effective Yield Moment: 4965 kip-in  
 Over Strength Factor: 1.166  
 EI Effective: 3.43E+7 kip-in<sup>2</sup>  
 Yield EI Effective: 249.5E+3 kip-in<sup>2</sup>  
 Bilinear Harding Slope: .7269 %  
 Curvature Ductility: 23.88



#### Comments:

User Comments

## 11.9 Guía de Uso del Software XTRACT v. 3.0.8 para elaboración de Diagramas de Interacción y Relaciones Momento-Curvatura.

### **A. Introducción.**

El programa UCFyber fue creado originalmente en la Universidad de California en Berkeley por el Dr. Charles Chadwell. En el 2001 Imbsen Software Systems adquirió el UCFyber y este fue renombrado como XTRACT. Desde el inicio del XTRACT, Imbsen Software Systems ha estado y sigue trabajando actualmente con la colaboración con el Dr. Charles Chadwell.

### **B. Características**

El XTRACT es en general un programa de análisis de secciones transversales de cualquier forma geométrica y material sujetas a cualquier tipo de carga. Las funciones de análisis disponibles que posee son:

- a) Análisis Momento-Curvatura
- b) Análisis de Interacción Fuerza Axial–Momento
- c) Análisis de Interacción Momento–Momento

El XTRACT permite la entrada de Modelos de Materiales No Lineales, generación de las Secciones Transversales y ubicación del acero con un solo click del mouse. Las secciones transversales típicas pueden ser ingresadas manualmente usando el Input file a través del editor de texto o gráficamente dentro del programa siguiendo una serie de pasos. Con el modelo de sección transversal creado, el análisis puede correrse, modificarse y ser visto en la interfase. La clave que facilita el manejo del software es el Project Manager que permite la organización de toda la información producida por el programa. Cada análisis ofrece al usuario un resumen de una página, denominado Analysis Report. Además, se puede revisar un archivo de salida detallado desde el Interactive Output y por último el XTRACT también posee una serie de características para la impresión de resultados.

El XTRACT es gratis para todos los estudiantes y las facultades alrededor del mundo y es usado actualmente como una herramienta de enseñanza en algunas universidades en los Estados Unidos y fuera de ese país.

### **C. Manejo del Software**

El programa XTRACT v 3.0.8 presenta una interfase de fácil manejo para el usuario, posee la barra de menús y una barra de herramientas que permiten desarrollar cada una de sus funciones a cabalidad.

Como todos los programas la barra principal está organizada de izquierda a derecha y posee los siguientes menús:

1. Menú File: Permite crear un nuevo proyecto o abrir alguno que ya se haya realizado y guardado.
2. Menú Materials: Para definir las propiedades de los materiales que conformarán la sección este menú presenta los diferentes modelos del concreto y acero o en su defecto el programa también permite ingresar un modelo definido por el usuario.
3. Menú View: Permite ver las propiedades de la sección o las múltiples secciones que se hayan creado y además las diferentes opciones para modificarlas dentro de este menú se encuentra el Project Manager, el mismo que es una parte importante del XTRACT que organiza toda la información que el programa produce. El Project Manager es la herramienta principal que permite el acceso a las especificaciones del proyecto que se está trabajando, sean las secciones, cargas, materiales, gráficos, reportes, todos pueden ser vistos dando doble click en el ítem deseado. Otra manera de entrar al Project Manager es haciendo click en la barra de herramientas al ícono y éste aparecerá en la esquina superior derecha.
4. Menú Loading: Una vez que la sección ha sido creada, es necesario que sea cargada. El XTRACT ofrece tres diferentes tipos de carga que pueden ser aplicadas: Moment Curvature (Momento Curvatura), PM Interaction (Interacción Carga Axial - Momento) y Capacity Orbit.
5. Menú Process: El último paso, luego de que la sección haya sido creada y se defina su carga, es correr el análisis y ver los resultados que se hayan generado.

Para iniciar el análisis de una nueva sección en el XTRACT se presentará paso a paso el procedimiento Se selecciona New Project en el Menú File,

1. Ingrese el nombre del proyecto, indique las unidades de trabajo.
2. Los tipos disponibles de Start from son: Template, User Defined y Add new section from files.
3. El siguiente paso es definir los materiales, el primero es el Cover Concrete (Concreto No Confinado), el siguiente el Column Core Concrete (Concreto Confinado) y el último el Longitudinal Steel (Acero Longitudinal) Modelo de Mander No Confinado está basado en la ecuación y los parámetros dados por Mander para valores desde cero hasta la deformación última, después de que la deformación última es alcanzada, el modelo asume una disminución lineal de la resistencia hasta llegar a cero donde se produce el desprendimiento.

Los parámetros del Modelo son:

- a) 28 – Day Compressive Strength ( $f'_c$ ): Resistencia de un cilindro de concreto de acuerdo a las normas ASTM.
- b) Tension strength ( $f_t$ ): el valor preestablecido es cero. El usuario puede establecer cualquier valor.
- c) Yield Strain ( $\epsilon_{cy}$ ): la deformación de fluencia usualmente no es usada en el diseño; sin embargo, debido a que el estado límite del “Momento de Fluencia” es controlado por la primera fluencia de cualquier material, el XTRACT requiere este parámetro. Un valor razonable es el 70% de la deformación en el esfuerzo máximo en pico de la curva. Debido a que la deformación en el esfuerzo máximo para el concreto no confinado es tomada como 0.002, el valor predeterminado para este parámetro es 0.0014.
- d) Crushing Strain ( $\epsilon_{cu}$ ): la deformación última predeterminada es 0.004. Este valor se correlación bien para las fallas por flexión siendo conservadores. El valor que toma el ACI es de 0.003.
- e) Spalling Strain ( $\epsilon_{sp}$ ): deformación que se produce al desprenderse completamente el recubrimiento del núcleo de concreto. El valor predeterminado es 0.006.

- f) Post Crushing Strength ( $f_{cp}$ ): resistencia del concreto no confinado después del desprendimiento. El valor predeterminado es el cero.
- g) Failure Strain: debido a que en el análisis del comportamiento no lineal de una sección confinada de concreto el núcleo tendrá una capacidad de deformación por compresión mucho mayor que la del concreto del recubrimiento, este valor puede ser diferente que el de la deformación última.

Este parámetro es el que da por terminado el análisis Momento Curvatura; por lo tanto, para una sección no confinada el valor correspondiente será de 0.004 que es igual al crushing strain, pero si la sección es confinada obviamente no se querrá que el análisis termine por la falla del concreto no confinado (que es mucho menor), así que se adoptará un valor mayor a la deformación última, que bien puede ser 1.

- h) Concrete Elastic Modulus ( $E_c$ ): luego de que el usuario ingrese la resistencia a los 28 días, el módulo elástico será calculado automáticamente. Para agregar el modelo al proyecto se da click al botón Apply.

#### 4. Modelo Confinado de Mander

Al igual que el Modelo No Confinado de Mander, éste está basado en la ecuación y parámetros dados por Mander con valores desde cero hasta la deformación última (crushing strain), la diferencia es que cuando se alcanza la deformación última se asume que la sección falla y el análisis se detiene.

Cuadro de diálogo para ingresar los parámetros del Concreto Confinado de Mander.

Para calcular la resistencia del concreto confinado y la deformación última el usuario también puede optar por el calculador automático de estos parámetros y para acceder a ellos solo se da click en el símbolo igual que dará paso a otra ventana donde se especificarán algunas propiedades de los materiales.

Los parámetros del Modelo son:

- a) 28 – Day Compression Strength ( $f'_c$ ).
- b) Tension strength ( $f_t$ ).

- c) Confined Concrete Core Strength ( $f'_{cc}$ ): este valor está determinado por el confinamiento efectivo de la sección. Si la sección fue creada para satisfacer los requerimientos del ACI 318, una buena aproximación sería asumir que  $f'_{cc}$  es igual a 1.3 veces la resistencia del concreto a los 28 días. Si se desea un cálculo más exacto o detallado este parámetro puede ser calculado a través de una hoja de Excel o matchad donde se utilicen las fórmulas del modelo de Mander o con el calculador de resistencia del concreto confinado.
- d) Yield Strain ( $\epsilon_{cy}$ ): la deformación de fluencia usualmente no es usada en el diseño; sin embargo, debido a que el estado límite de “Momento de Fluencia” es controlado por la primera fluencia del cualquier material, el XTRACT requiere este parámetro. Un valor razonable es el 70% de la deformación en el esfuerzo máximo.
- e) Crushing Strain ( $\epsilon_{cu}$ ): esta deformación está asociada a aquella que ocurre en el mismo momento cuando el refuerzo transversal se fractura. Si la sección fue creada para satisfacer los requerimientos del ACI 318, la deformación última puede ser asumida como 0.015. Si se requiere de un cálculo más exacto aquí también se puede usar un calculador del programa.
- f) Concrete Elastic Modulus ( $E_c$ ): luego de que el usuario ingrese la resistencia a los 28 días, el módulo elástico será calculado automáticamente.

Si se desea agregar el material al proyecto se da click en el botón Apply.

5. Así como para el concreto, el XTRACT posee modelos que pueden ser escogidos para definir las características del acero. El modelo bilineal, el bilineal con endurecimiento por deformación y el de acero Preesforzado son los modelos predefinidos por el programa, en el caso de esta tesis se ha escogido el bilineal con endurecimiento por deformación que está basado en un tipo de comportamiento elástico, perfectamente plástico y de endurecimiento por deformación parabólico.

Los parámetros a ingresar son:



- a) Steel standard and grade (opt): dentro de esta opción se pueden seleccionar los grados de acero que ya están estandarizados por la ASTM y los demás valores se ingresaran automáticamente en cada una de celdas de texto.
- b) Yield Stress ( $f_y$ ): si no se escogió ninguno de los aceros de la ASTM, se tendrán que ingresar manualmente cada uno de los valores. El esfuerzo de fluencia está asociado con la fluencia o con el comienzo del comportamiento no lineal del acero.
- c) Fracture Stress ( $f_{su}$ ): este esfuerzo está asociado a la fractura del material.
- d) Strain at onset of strain hardening (esh): es la deformación en el comienzo de la rama parabólica del endurecimiento por deformación.
- e) Failure strain ( $\epsilon_{su}$ ): esta es la deformación que corresponde a la fractura del material y es la que da por terminado el análisis (el último estado límite).
- f) Steel elastic Modulus: es la pendiente de la curva esfuerzo deformación cuando el acero está en el rango elástico.

#### **D. Cargas y Análisis**

Luego de haber creado las secciones de cualquiera de las formas explicadas anteriormente, es el momento de establecer las cargas y los análisis correspondientes que se aplicarán a la sección.

Dentro del menú Loading de la barra principal se escoge primero la opción PM Interaction. Se completará cada uno de los datos que requiere la ventana que se genera. En la sección General se escribirá el nombre de la carga que será PM y se escoge Section 1, en PM.

Characteristics se elegirá Full o Half Diagram si se desea el diagrama completo o la mitad respectivamente; la siguiente sección está dedicada a ingresar los limiting strains que determinan las deformaciones máximas a las cuales se calcula la interacción. Cada material tiene un valor predeterminado para la interacción Carga – Momento, para el concreto no confinado este valor es 0.003, para el concreto confinado es la deformación en el esfuerzo pico y para el acero es la deformación al inicio de la etapa de endurecimiento por deformación.

Dentro de Loading Parameters se ingresa el ángulo del eje alrededor del cual se aplicará el momento y el número de puntos que se obtendrán en los resultados para graficar la curva.

Si damos click a Show Graph y Show Animation, mientras se está analizando la sección aparecerá la animación del proceso.

Además del Diagrama de Interacción también se puede realizar un análisis Momento Curvatura que se añadirá desde el mismo menú Loading seleccionando Moment Curvature y en el cuadro de diálogo siguiente se completarán los datos de cada sección. La sección General se completará de igual forma que para la ventana anterior.

En la parte de Applied First Step Loads se ingresa el valor de  $P_0$  en el campo de Axial Load y también hay la posibilidad de aplicar momentos constantes. En Incrementing Loads se establecerá alrededor de que eje actuarán los momentos siguiendo la regla de la mano derecha, si se desea flexión biaxial se seleccionarán ambos momentos y se ingresará el ángulo resultante de la carga.

Para una carga concéntrica solo se aplica carga axial, para una carga a una excentricidad constante se seleccionará carga axial y un momento o ambos ingresando inmediatamente la distancia a la carga excéntrica. Para la sección Loading direction se selecciona la dirección de la resultante y para concluir con este análisis se puede incluir el cálculo de rotación de momento que se encuentra dentro de la opción Calculate Moment Rotation que permite al usuario ingresar la altura de la rótula plástica directamente o calcularla en base a algunos modelos comúnmente usados a partir del cuadro de diálogo Plastic Hinge Parameters que se abre cuando se da click al signo igual que aparece al lado de la celda.

Un tercer y último análisis que ofrece el XTRACT es el Capacity Orbit, éste es un análisis de interacción Momento-Momento que corta la curva tridimensional de Fuerza-Momento a una carga axial especificada por el usuario, mostrando la interacción entre los momentos aplicados variando ángulos de aplicación. La sección General como en los análisis anteriores permite ingresar el nombre y la sección a la que va a ser aplicada la carga.

## **E. Resultados**

Después del Análisis, los resultados pueden verse desde el Project Manager. Después del análisis de una carga en particular, esta se ubica como una carpeta dentro del Project Manager, al dar click en el signo + al lado de las carpetas, estas se expanden y con el signo – se cierran.

Al expandir la carpeta de la Sección Section 1 y después la de la carga PM, al dar doble click en Interactive Output se abrirá un cuadro de diálogo donde se muestra paso a paso lentamente, a través de la barra deslizable en la esquina superior izquierda, toda la

información producida por el análisis de la sección transversal. Esta herramienta es más aprovechable para hacer un análisis reparador y encontrar errores en la entrada de datos si los resultados no cumplen las expectativas.

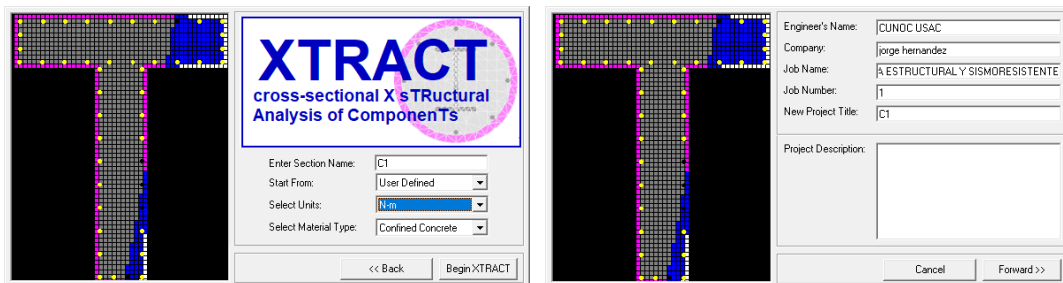
#### F. Impresión de Resultados y exportación de datos

Desde la barra de herramientas o desde el menú Process, Add Graph. Se abrirá una ventana donde podrán graficarse cualquier tipo de curvas con los resultados proporcionados por el análisis. Se ingresa el nombre del gráfico Diagrama de Interacción, se escoge section 1 y la carga PM, se selecciona para el eje de las X la opción Moments about the X-axis y para el eje de las Y la opción Axial Force y para finalizar se da click al botón Add plot.

Después de cerrar la ventana de los gráficos, nuevamente desde el Project Manager en la carpeta PM se abrirá la carpeta Section Output y con doble click en Axial Force y en Moments about the X-axis se dará paso al Project Output. Esta nueva ventana es como una hoja de cálculo donde con un click en el encabezado de cada columna o al botón Select All se seleccionarán todos los datos, luego con un click derecho a la selección se escoge Copy y se pega en la hoja de EXCEL para que se pueda hacer uso de los resultados extraídos del programa.

Finalmente, para ver o imprimir los Reportes de los Análisis se debe dar doble click en Analysis Report de la carga PM desde el Project Manager como en los pasos anteriores.

#### Paso 1 inicio de programa



## Paso 2 ingreso de características de materiales.

### Unconfined Concrete

Name of Concrete Model: **Unconfined1**

28 - Day Compressive Strength: **4.000** ksi

Tension Strength: **0** ksi

Yield Strain: **1.400E-3**

Crushing Strain: **4.000E-3**

Spalling Strain: **6.000E-3**

Post Crushing Strength: **0** ksi

Failure Strain: **1.0000**

Concrete Elastic Modulus: **3605** ksi

Help View Delete Apply

### Parabolic Strain Hardening Steel Model

Name of Steel Model: **Steel1**

Steel Standard and Grade (opt.): **Select Steel**

Yield Stress: **60.00** ksi

Fracture Stress: **90.00** ksi

Strain at Strain Hardening: **8.000E-3**

Failure Strain: **90.00E-3**

Elastic Modulus: **29.00E+3** ksi

Help View Delete Apply

### Calculate Confinement

Method of Calculation:  Calculate from details  Calculate from confining stress

Confining Details:

Select type of transverse reinforcing:  Rectangular Hoop  Circular Hoop  Spirals

Transverse reinforcing bar yield stress: **60.00** ksi

X transverse reinforcing steel ratio: **4.800E-3**

Y transverse reinforcing steel ratio: **4.800E-3**

Average distance between tied longitudinal bars: **4.000** in

Number of longitudinal bars around core: **10**

Confined core area: **174.3** in<sup>2</sup>

Tie spacing along member: **4.000** in

28 - Day compressive concrete strength: **4.000** ksi

Confining Stresses:

X transverse reinforcing confining stress: **0** ksi

Y transverse reinforcing confining stress: **0** ksi

Concrete confining effectiveness factor: **0**

28 - Day compressive concrete strength: **4.000** ksi

Confined Concrete Strength: **5.134** ksi

Help kip-in

## Paso 3 Definición de secciones.

### Section Design Template

Cross Section: **Rectangular Column**

Section Information: **Rectangular Column**

Select Transverse Reinforcing: **Select Transverse Reinforcing**

Core Details:

Transverse Reinforcing Bar Size: **#4**

Spacing of Transverse Steel: **4.000** in

Design Log:

Design Log for Section1. Cancel < Back Next > kip-in

### Section Design Template

Cross Section: **Rectangular Column**

Section Information: **Rectangular Column**

Select Transverse Reinforcing: **Select Transverse Reinforcing**

Core:

- Single Hoop
- Single Hoop w/ Tie
- Single Hoop w/ 2 Ties
- Single Hoop + Diamond Tie
- Single Hoop w/ 2 Ties
- Double Hoop
- Single Hoop w/ 4 Ties

Design Log:

Cancel < Back Next > kip-in

### Bar 2 - V1-A

X Coordinate: **10.000** cm Bar Size: **14 mm**

Y Coordinate: **30.00** cm Area: **3.879** cm<sup>2</sup>

Material Type: **Steel1** Prestress: **0** N

Apply to this bar  Change Bars: **Apply**

Apply to all bars  << >> **Close**

### Bar 5 - V1-A

X Coordinate: **-3.000** cm Bar Size: **14 mm**

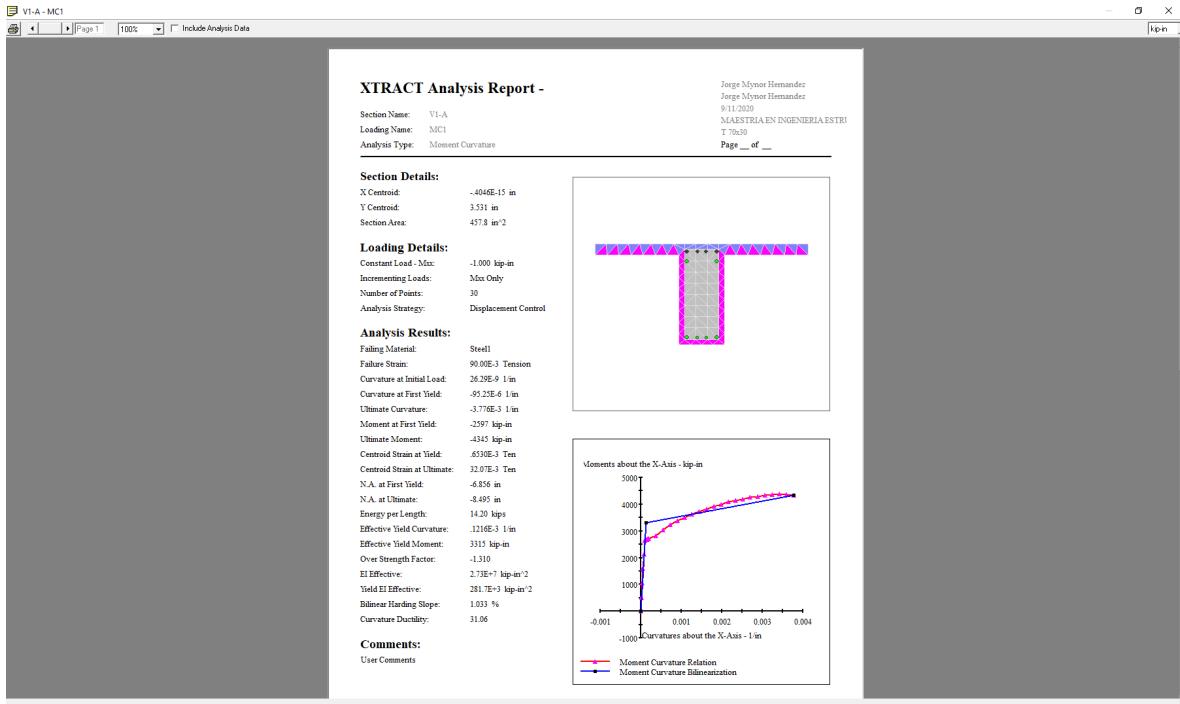
Y Coordinate: **30.00** cm Area: **3.879** cm<sup>2</sup>

Material Type: **Steel1** Prestress: **0** N

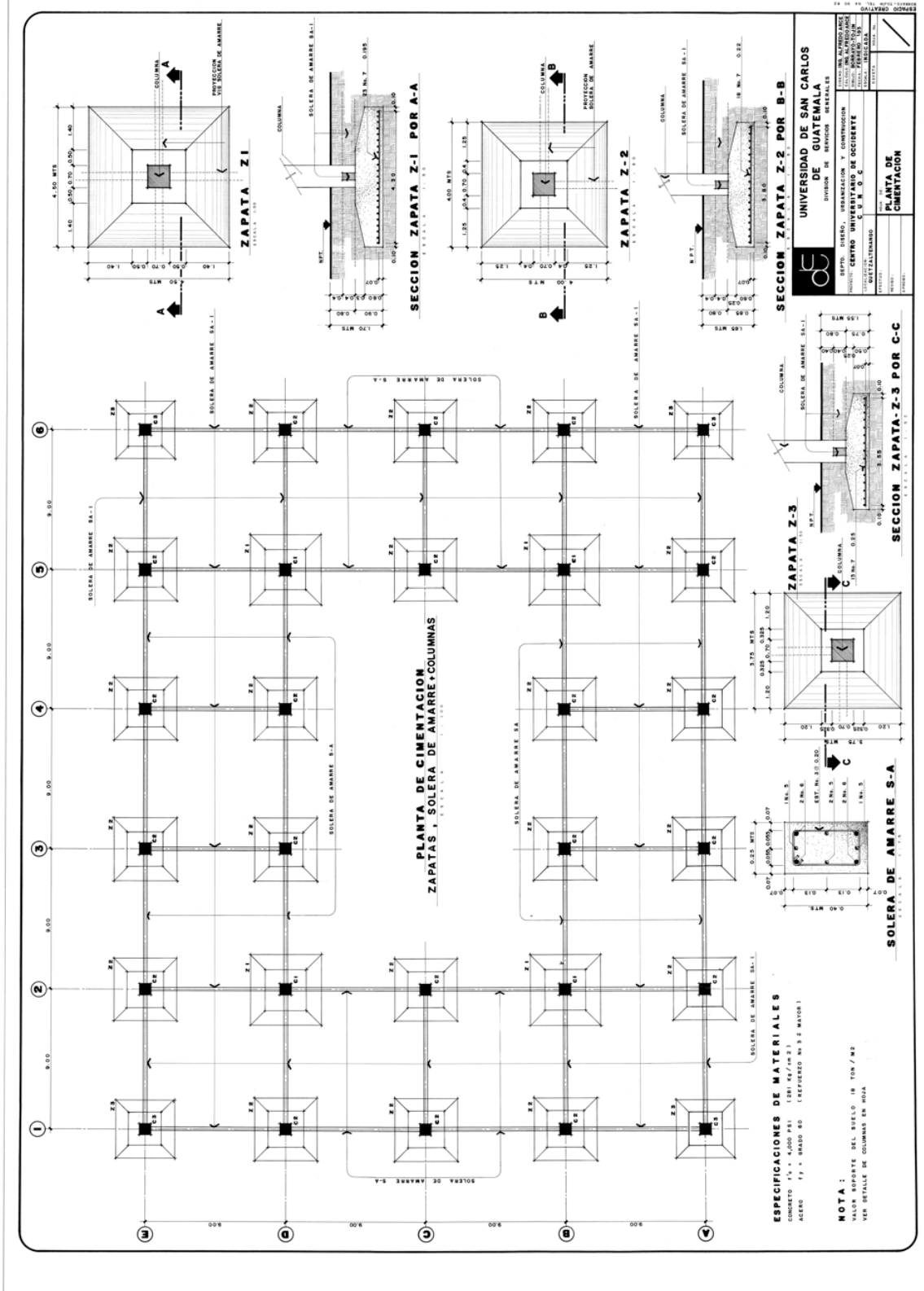
Apply to this bar  Change Bars: **Apply**

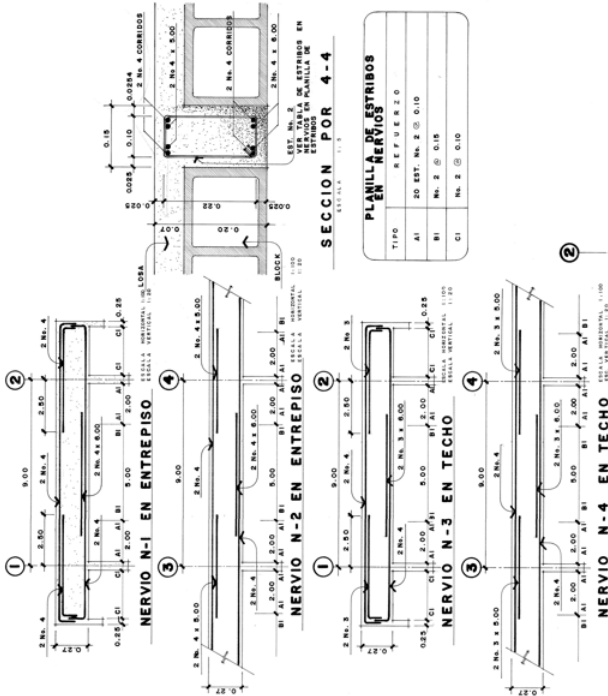
Apply to all bars  << >> **Close**

# Paso 4 Simulación y Resultados



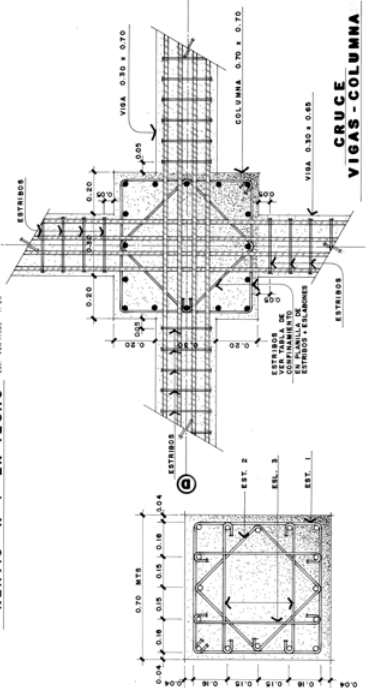
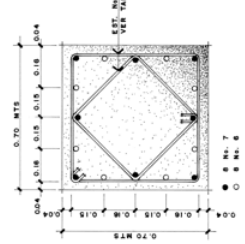
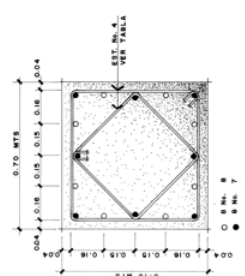
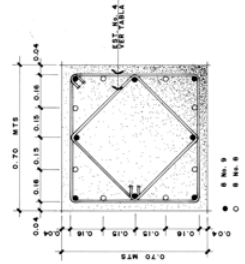
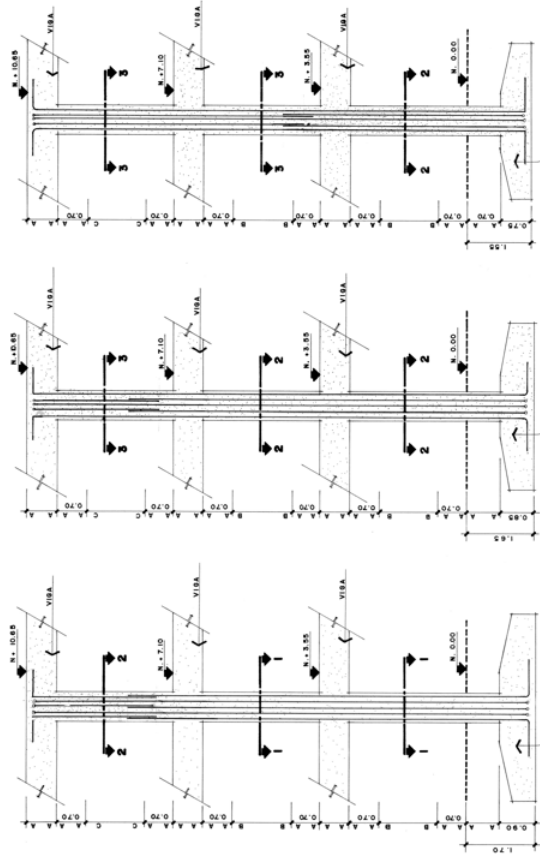
11.10 Planos del Módulo G, Centro Universitario de Occidentes - USAC-





**PLANILLA DE ESTRIBOS**

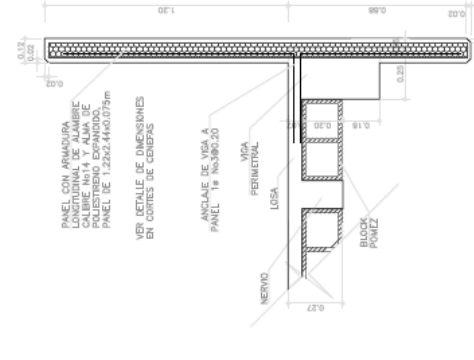
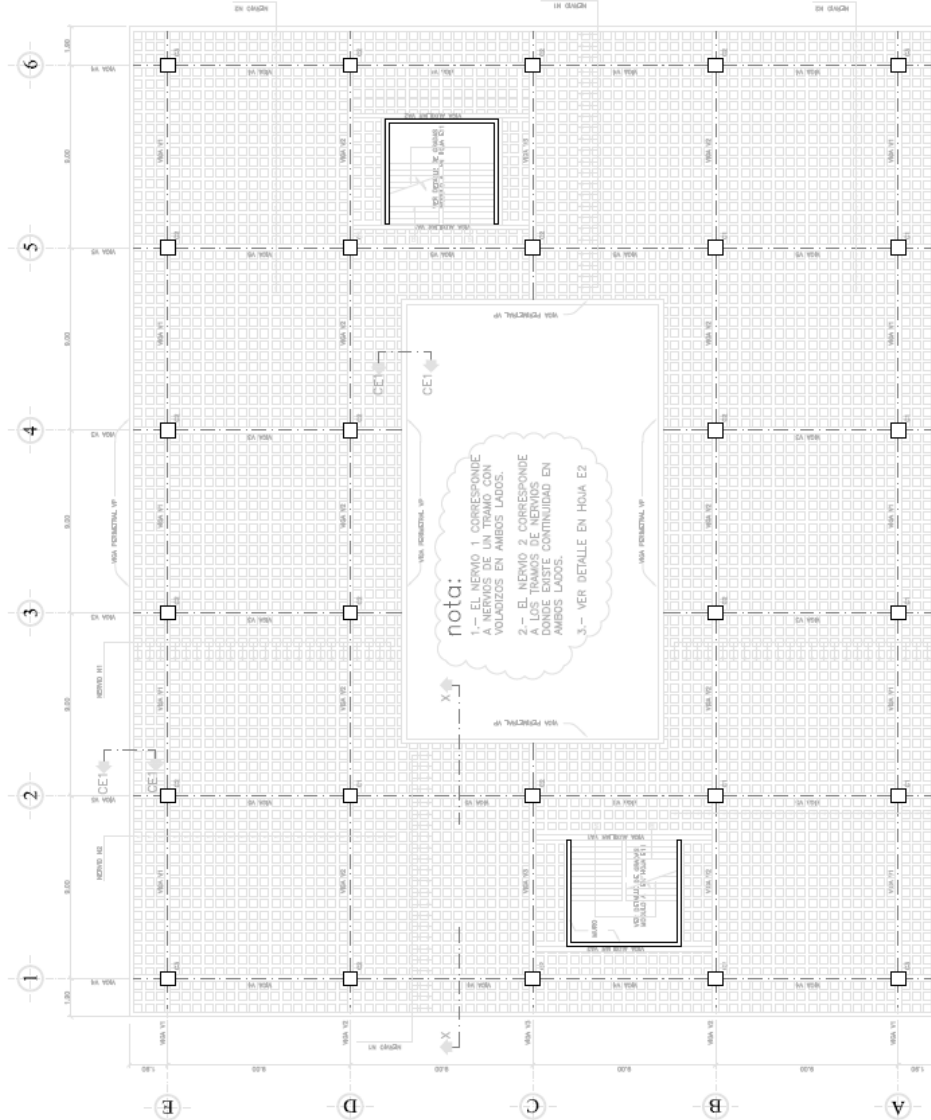
TIPO	REFUERZO
AI	20 EST. Nn. 2 @ 0.10
BI	Nn. 2 @ 0.15
CI	Nn. 2 @ 0.10



**ARREGLO DE ESTRIBOS EN ZONA DE CONFINAMIENTO**

**PLANILLA ESTRIBOS + COLAPONES**

TIPO	ESTRIBOS+COLAPONES
A	2 @ 0.10 EST. (1) Nn. 3
B	2 @ 0.15 EST. (1) Nn. 3
C	2 @ 0.10 EST. (1) Nn. 3



**ESPECIFICACIONES DE INSTALACION**

**DETALLE DE SISTEMA PREFABRICADO APLICABLE EN CENEVAS Y PARELUCES**

AL ALAMBRE DE ACERO #14 BAJO CARGA (1000) DE 20mm DE ANCHURA CONTINUA DE CADA VIGA, DEBE SER UNO CON UN ESPESOR DE 20mm

ALAMBRE DE ACERO #14 BAJO CARGA (1000) DE 20mm DE ANCHURA CONTINUA DE CADA VIGA, DEBE SER UNO CON UN ESPESOR DE 20mm

<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b>	
BANCO CENTROAMERICANO DE INTEGRACION ECONOMICA USAC/INTE	
UNIDAD DIRECTIVA DE INVESTIGACION TECNICA USAC/INTE	
MAQUINARIA Y EQUIPO DE LABORATORIO	
PROYECTO	EDIFICIO MODULAR 3 NIVELES Y PANGLO
LOCALIDAD	GUATEMALA
COORDINADOR	ING. JUAN CARLOS PEREZ
COLABORADOR	ING. JUAN CARLOS PEREZ
FECHA	15/05/2023
HOJA:	53
PROYECTO:	EDIFICIO MODULAR 3 NIVELES Y PANGLO
FECHA:	15/05/2023
HOJA:	53
PROYECTO:	EDIFICIO MODULAR 3 NIVELES Y PANGLO
FECHA:	15/05/2023
HOJA:	53

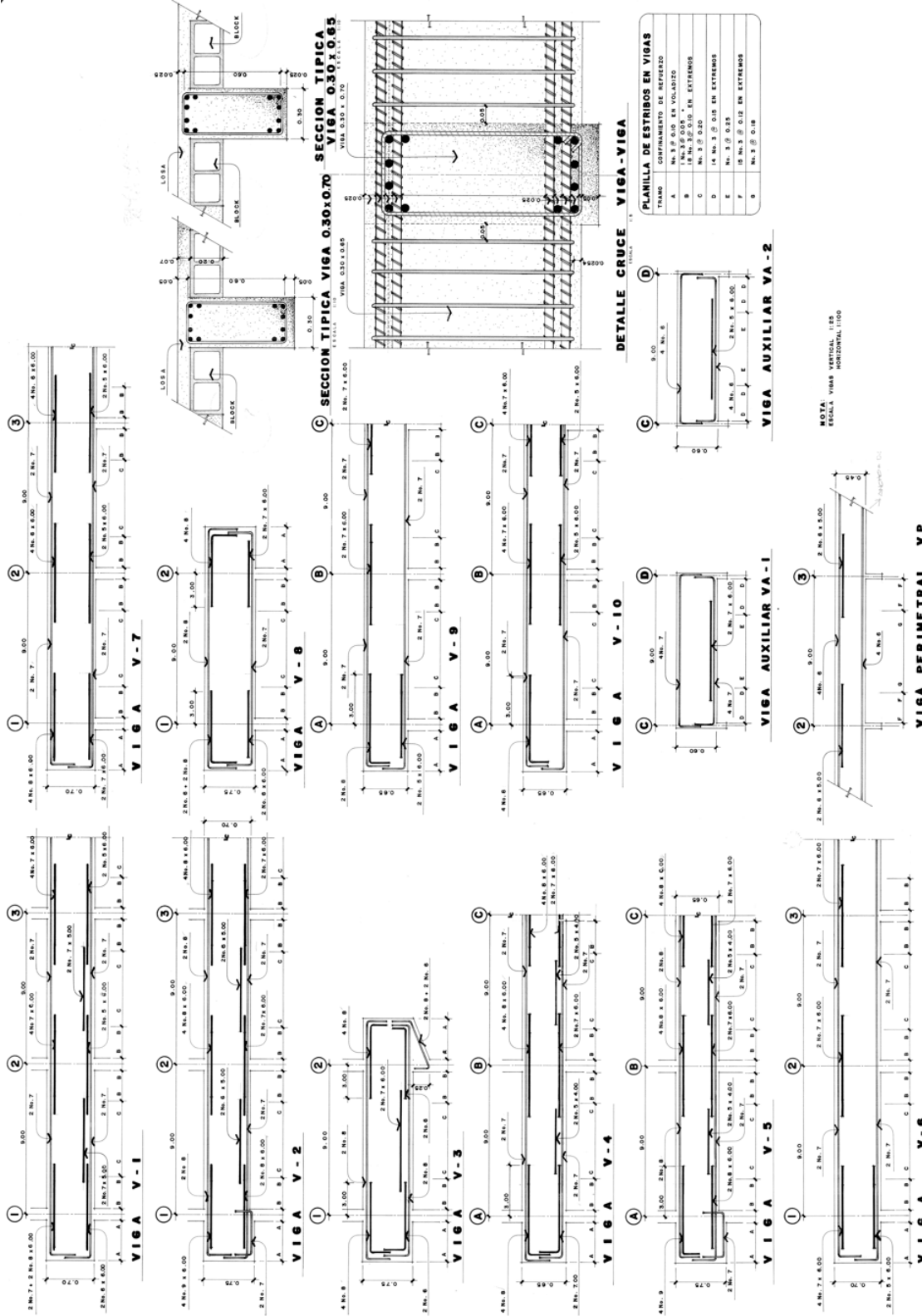
**PLANTA ARMADO DE LOSA PRIMER ENTREPISO NIV + 3.55**

ESPECIFICACIONES DE INSTALACION DE LOSA Y NERVIOS DE ACERO #14 BAJO CARGA (1000) DE 20mm DE ANCHURA CONTINUA DE CADA VIGA, DEBE SER UNO CON UN ESPESOR DE 20mm

NOTAS: VER TABLAS E-8

SECCION X-X  
E.S.C.A.L.A. 1/20

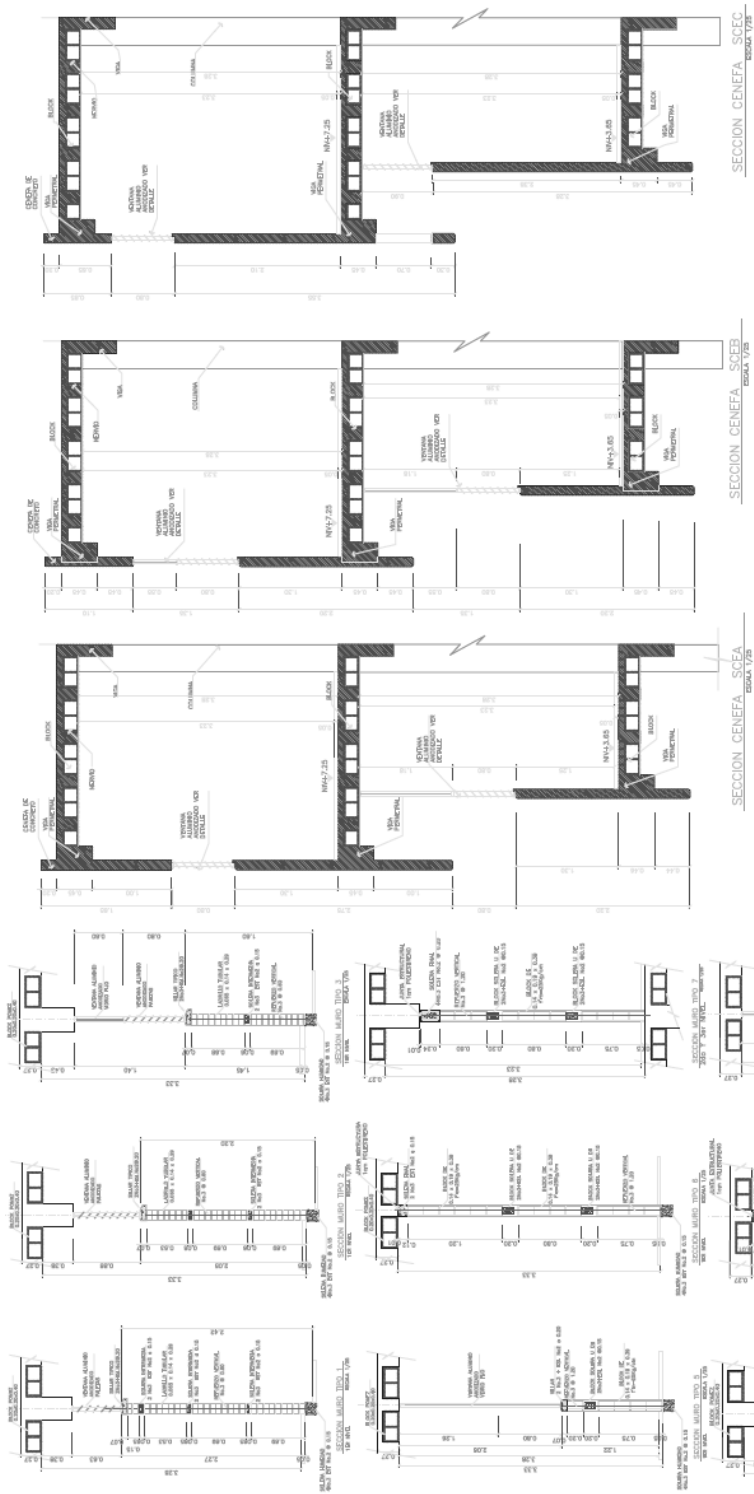





**PLANILLA DE ESTRIBOS EN VIGAS**

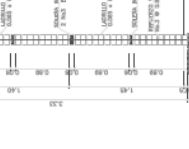
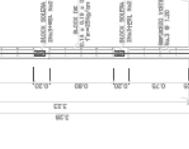
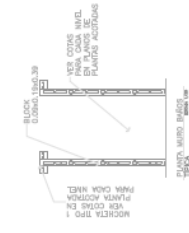
TRAMO	COMPONENTES DE REFUERZO
A	NA 3 Ø 10 EN VOLADIZO
B	1 NA 3 Ø 10 + 2 NA 3 Ø 10
C	1 NA 3 Ø 10 EN EXTREMOS
D	1 NA 3 Ø 10 EN EXTREMOS
E	1 NA 3 Ø 10 EN EXTREMOS
F	1 NA 3 Ø 10 EN EXTREMOS
G	1 NA 3 Ø 10 EN EXTREMOS

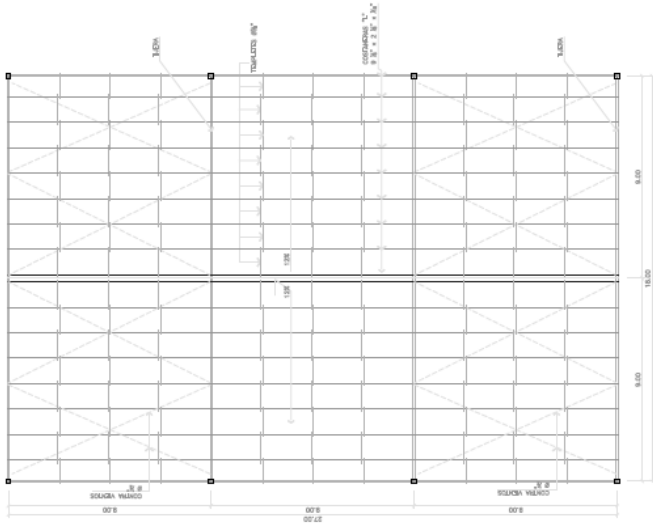
HASTA ESCALA VIGAS VERTICAL 1:25  
HORIZONTAL 1:100



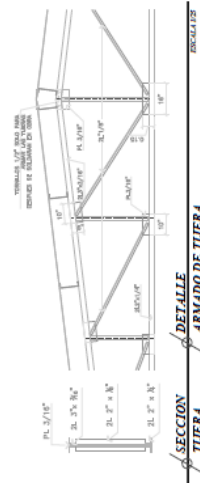
NOTAS  
 VER HOJAS E-8 E-9 E-11  
 MOD. E-11  
 MOD. E-11  
 VER DETALLE DE COLUMNAS Y VIGAS EN HOJAS A-13  
 VER DETALLE DE COLUMNAS Y VIGAS EN HOJAS A-13  
 VER OBSERVACION DE MUROS DE HOJA E-1  
 VER MUROS DE SECCION DE ASISTENCIA EN HOJA E-2

 <b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b>	
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA MAESTRIA Y TERTERA DE INGENIERIA EN CONSTRUCCION	
PROYECTO:	EDIFICIO MODULAR 3 MUROS Y PAREDES
LOCALIDAD:	CENTRO URBANIZADO DE OCCIDENTE-CINCO-DIEZQUINTAS CAROLINA GUATEMALA
DISCIPLINA:	COMPUTOS ESTRUCTURALES
HOJA:	E1035
FECHA:	16/05/2020
<b>COMPUTOS DE MUROS</b>	

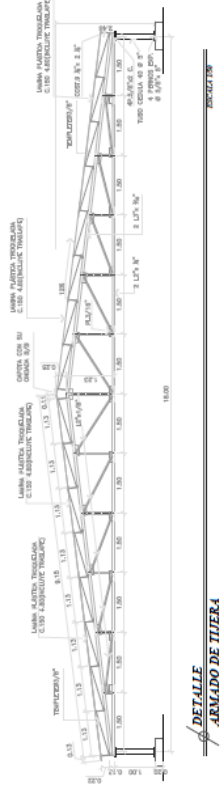




**PLANTA ESTRUCTURA DE TECHO FINAL**



**SECCION TIJERA ARMADO DE TIJERA**



**DETALLE ARMADO DE TIJERA**



**DETALLE COSTANERA LATERAL**



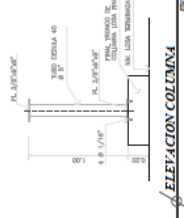
**DETALLE VIGA RIGIDIZANTE CUMBRERA LATERAL-II**



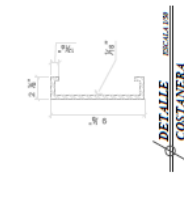
**DETALLE COSTANERA CENTRAL**



**DETALLE VIGA RIGIDIZANTE CUMBRERA CENTRAL-II**



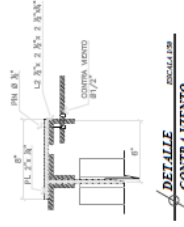
**ELEVACION COLUMNA**



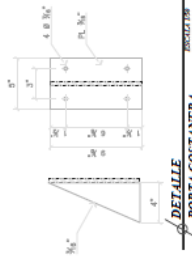
**DETALLE COSTANERA**



**DETALLE VIGA R CUMBRERA**



**DETALLE CONTRAVIENTO**



**DETALLE PORTA COSTANERA**



**PLANTA COLUMNA**

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

PROYECTO: CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE-CHIMUL-QUETZALENANDO

CONSTRUCCION: CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE-CHIMUL-QUETZALENANDO

HOJA: 53

DETALLES ESTRUCTURA EN PATIO CENTRAL

## 11.11 Lista de Abreviaturas

ACI	Instituto americano del concreto (ACI por sus siglas en ingles American Concrete Institute)
ADRS	Espectro de respuesta Aceleración-Desplazamiento (ADRS por sus siglas en ingles Acceleration-Displacement Response Spectrum)
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
ASCE	Sociedad americana de Ingenieros civiles (ASCE, por sus siglas en inglés American Society of Civil Engineers)
ASTM	Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (por sus siglas en ingles American Society for Testing and Materials)
ATC	Concejo de Tecnologia aplicada (ATC por sus siglas en inglés Applied Technology Council)
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas
CP	Prevención de colapso.
CSI	Computers & Structures, Inc.
CUNOC	Centro Universitario de Occidente
DC	Control de daños
ETABS	Software de análisis y diseño de edificios
$f_c$	Resistencia al a compresión del concreto
FEMA	Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés Federal Emergency Management Agency)
$f_y$	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
IO	Ocupación Inmediata
ISE	Interacción suelo estructura
LS	Seguridad de la vida
NEHRP	National Earthquake hazard Reduction Program
NIST	Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST por sus siglas en Ingles: National Institute of Standards and Technology)
NSE	Norma de Seguridad Estructural
NTG	Norma Técnica Guatemalteca

OD	Objetivo de desempeño
PC	Prevención de colapso.
PD	Punto de desempeño
PDB	Punto de desempeño sismo básico ordinario
PDE	Punto de desempeño sismo extremo
PDS	Punto de desempeño sismo severo
SDF	Un grado de libertad (SDF por sus siglas en ingles Single-Degree-of-Freedom)
SB	Sismo Básico u Ordinario
SE	Sismo Extremo
SEAOC	Asociación de Ingenieros estructurales de california (SEAOC por sus siglas en Ingles: Structural Engineers Association of California)
SEI	Instituto de Ingeniería Estructural (SEI por sus siglas en inglés Structural Engineering Institute)
SL	Seguridad Limitada
SPT	Ensayo de penetración Estándar (SPT por sus siglas en inglés: Standard Penetration Test)
SV	Sismo Severo
SV	Seguridad de la vida