

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

**“OPTIMIZACIÓN DE VIGAS DE ACOPLÉ EN SISTEMAS E4 DE CONCRETO  
REFORZADO PARA LA REDUCCION DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE  
ACUERDO AL ACI 318-19, AGIES NSE 2018, MEDIANTE UN ANALISIS  
DINAMICO NO LINEAL, PARA LA ZONA 9 DE QUETZALTENANGO”**

**TESIS PRESENTADA POR**

**MARIO RONALD DAVID XICARÁ LÓPEZ**

**PREVIO A OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL  
QUE LO ACREDITA COMO**

**MAESTRO EN CIENCIAS  
EN INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMORRESISTENTE**

**ASESOR:**

**MSc. ING. MIGUEL PERALTA SALAS**

**Quetzaltenango, febrero de 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 Ivonne Véliz Vargas

**CONSEJO DIRECTIVO**

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

**SECRETARIO ADMINISTRATIVO** M 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. Genner Villareal Castro.

**Asesor de Tesis**

M Sc. Miguel Peralta.

**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)



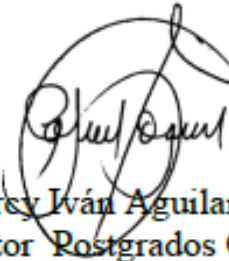

## ORDEN DE IMPRESIÓN POST-CUNOC-094-2021

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. 85-2021 de fecha 02 de noviembre de 2021, suscrita por los Miembros del Tribunal Examinador designados para realizar Examen Privado de la Tesis Titulada **“Optimización de vigas de acople en Sistemas E4 de concreto reforzado para la reducción de la vulnerabilidad sísmica de acuerdo al ACI 318-19, AGIES NSE 2018, mediante un análisis dinámico no lineal ”** Presentada por él (la) maestrante **Mario Ronald David Xicará López**, Registro Académico No. 200431232, 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  
24 de septiembre de  
2021


Señores

Consejo académico de Postgrados.  
Departamento de Estudios de Postgrados  
Centro Universitario de Occidente  
Universidad de San Carlos de Guatemala

Con todo respeto me permito hacer de su conocimiento que, de acuerdo con lo resuelto en el punto QUINTO, INICISO 5.1.:44) del Acta de POSTGRADOS 014-2019, de la sesión celebrada por el consejo académico de Postgrados, el 26 de noviembre de 2019, se me nombro como asesor del trabajo de tesis del Maestrante Mario Ronald David Xicará López.

En tal sentido me permito informar que he tenido a bien la revisión del proyecto de Tesis del Maestrante Mario Ronald David Xicará López, Carné No. 2231 62094 0901, Registro Académico 200431232, Estudiante de la Maestría en Ingeniería Estructural y Sismo Resistente, del punto de Tesis denominado "OPTIMIZACIÓN DE VIGAS DE ACOPLÉ EN SISTEMAS E4 DE CONCRETO REFORZADO PARA LA REDUCCION DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ACUERDO AL ACI 318-19, AGIES NSE 2018, MEDIANTE UN ANALISIS DINÁMICO NO LINEAL, PARA LA ZONA 9 DE QUETZALTENANGO", y manifiesto que el informe de Tesis ha sido finalizado satisfactoriamente y comunico a ustedes que se emite Dictamen Favorable, en tal sentido se informa que se realizaron las correcciones pertinentes y los ajustes necesarios. Por lo que el trabajo en referencia cumple con los requerimientos.

Atentamente.



Ing. Miguel Peralta Salas. M.Sc.  
Ing. Estructural – Costa Rica / Magister Pontificia Universidad Católica de Chile  
Profesor Maestría En Ingeniería Estructural y Sismo Resistente. Universidad de San Carlos -  
Guatemala



**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.85-2021 la que literalmente dice:-----

En la ciudad de Quetzaltenango, siendo las once 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/bgq-vraj-xiu, el Honorable Tribunal Examinador, integrado por los siguientes profesionales: **Presidente: M Sc. Mima 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 Peralta**; **Experto: Dr. Genner Villareal Castro**; 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) Mario Ronald David Xicará López identificado(a) con el registro Académico No. 200431232 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 Iván Aguilar Argueta**  
Director de Postgrados

## Dedicatoria

- A DIOS: Por permitirme ver otro sueño más cumplido, porque él ha sido fiel, la gloria y la honra sean a él.
- A MIS PADRES: Por ser un ejemplo de vida para mí, con este logro honro su amor, sacrificio, confianza y apoyo.
- A MI ESPOSA: Licenciada Ingrid Merary Barrios Ramírez, por su amor y apoyo total e incondicional.
- A MI HIJO: Mario David, como un ejemplo de superación, perseverancia para tu vida, para nunca rendirte.
- A MI ASESOR: M Sc. Miguel Peralta Salas, por su apoyo, por creer en este proyecto desde el principio.
- A MIS AMIGOS: De la MIES Cohorte 2018 por compartir su experiencia, conocimiento y amistad.
- A CUNOC-USAC: Mi alma Mater, por formarme con principios morales y éticos.

## ÍNDICE GENERAL

	Pág.
RESÚMEN .....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	2
1.1. PRESENTACIÓN .....	5
1.2. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	5
1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	6
1.4. PREGUNTAS DE INVESTIGACION .....	8
1.5. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION .....	9
1.6. OBJETIVOS .....	12
1.6.1. Objetivo general .....	12
1.6.2. Objetivos específicos.....	12
2. METODOLOGIA.....	13
2.1 CARÁCTER DEL ESTUDIO .....	13
2.2 PROCESO METODOLÓGICO.....	13
3. ESTADO DEL ARTE .....	15
3.1 INTRODUCCION AL ESTADO DEL ARTE .....	15
3.2 Estado del arte e investigación de vigas de acople.....	16
3.3 Estado del arte de los sistemas estructurales E4 en Guatemala.....	17
3.4 Sistemas de Muros Acoplados .....	20
3.5 Vigas de Acople.....	20
3.6 Vigas de Acople diseñadas como vigas diagonalmente reforzadas.....	22
3.7 Muros Acoplados.....	27
4. ANALISIS ESTRUCTURAL ESTATICO Y DINAMICO ESPECTRAL .....	28
4.1 Procedimiento de modelado.....	28
4.2 Cargas y combinaciones de carga .....	31
4.3 Análisis de la estructura .....	32
4.4 Requisitos para el diseño sísmico para edificio con sistema estructural E4	
33	
4.5 Requisitos para columnas, vigas, muros de cortante y vigas de acople.	



4.6	Requisitos y condiciones para el diseño de Columnas en zona sísmica. ...	35
4.7	Requisitos y condiciones para el diseño de Vigas. ....	37
4.8	Restricciones de tamaño de los muros. ....	38
4.9	Requisitos y condiciones para el diseño de Vigas de acople .....	49
4.10	Análisis Estructural estático equivalente y modal espectral basado en AGIES NSE 2 2018 .....	49
4.11	Predimensionamiento de la estructura .....	51
4.12	Métodos de análisis sísmicos. ....	53
4.13	Resultados de la carga lateral sísmica. ....	54
4.14	Efectos de segundo orden e índice de estabilidad. ....	60
4.15	Efectos P-Delta. ....	61
4.16	Análisis y diseño estructural de vigas de acople. ....	64
5.	ANALISIS ESTRUCTURAL DINAMICO NO LINEAL Y NIVELES DE DESEMPEÑO .....	67
5.1	Introducción.....	67
5.2	Normativa para modelar y realizar un análisis no lineal dinámico. ....	67
5.3	Modelos histéreticos.....	68
5.4	Modelo bilineal de Takeda .....	74
5.5	Modelo de degradación de Takeda.....	75
5.6	Análisis dinámico no lineal por el ASCE 41-13.....	79
5.7	Registros de aceleración sintéticos.....	81
5.8	Registros de aceleración sísmico escalados .....	90
5.9	Objetivos de desempeño.....	92
5.10	Modelado de elementos en concreto reforzado.....	93
5.11	Modelos no lineales de elementos estructurales. ....	94
5.12	Modelo no lineal del comportamiento de vigas de acople. ....	95
5.13	Relaciones constitutivas de los materiales .....	97
5.14	Relaciones momento-curvatura de vigas de acople. ....	105
5.15	Parámetros de deformaciones.....	108
5.16	Modelado de plasticidad concentrada .....	111

5.17	Resumen de cálculos numéricos para definición de rotulas plásticas...	114
5.18	Calculo de rigidez efectiva y comparación con ACI 318-19.....	116
5.19	Escalamiento de registros sintéticos con el programa SeismoMatch 2020. 120	
5.20	Análisis No lineal Rápido FNA (Fast Non Linear por sus siglas en ingles) 122	
5.21	Método de los Vectores de Ritz dependientes de la carga (LDR) .....	124
5.22	Comparación entre el método FNA y el método de integración directa en análisis lineales tiempo historia. ....	124
5.23	Ecuaciones de Equilibrio fundamentales.....	125
5.24	Resultados de análisis dinámico no lineal FNA.....	126
6.	DISIPACION DE ENERGIA, ANALISIS Y CONTROL DE VIBRACIONES	132
6.1	Energía disipada.....	132
6.2	Balance energético.....	133
6.3	Comportamiento histéretico de rotulas plásticas. ....	134
6.4	Disipación de Energía del sistema estructural E4 .....	136
6.5	Análisis y Control de vibraciones por desempeño estructural (Performance Check).....	138
	CONCLUSIONES.....	143
	RECOMENDACIONES.....	146
	REFERENCIAS.....	148
	ANEXOS.....	151

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Modelo RVT edificio de 20 niveles, Planta, elevacion norte y sur, esquema en 3D con codigo de colores de los componentes estructurales. ....	11
Figura 2 Proceso metodológico de la investigación. ....	14
Figura 3 Armado de muros de cortante con viga de acople. Fuente: archivo fotográfico personal. ....	19
Figura 4 Espacio de diseño para vigas de acoplamiento ....	20
Figura 5 Confinamiento de diagonales individuales. ....	23
Figura 6 Confinamiento de la sección de una viga de acople con refuerzo en diagonal. ....	23
Figura 7 Diagrama de cuerpo libre a la mitad de la viga de acople diagonalmente reforzada. ....	25
Figura 8 Características de sección transversal de muros acoplados. ....	27
Figura 9 Curva de capacidad P-M para muros acoplados. ....	28
Figura 10 Modelo de un edificio en estudio y modos de vibración principales ordenados, traslacionales los primeros dos y rotacional el tercero. ....	30
Figura 10 Muro con distribución Tension-Compresion a) Sección típica de muro, b) Distribución de deformaciones y c) Resultantes de fuerzas internas Tension-Compresion. ....	43
Figura 12 Configuración del refuerzo transversal del borde y ganchos suplementarios del alma. ....	47
Figura 13 Desarrollo de del refuerzo horizontal del muro en el elemento de borde confinado. ....	47
Figura 14 Resumen de requisitos de elementos de borde para muros especiales	48
Figura 15 Resumen de requisitos especiales para muro y machón. ....	48
Figura 16 Espectro de respuesta AGIES NSE 2018 para la zona 9 de Quetzaltenango. ....	56
Figura 17 Deriva lateral sentido Este-Oeste al límite de cedencia con el sismo de diseño dinámico al 80% de la deriva lateral máxima permisible. ....	57
Figura 18 Deriva lateral por nivel sentido Norte-Sur al límite de cedencia con el sismo de diseño dinámico al 54% de la deriva lateral máxima permisible. ....	57

Figura 19 Deriva lateral sentido Este-Oeste al límite de cedencia con el sismo de diseño dinámico al 106% de la deriva lateral máxima permisible, para el sistema dual no acoplado. ....	59
Figura 20 Deriva lateral por nivel sentido Norte-Sur al límite de cedencia con el sismo de diseño dinámico al 94% de la deriva lateral máxima permisible, para el sistema dual no acoplado. ....	60
Figura 21 Diseño de elemento Frame B2, Viga de acople unidades en sistema inglés. ....	65
Figura 22 Comprobación de diseño de viga de acople de programa ETABS, unidades en sistema inglés. ....	66
Figura 23 Definición de un ciclo de histéresis. ....	71
Figura 24 Tipos de modelos histéreticos. ....	71
Figura 25 Índice de disipación de energía por histéresis. ....	72
Figura 26 Modelo bilineal de Takeda. ....	75
Figura 27 Modelo de degradación de Takeda (Fuente: Autoría propia).....	76
Figura 28 Modelo de Takeda (Tomado de Lecture Notes, Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concreto Buildings, August 2002 Shusuke Otani, Chapter 11, p 25). ....	78
Figura 29 Índice de disipación de energía para el modelo de degradación de Takeda. (Tomado de Lecture Notes, Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concreto Buildings, August 2002 Shusuke Otani, Chapter 11, page 25). ....	79
Figura 30 Registro sintético de 40 segundos para espectro de diseño de normativa AGIES NSE 2018. ....	80
Figura 31 Función de intensidad $f(t)$ para un proceso no estacionario $a(t)$ . ....	84
Figura 32 Valor absoluto para la función combinada de filtrado. ....	87
Figura 33 Acelerograma sintético ajustado para ser compatible con un espectro de diseño suavizado. ....	89
Figura 34 Espectro de respuesta de diseño suavizado y espectro de respuesta para acelerograma sintético ajustado. ....	90
Figura 35 Ejemplo de un registro de aceleración del sismo Imperial Valley en 1970	

de los 11 pares de registros elegidos, duración 63.24 segundos para escalar al espectro de diseño de normativa AGIES NSE 2018 Fuente: Autoría Propia. ....	92
Figura 36 Grafico de objetivos de desempeño grafico según FEMA 451 B. ....	93
Figura 37 Modelos de plasticidad concentrada y distribuida.....	94
Figura 38 Relaciones generalizadas fuerza-deformación para elementos de concreto.....	96
Figura 39 Grafico de la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo propuesta por Mander (1983). ....	97
Figura 40 Representación esquemática de la relación esfuerzo-deformación para análisis estructural (Utilizar 0.4fcm para la definición de Ecm que es una aproximación) (en.1992.1.12004) .....	99
Figura 41 Representación esquemática de la relación esfuerzo-deformación para análisis estructural de concreto confinado (Anexo E) (en.1998.2.2005) .....	101
Figura 42 Gráficos de momento-curvatura de las secciones transversales de las diferentes vigas de acoplamiento .....	105
Figura 43 Gráficos de momento-curvatura de las secciones transversales de las diferentes vigas de acoplamiento .....	106
Figura 44 Gráficos de momento-curvatura de las secciones transversales de las diferentes vigas de acoplamiento .....	107
Figura 45 Relaciones de esfuerzo-deformación generalizadas para concreto armado (ASCE/SEI, 2013).....	108
Figura 46 Rotación de cuerda en vigas de acople en muros de cortante definido en (ASCE/SEI 41-13) .....	109
Figura 47 Definición de los parámetros de las relaciones esfuerzo-deformación en ETABS, controlada por flexión.....	111
Figura 48 Definición de los parámetros de las relaciones esfuerzo-deformación en ETABS, controlada por cortante. ....	112
Figura 49 Esfuerzos elásticos en viga de acople dados por un momento de igual magnitud en los extremos.....	113
Figura 50 Escalamiento de registros proporcionados por MSc. Ing. Miguel Peralta .....	121

Figura 51 Calculo del promedio de los espectros de respuesta para los registros sintéticos. ....	121
Figura 52 Grafico de desplazamientos máximos de entrepiso de análisis modal espectral con $R=1.00$ y análisis dinámico no lineal tiempo historia. ....	128
Figura 53 Grafico de selección de los registros sintéticos que dan la máxima respuesta estructural de desplazamiento comparada con la respuesta del análisis modal espectral con $R=1.00$ . ....	129
Figura 54 Grafico de derivas laterales de entrepiso de análisis modal espectral con $R=1.00$ y análisis dinámico no lineal tiempo historia. ....	130
Figura 55 Grafico de selección de los registros sintéticos que dan la máxima respuesta estructural de deriva lateral comparada con la respuesta del análisis modal espectral con $R=1.00$ . ....	131
Figura 56 Histéresis viga de Acople Eje 8 N8 .....	135
Figura 57 Energía disipada por Viga de Acople Eje 8 N8 7.93 tonf-m. ....	135
Figura 58 Energía de la entrada del sismo vs Mecanismos de disipación .....	136
Figura 59 Energía disipada por comportamiento histerético no lineal. ....	137
Figura 60 Performance Check para Ocupación inmediata, indica que al menos 12 vigas de acople no cumplen para este nivel de desempeño. ....	139
Figura 61 Performance Check para Seguridad de vida, indica que todos los elementos estructurales cumplen, este es uno de los niveles de desempeño para el que se diseñó la estructura. ....	140
Figura 62 Performance Check para Prevención de colapso, indica que todos los elementos estructurales cumplen, este es uno de los niveles de desempeño para el que se diseñó la estructura. ....	141
Figura 63 Tipos de energía en análisis energético para el registro sintético de 30 segundos. ....	169
Figura 64 Tipos de energía en análisis energético para el registro sintético de 35 segundos. ....	170
Figura 65 Tipos de energía en análisis energético para el registro sintético de 40 segundos. ....	171

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factores de participación de masa modal y periodos naturales de vibración.....	31
Tabla 2 Integración de cargas gravitacionales de servicio de acuerdo con AGIES NSE 2.....	31
Tabla 3 Valores de altura mínima para vigas de concreto reforzado. ....	37
Tabla 4 Espesores mínimos de muro.....	39
Tabla 5 Chequeo de Presiones en columnas.....	51
Tabla 6 Comparación de derivas laterales admisibles vs derivas laterales unitarias máximas de entrepiso, para sistema dual acoplado. ....	55
Tabla 7 Resultados de cortantes basales estáticos, dinámico espectral de diseño y dinámico espectral de derivas, Datos obtenidos de ETABS. ....	56
Tabla 8 Secciones de diseño .....	58
Tabla 9 Comparación de derivas laterales admisibles vs derivas laterales unitarias máximas de entrepiso, para el sistema dual no acoplado.....	58
Tabla 10 Revisión de Efecto P-Delta en dirección Este-Oeste.....	63
Tabla 11 Revisión de Efecto P-Delta en dirección Norte-Sur. ....	64
Tabla 12 Lista de Selección de registros acelerograficos tomados de la base de datos de PEER.....	91
Tabla 13 Características calculadas analíticamente para refuerzos longitudinales y transversales .....	98
Tabla 14 Tabla de valores EC2 para el cálculo de resistencia y deformación de concreto sin confinar.....	100
Tabla 15 Relaciones constitutivas del concreto confinado y sin confinar. ....	104
Tabla 16 Parámetros de modelado para análisis no lineal en vigas de acople por flexión.....	109
Tabla 17 Parámetros de modelado para análisis no lineal en vigas de acople por corte. ....	110
Tabla 18 Calculo de rotaciones para rotulas controladas por flexión y definición de los límites de aceptación haciendo uso del ASCE/SEI 41-13 para los ejes número 3 y 8. ....	114

Tabla 19 Calculo de rotaciones para rotulas controladas por corte y definición de los límites de aceptación haciendo uso del ASCE/SEI 41-13 para los ejes número 3 y 8. ....	115
Tabla 20 Calculo de rotaciones para rotulas controladas por flexión y definición de los límites de aceptación haciendo uso del ASCE/SEI 41-13 para los ejes número 5 y 6. ....	115
Tabla 21 Calculo de rotaciones para rotulas controladas por corte y definición de los límites de aceptación haciendo uso del ASCE/SEI 41-13 para los ejes número 5 y 6. ....	116
Tabla 22 Valores de rigidez efectiva a utilizarse en análisis no lineal de estructuras (ACI, 2019) Pág. 593. ....	117
Tabla 23 Análisis para la determinación de la rigidez de vigas de acople para el eje estructural 3 del edificio de 20 niveles. ....	118
Tabla 24 Análisis para la determinación de la rigidez de vigas de acople para el eje estructural 5 del edificio de 20 niveles. ....	119
Tabla 25 Análisis para la determinación de la rigidez de vigas de acople para el eje estructural 6 del edificio de 20 niveles. ....	119
Tabla 26 Análisis para la determinación de la rigidez de vigas de acople para el eje estructural 8 del edificio de 20 niveles. ....	120
Tabla 27 Comparativo de desplazamientos de análisis modal espectral con $R= 1.00$ vs análisis dinámico no lineal tiempo historia.....	127
Tabla 28 Comparativo de derivas laterales de análisis modal espectral con $R= 1.00$ vs análisis dinámico no lineal tiempo historia.....	130
Tabla 29 Calculo de cuantía de acero para diagonales de vigas de acople.....	151
Tabla 30 Calculo de la cuantia de acero para diagonales de vias de acople .....	152
Tabla 31 Diagrama momento curvatura VAFC490 Eje 5 y 6.....	153
Tabla 32 Diagrama momento curvatura VAFC350 Eje 5 y 6.....	154
Tabla 33 Diagrama momento curvatura VAFC490 N2 Eje 5 y 6 .....	155
Tabla 34 Diagrama momento curvatura VAFC350 N9 Eje 5 y 6 .....	156
Tabla 35 Diagrama momento curvatura VAFC490 N8 Eje 5 y 6 .....	157
Tabla 36 Diagrama momento curvatura VAFC280 Eje 5 y 6.....	158



Tabla 37	Diagrama momento curvatura VAFC280 Eje 5 y 6.....	159
Tabla 38	Diagrama momento curvatura VAFC280 N20 Eje 5 y 6 .....	160
Tabla 39	Diagrama momento curvatura VAFC490 Eje 3 Y 8 .....	161
Tabla 40	Diagrama momento curvatura VAFC350 Eje 3 Y 8 .....	162
Tabla 41	Diagrama momento curvatura VAFC280 N15 Eje 3 Y 8.....	163
Tabla 42	Diagrama momento curvatura VAFC490 N2 Eje 3 Y 8.....	164
Tabla 43	Diagrama momento curvatura VAFC350 N9 Eje 3 Y 8.....	165
Tabla 44	Diagrama momento curvatura VAFC280 N16 Eje 3 Y 8.....	166
Tabla 45	Diagrama momento curvatura VAFC490 N8 Eje 3 Y 8.....	167
Tabla 46	Diagrama momento curvatura VAF280 N19 Eje 3 Y 8 .....	168

## RESÚMEN

La construcción de edificios de grandes alturas en ciudad de Guatemala se remonta a los años ochenta, la práctica de la ingeniería era una cuestión más de ética y profesionalismo que del uso y empleo de códigos, al no tener reglamentación ni normativa, surgió la idea de un grupo de profesionales de crear primeramente una asociación que unificara todo lo anterior y en el año de 1,996 nace la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sismorresistente AGIES.

El código de diseño adoptado para la construcción de edificios de concreto armado por parte de AGIES es el código ACI del comité 318, para el diseño sistemas estructurales E-4. El correcto diseño y detallado de una viga de acople debe cumplir con varias condicionantes que el código ACI 318-19 establece, superadas estas limitaciones si todo se realizó correctamente las vigas de acople gobernadas por comportamiento a cortante, reducen alrededor de un 50% la deriva lateral máxima permitida comparadas con el uso de vigas gobernadas por flexión.

En el estado del arte actual, muy pocos diseñadores hacen uso de las vigas de acople para la construcción de edificios altos, por las limitaciones arquitectónicas respecto a la altura de entrepiso y altura útil ya que las mismas tienen restricciones de relación de aspecto de las vigas de acople.

La propuesta de investigación está enfocada en hacer uso del análisis estructural dinámico no lineal, que estima la cantidad de energía absorbida por el sistema dual y de cada viga de acople para saber que dimensiones son las óptimas en las vigas de acople, de edificio de 20 niveles propuesto, diseñado con el ACI 318-19, y nos indica que se disminuye la vulnerabilidad estructural al tener un correcto desempeño sismorresistente.

*Palabras Clave: Sistemas Duales, vulnerabilidad sísmica, Muros de Cortante, Vigas de Acople, desempeño estructural.*

## 1. INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de investigación, se realizó un análisis y diseño estructural normativo basado en AGIES NSE 2018, ACI 318-19, para un sistema estructural E4 con vigas de acople, adicional para corroborar la hipótesis, se analizó la misma estructura sin el uso de vigas de acople, es decir con vigas de concreto reforzado con comportamiento de falla a flexión.

Con los datos de cuantías de acero y secciones de los elementos estructurales del sistema de resistencia lateral, se hizo uso del software comercial ETABS, para modelar rotulas plasticas basadas en la teoría de ciclos histéreticos de Takeda y la información que ASCE 41-13 especifica, también la definición correcta de las propiedades no lineales de los materiales basados en el Eurocodigo EC2 y EC8, todo esto para capturar el comportamiento dinámico no lineal de un edificio de 20 niveles que se usó como modelo inicial.

Se conto con tres pares de acelerogramas sintéticos compatibles con los espectros de respuesta de la normativa AGIES NSE 2.1, proporcionados por el MSc. Ing. Miguel Peralta, para realizar un análisis dinámico no lineal tiempo-historia, del cual se obtuvo la energía de disipación de los fusibles del sistema, nuestras vigas de acople, las que, cumpliendo con las relaciones de aspecto adecuadas, fueron optimizadas en una relación  $l_n/h$  2.4:1, que optimizan el diseño normativo.

Por lo que tenemos que el motivo de esta investigación será determinar cuál es el comportamiento de las vigas de acople de una estructura de concreto armado bajo una excitación sísmica en la base sabiendo que el concreto armado es un material anisotrópico, no homogéneo y optimizar las dimensiones de estos elementos para que su comportamiento sea la formación de rotulas plásticas que disipen energía y que con ello reduzcan la vulnerabilidad sísmica haciendo que los

muros de cortante interactúen en conjunto al disminuir los desplazamientos laterales

Para lograr esto se tienen los objetivos siguientes de la investigación para dar una delimitación de la misma, que pasa primero por realizar un diseño estructural de acuerdo al ACI 318-19 y AGIES NSE 2018, para los elementos estructurales que conforman el sistema de resistencia lateral (Columnas, Vigas, Muros de Cortante, Vigas de Acople), en segundo lugar es realizar un proceso de análisis estructural para optimizar las dimensiones de las vigas de acople, el tercer objetivo es definir los alcances del análisis dinámico no lineal en edificios de concreto armado con un sistema estructural E4, FEMA 273, FEMA 356 y ASCE/SEI 41-13.

Y por último analizar el sistema estructural E-4 a través de análisis dinámico no lineal tiempo historia.

Lo anteriormente expuesto nos conduce a la siguiente hipótesis:

Los sistemas estructurales E4 de la normativa AGIES NSE 2018, diseñados según el código ACI 318-19 deben tener un adecuado desempeño estructural al hacer uso de vigas de acople, que debe reducir la vulnerabilidad sísmica.

Para lograr todos los objetivos propuestos anteriormente, se realizó una investigación cuantitativa sobre modelos de plasticidad concentrada para vigas de acople y muros de cortante, de acuerdo con las tablas de deformación angular y de cuerda, así parámetros de aceptación de rotulas plasticas definidas en ASCE 41-13, para tener un mejor aprovechamiento de esto se utilizó interpolación lineal para tener valores en función de la cuantía de acero del refuerzo diagonal que tienen las vigas de acople con la teoría y formulaciones establecidas de más de 300 ensayos de vigas de acople, de acuerdo con (Son Vu & Beyer, 2015).

Para con estos modelos de plasticidad concentrada, utilizar la información

generada y realizar el análisis dinámico no lineal de historia en el tiempo con acelerogramas sintéticos, para determinar la cantidad de energía disipada por las vigas de acople y muros de cortante y cuantificar el porcentaje relativo a la energía del sismo sintético.

Todo esto se presenta en seis capítulos, desarrollados de la siguiente forma:

En el capítulo 1, se presenta a manera de introducción lo relacionado a las ideas de investigación, el porqué de esta investigación, la hipótesis, objetivos específicos y objetivo general, es decir la justificación del presente trabajo de tesis de Maestría.

En el capítulo 2, se aborda el estado del arte de la ingeniería estructural en Guatemala referente a sistemas estructural E-4, desde los conceptos básicos de los elementos estructurales más relevantes para este estudio, como lo son las vigas de acople y muros de cortante según el ACI 318-19

La metodología de investigación utilizada en la presente investigación se ve en el en el capítulo 3, se aborda el enfoque que se utilizó y se presentan la forma de solución en fases de todo lo investigado y desarrollado.

El análisis estructural estático equivalente y dinámico modal espectral se presenta en el capítulo 4, donde se hace mención de la forma correcta del uso de cada análisis, la calibración de las fuerzas sísmicas a nivel de cedencia y los resultados de análisis, .

En el capítulo 5, se presenta el análisis estructural dinámico no lineal y los niveles de desempeño, aquí se realizó una investigación de la literatura internacional de normativas y códigos para realizar el ANDNL, que va desde las definiciones de plasticidad, tablas de deformaciones por modos de falla frágil y dúctil de todos los elementos estructurales que se espera presenten daño y rotulación plástica, así

como también se define el nivel de desempeño esperado por este edificio de 20 niveles, así como los resultados del análisis dinámico no lineal.

En el capítulo 6 se ve la disipación de energía, análisis y control de vibraciones, que se pueden ver al realizar un balance energético de la energía disipada, pasando por análisis del comportamiento histéretico local y global de las rotulas plasticas producto de la disipación de energía, para comprobar por relaciones demanda-capacidad que el desempeño de la estructura es el adecuado.

## **1.1. PRESENTACIÓN**

Se presenta la línea de investigación que tuvo como objetivo el presente estudio de tesis realizado en el municipio de Quetzaltenango, referente al comportamiento estructural de vigas de acople en sistemas estructural E4 según la denominación de AGIES NSE 2018.

## **1.2. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA**

La construcción de edificios de altura considerable de acuerdo con la definición de la sección 3006.2 del International Building Code (IBC, 2018) (Edificios altos considerados a partir de 75 ft (22.86 m) niveles respecto al nivel de calle), construidos en la Ciudad de Guatemala y Quetzaltenango es muy común en nuestros días, por lo que cualquiera que tenga acceso a el uso de un software de análisis y diseño de estructuras de concreto, puede modelar y simular el comportamiento de los mismos bajo cargas sísmicas estáticas o dinámicas, pero existe un riesgo inherente cuando se usan este tipo de programas computacionales, ya que el uso no adecuado de los mismos, dará como resultado estructuras no aptas para soportar las solicitaciones de carga a las que estarán expuestas durante su vida útil y más, por lo que el usuario de los mismos debería al menos tener una certificación del uso de software de análisis y diseño estructural.

si a esto agregamos que la mayoría de los profesionales que trabajan en la ingeniería civil tienen conocimientos muy básicos en el campo de la ingeniería estructural, el problema se empeora y lo lamentable, que pocos saben utilizar la normativa vigente de Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES, 2018) para el análisis y diseño de estructuras de concreto armado.

En la mayoría de los casos se están diseñando edificios altos, que requieren de un sistema dual para controlar la deriva máxima permisible, pero los están analizando, planificando y diseñando como si estos fueran sistemas E-1 de marcos resistentes a momento que no cumplen con las derivas máximas permisibles para la misma configuración estructural, incrementando de esta forma la vulnerabilidad sísmica, al no cumplir la normativa.

Las construcciones en Quetzaltenango de edificios de gran altura, son recientes y muy pocas hacen uso de las bondades que el sistema estructural Dual E-4 brindan, a continuación, se presentaran imágenes que pretenden orientar, sobre la importancia del detallado adecuado de las vigas de acople, y sus repercusiones en los procesos constructivos, a la vez que deja una brecha para la mejora continua en el proceso de análisis y diseño estructural, que puede ser aprovechada para la optimización de estos elementos.

### **1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Existen incompatibilidades con las propuestas arquitectónicas de edificios, que no permiten la construcción de vigas de concreto armado con peraltes superiores a 60 cm o 70 cm como máximo, por requisitos de instalaciones, lo que incrementa la vulnerabilidad, al no poder acoplar muros de cortante, ya que de acuerdo al código de diseño y construcción del comité 318 del AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI, 2019) las vigas con  $(l_n / h) \geq 4$  deben cumplir con los requisitos indicados en lo especificado en el capítulo 18.6. por lo tanto, las vigas de

acople con refuerzo diagonal están restringidas a vigas que tengan una relación de aspecto  $(l_n/h) < 4$ , siendo estas las que pueden proporcionar rigidez y disipación de energía, pero al estar controladas por cortante pueden ser susceptibles a la degradación de resistencia y rigidez debido a cargas sísmicas.

Para optimizar las vigas de acople se deberán de utilizar esta relación de aspecto y el ángulo que forman las barras diagonales colocadas de manera más o menos simétrica en la sección transversal de la viga en dos o más capas, esto debido a estas barras diagonales intentan proporcionar toda la resistencia a cortante de la viga y la resistencia a momento correspondientes.

Cuando este sistema está sujeto a un fuerte movimiento sísmico, las vigas de acople funcionan como fusibles y típicamente disipan energía a través de largas rotaciones inelásticas en las mismas, cuando son correctamente detalladas. Las vigas de acople vinculan el comportamiento de dos muros de corte independientes en un sistema acoplado, por lo que un cuidado en el diseño de estas vigas es importante para logra el grado deseado de acople y un nivel de disipación de energía. El grado de acoplamiento del sistema impacta directamente en el sistema resistente lateral de fuerzas (Kent A., et al,2000)

Conocer la respuesta dinámica de las estructuras en el rango no lineal, nos permite saber que existen dos enfoques del comportamiento estructural; el primero basado en la no linealidad de los materiales (anisotrópicos, ortotrópicos, no homogéneos, etc.) y el segundo la no linealidad geométrica de los componentes estructurales cuando esta se encuentra en un estado deformado por una acción de carga lateral (sismo, viento), la que también nos indica la formación de mecanismos de disipación de energía (rotulas plásticas), al identificar las rotulas plásticas, podemos determinar el grado de disipación del sistema estructural Dual.

El modelado de las vigas de acople de manera no lineal ha tenido un incremento de aceptación al momento de usar el método de diseño basado en desempeño para



edificios altos con núcleo de muros de corte, que será objeto de estudio en este trabajo de investigación, (Wallace, 2007,p 616)

Los parámetros de modelado para las diagonales de refuerzo en las vigas de acople se pueden ver de las tablas 6-17 de FEMA 273 por sus siglas en ingles FEDERAL EMERGENCY MANGEMENT AGENCY (FEMA, 1997), las cuales disponen de datos de pruebas límite mostrados en FEMA 356 por sus sugras en ingles FEDERAL EMERGENCY MANGEMENT AGENCY (FEMA, 2000), para este tipo de ensayos en una sola columna y los cuales permanecen sin cambio.

#### **1.4. PREGUNTAS DE INVESTIGACION**

Pregunta general:

¿Cómo se puede mejorar el nivel de desempeño de una estructura con sistema Dual E4, que permita reducir la vulnerabilidad sísmica a través de la optimización de vigas de acople diseñadas con el Código ACI 318-19, que permitan disipar la mayor cantidad de energía proveniente de sismos máximos probables, estimada por métodos de análisis no lineal, en función del uso e importancia de la misma?

Preguntas específicas:

¿Qué métodos de análisis no lineal existen y definir cual deberá de ser utilizado en el estudio?

¿Realizar un proceso iterativo en el diseño de vigas de acople, permitirá la optimización de las mismas en función de sus dimensiones geométricas y de armado tanto transversal, longitudinal y en diagonal?

¿El análisis estructural no lineal sirve para determinar el grado de disipación de energía proveniente de un sismo?

¿Realizar un diseño estructural usando el código ACI 318-19, permitirá reducir la vulnerabilidad sísmica de la estructura y servirá realizar una revisión del desempeño haciendo uso de la metodología de FEMA 273 (FEMA (1997)), FEMA 356 (FEMA (2000)), y American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 41-13,2014), para determinar esto?

## **1.5. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION**

El cumplimiento de la normativa de AGIES (2018), en lo que respecta a desempeño estructural por desplazamiento requiere que se cumpla con no sobrepasar la deriva máxima permisible, para lograr ello se deben disponer de forma coherente y adecuada, cada uno de los elementos que componen el sistema estructural y tenga una alta adaptabilidad a la arquitectura del mismo en la medida de lo posible, muchas veces alcanzar esto es muy complicado por las limitaciones que la arquitectura permite, al restringir la altura de vigas a valores muy pequeños, el problema es aún más crítico si se quiere hacer uso de una viga que conecte o acople dos muros estructurales de cortante en núcleos de concreto, que sirven generalmente como soporte para la instalación de elevadores y escaleras de emergencia, por lo que se justifica de forma adecuada acoplar los muros para mejorar el desempeño estructural del sistema estructural.

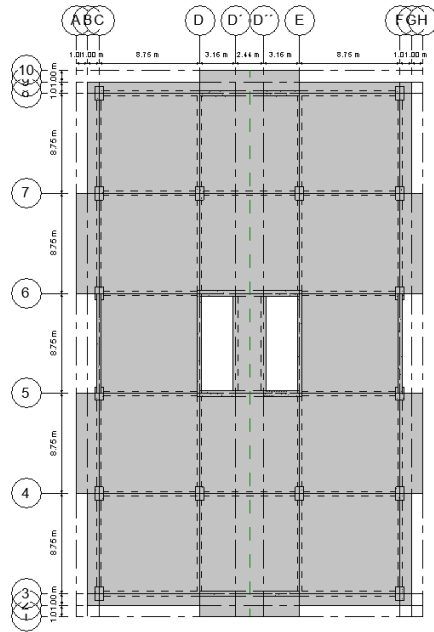
Se consideró concreto de diferente resistencia que varía con la altura de la edificación en función de la capacidad a compresión a la que los elementos del sistema resistente a fuerzas laterales tendrá, con una resistencia a compresión ( $f'c$ ) de 280 kg/cm<sup>2</sup>, 350 kg/cm<sup>2</sup>, 420 kg/cm<sup>2</sup>, 490 kg/cm<sup>2</sup>, y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

En los modelos de análisis estructural de los edificios se tomó en cuenta el aporte de la losa tanto en rigidez como en resistencia al aplicar un diafragma rígido en cada uno de los niveles de la torre, por lo que las vigas se consideraron como

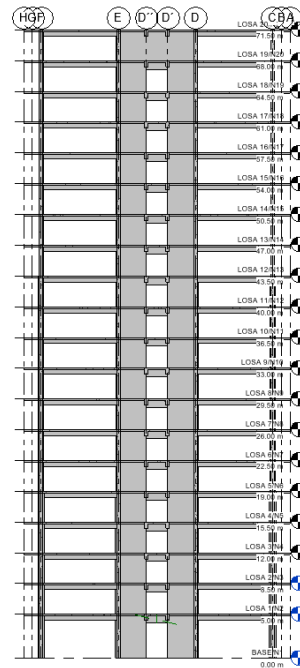
secciones rectangulares. El espesor de las losas fue de 20 cm que se concibió como una losa maciza armada en dos direcciones, las cuales fueron diseñadas ante cargas verticales y para satisfacer estados límites de deformación y de servicio.

La configuración estructural de la edificación es la siguiente:

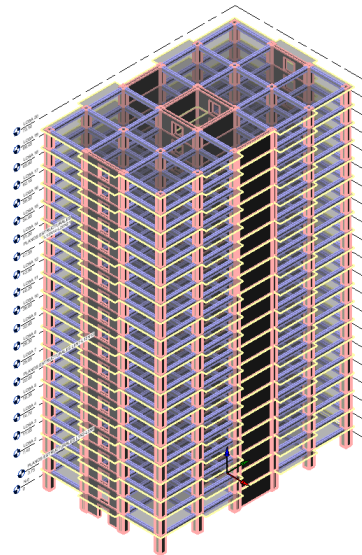
- Cantidad de niveles = 20 pisos + área de azotea para eventos sociales
- Dimensiones = 43.75 X 26.25 m a ejes
- Área = 1,296.98 metros cuadrados
- Uso = Apartamentos, hotel y oficinas



a) Planta esquemática



b) Elevación Norte y Sur



Código de colores

Sistema de Resistencia lateral = Rojo+azul (Columnas, muros, muros acoplados y vigas)

Sistema de Entrepiso = Amarillo (Losas macizas)

Sistema resistente a carga vertical (Columnas, muros y muros acoplados)

Figura 1 Modelo RVT edificio de 20 niveles, Planta, elevación norte y sur, esquema en 3D con código de colores de los componentes estructurales.

## **1.6. OBJETIVOS**

### **1.6.1. Objetivo general**

Reducir el daño por sismo de los sistemas estructurales E4 mediante la optimización de vigas de acople de concreto armado de acuerdo con AGIES NSE 2018 y ACI 318-19, haciendo uso del análisis dinámico no lineal descrito en FEMA 273, FEMA 356 y ASCE/SEI 41-13 para determinar las características geométricas y de armado de las mismas.

### **1.6.2. Objetivos específicos**

Definir los alcances del análisis dinámico no lineal en edificios de concreto armado con un sistema estructural E4, según AGIES NSE 2018, FEMA 273, FEMA 356 y ASCE/SEI 41-13 para establecer los parámetros de análisis estructural no lineal para el correcto modelado.

Realizar un proceso de análisis estructural para optimizar las dimensiones de las vigas de acople que reduzcan la vulnerabilidad sísmica.

Analizar el sistema estructural E-4 a través de análisis dinámico no lineal tiempo historia para determinar la formación de rotulas plásticas y el grado de disipación de energía en los elementos estructurales.

Realizar un diseño estructural de acuerdo al ACI 318-19 y AGIES NSE 2018, para los elementos estructurales que conforman el sistema estructural E4 (Cimentación Superficial, Columnas, Vigas, Muros de Cortante, Vigas de Acople, Losas, Gradadas de Acceso), para reducir la vulnerabilidad sísmica haciendo uso eficiente de las vigas de acople en sistemas estructurales E4.

## **HIPÓTESIS**

Los sistemas estructurales E4 de la normativa AGIES NSE 2018, según el código ACI 318-19 deben tener mejor desempeño estructural al hacer uso de vigas de acople, lo que incide directamente en la reducción de la vulnerabilidad sísmica.

## **2. METODOLOGIA**

### **2.1 CARÁCTER DEL ESTUDIO**

(Sampieri, 2006) Estable que la esencia de la investigación en ingeniería se debe encuadrar en la investigación cuantitativa, por lo que el enfoque que tiene la presente investigación es positivo (cuantitativa) es decir que utilizó herramientas matemáticas que permiten cuantificar el problema de investigación.

Este tipo de enfoque busca medir un fenómeno y expresar a través del ingreso de datos como cargas gravitacionales y laterales debido a efectos sísmicos a un software de análisis y diseño estructural, obtener datos de salida como lo son la medición de deformaciones laterales globales de la estructura, derivas al límite de cedencia, etc., que indican si se cumple o no con los requisitos mínimos de la normativa de AGIES (2018). El método de investigación es analítico, dado que se eligen las variables y se establece la hipótesis que se busca probar en el presente estudio.

### **2.2 PROCESO METODOLÓGICO.**

El proceso de metodología de la presente investigación se basa en la propuesta metodológica para el uso y empleo del análisis dinámico no lineal para optimizar el uso de vigas de acople a través del análisis de disipación de energía, dicha propuesta consta de las siguientes fases, que se muestran el diagrama del proceso metodológico.

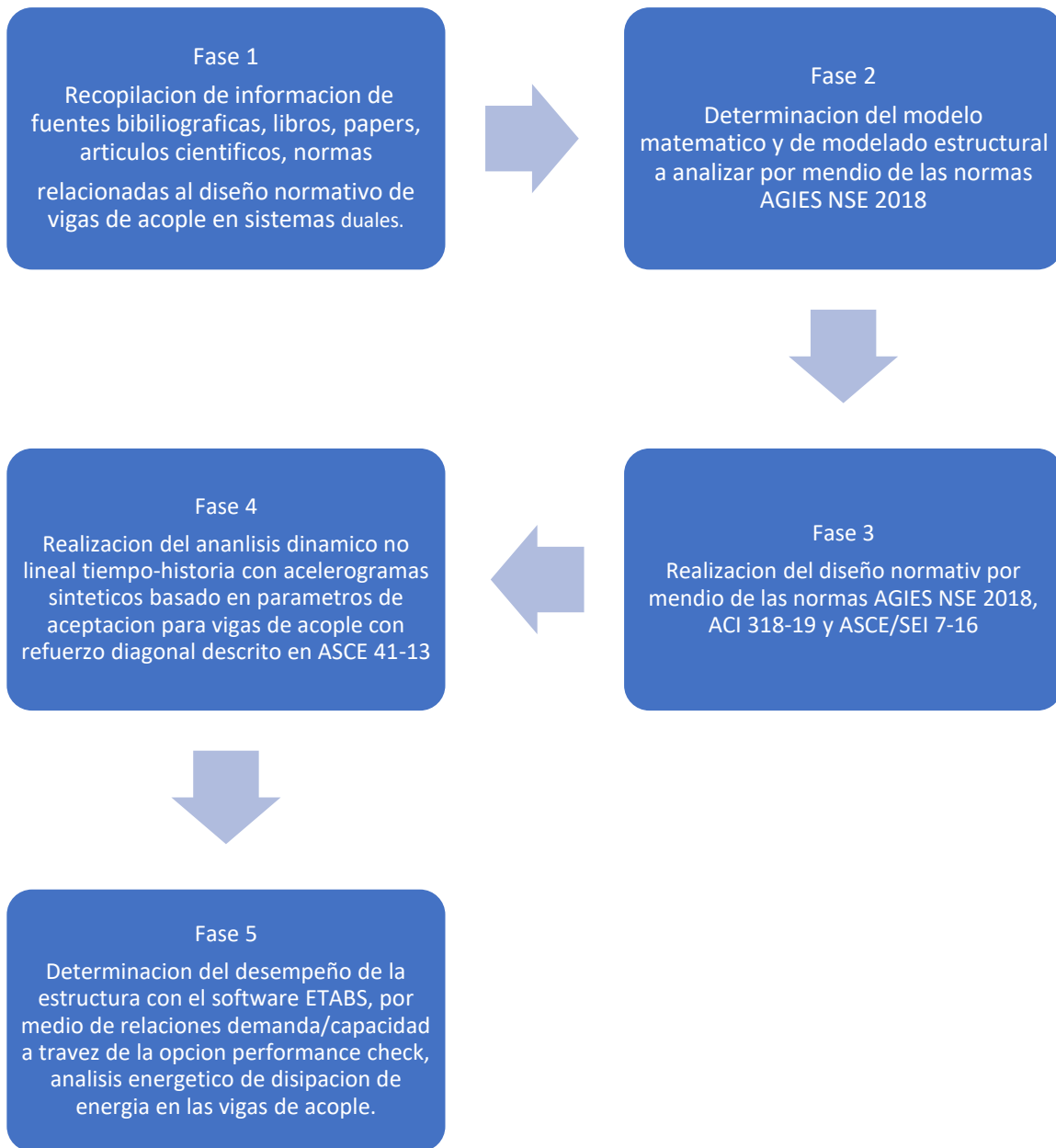


Figura 2 Proceso metodológico de la investigación.

Fuente: Elaboración propia (2021)

### **3. ESTADO DEL ARTE**

#### **3.1 INTRODUCCION AL ESTADO DEL ARTE**

Los muros de cortantes acoplados se consideran sistemas estructurales eficientes para resistir los movimientos horizontales debido a fuerzas sísmicas, ha sido posible realizar investigación a través de pruebas de modelos para ver la influencia de posibles variaciones en diversos parámetros que permitan controlar la respuesta de los muros de cortantes acoplados.

Estos modelos son demasiado costos en términos de tiempo y dinero para su realización, además, no siempre es posible tener registros históricos de los eventos en el sitio de interés, y por otro lado la mayoría de la investigación se ha desarrollado en función de las propiedades elásticas de los miembros de los muros de cortante, existen algunas investigaciones que identifican ciertas propiedades inelásticas que se encuentran para casos de análisis por incrementos de cargas monotónicas aplicadas a los muros de cortante.

En virtud de la escasez de información, se ha hecho necesario investigar la respuesta no lineal en el desempeño de muros de cortantes acoplados debido a sismos de alta intensidad.

La forma actual en la que se evalúa el desempeño de los muros acoplados durante sismos intensos, las propiedades estructurales dinámicas en el rango inelástico deben ser tomadas en consideración, las propiedades inelásticas de los materiales como el agrietamiento y aplastamiento en el concreto, las fluencias de las barras de refuerzo longitudinal y diagonal, el deslizamiento de las mismas complica aún más el problema.



### **3.2 Estado del arte e investigación de vigas de acople.**

Se debe tener presente que las idealizaciones y simplificaciones de los modelos matemáticos para miembros constituidos sean consideradas en procedimientos analíticos, el modelo básico usado en este estudio es el compuesto por elementos en flexión, ambos para vigas de acoplamiento y muros estructurales de cortante.

En la constitución de elementos flexionantes, la incorporación de las propiedades de los materiales en el rango no lineal, la selección correcta de los ciclos de histéresis adecuados para cada miembro es establecido por las reglas de histéresis de Takeda modificadas (Takeda & Nielsen, 1970).

En el análisis de muros de cortantes acoplados ha habido diversos investigadores e investigaciones realizadas, no se pretende citar a todos los autores, pero si a algunos de los estudios más significativos y directamente aplicables.

El primer enfoque para la resolución de comportamiento no lineal en muros de cortante es el denominado método de las láminas, en este método el sistema discreto de vigas de acoplamiento es remplazado por una conexión continua de rigidez equivalente. (Beck, 1962) y (Rosman, 1964) analizaron muros de cortantes acoplados bajo cargas laterales basados en esta idealización.

Este enfoque se extendió para tomar en cuenta las deformaciones por cortante en los muros (Coull & Choudhury, 1967), posteriormente (Chan & Tso, 1971) usaron este método para determinar la frecuencia fundamental de estructuras con muros acoplados, tal determinación, es por supuesto en esencia la aplicación del método del espectro de respuesta, todas las investigaciones nombradas anteriormente consideran únicamente las propiedades elásticas de los

miembros estructurales.

El uso de elementos planos bidimensionales que representen esfuerzos con el método del elemento finito es otra forma de afrontar el análisis de muros de cortantes acoplados, por ejemplo (Girjavallabhan, 1969) uso el método del elemento en un intento que pretendía definir distribuciones de esfuerzos más precisas de muros de cortantes acoplados.

(Clough & Jhonston, 1966) propusieron el modelo constitutivo de dos componentes que representa la degradación de la rigidez en el modelo de histéresis bilineal, este consiste en una combinación de miembros elastoplasticos.

(Aoyama & Sugano, 1968) desarrollaron el modelo de cuatro componentes para representarlo a través de la degradación de un lazo de histéresis tri-lineal, en este modelo se idealiza la viga como un miembro elástico y tres miembros elastoplasticos en paralelo, el modelo de cuatro componentes y el modelo de dos componentes están basados en el mismo concepto.

(Otani & Sozen, 1972) presentaron el modelo de doble viga combinada en voladizo, la viga consiste en un arreglo de dos vigas en paralelo y en voladizo que tienen sus apoyos articulados, esta no permitirá ningún cambio en la distribución de los momentos que producirán movimientos repentinos en los puntos de inflexión, este modelo tiene una correspondencia natural entre el fenómeno actual y los datos de pruebas histéreticas y sus resultados.

### **3.3 Estado del arte de los sistemas estructurales E4 en Guatemala**

Las vigas de acoplamiento para muros estructurales a cortante, se han utilizado en parte de algunos edificios de la Ciudad de Guatemala y en

Quetzaltenango en menor medida, como mecanismo de disipación de energía debido a una excitación sísmica en la base, que a su vez sirven para controlar los desplazamientos laterales y para controlar problemas torsionales en planta.

El uso de estos mecanismos de disipación de energía ha sido poco utilizado, bien sea por cuestiones arquitectónicas, donde los peraltes que las vigas alcanzan muchas veces tienen dimensiones considerables respecto a la luz que cubren, dicho de otra manera la relación de aspecto de la viga de acople se encuentra por debajo de dos ( $L/h < 2$ ), y los niveles de piso no sobrepasan en la mayoría de edificios alturas mayores a 3.5 m, que sería lo ideal para colocar vigas de acople que disipen una gran cantidad de energía de un movimiento sísmico intenso, y aunado a esto habrá que considerar con otros profesionales en conjunto la altura libre de entrepiso, ya que hay que considerar las instalaciones, eléctricas, mecánicas, hidráulicas y sistemas especiales que el edificio tenga para operar correctamente.

Las técnicas constructivas en el medio Guatemalteco, son variadas, pero generalmente el proceso constructivo de muros de cortante acoplados se realiza en tramos con respecto a la altura total del entrepiso, dividiendo la colocación de concreto hidráulico hasta la altura de dintel de la viga de acople, para posteriormente se procede a fundir la viga de acople junto con el entrepiso, esto en la primera parte no lleva problema alguno de colado ya que la cuantía de acero de los muros estructurales es relativamente baja en comparación al área total de los muros,

Los problemas de colado se dan cuando se funde la segunda etapa del muro, ya que en la viga de acople y zonas cercanas a los elementos de borde interno de los mismos se crea una congestión en la cuantía de acero ya que se tienen barras horizontales y verticales del muro y su elemento de borde, barras horizontales e inclinadas de la viga de acople, haciendo muchas veces que la forma de construir las

sea sumamente complicadas por falta de espacio físico así como el colado del concreto muchas veces presenta deficiencias por que el proceso constructivo no se realizó correctamente, creando zonas débiles en estos elementos que son el fusible del sistema estructural E4.

En la figura 2 se observa lo anteriormente descrito, en esta etapa falta el acero longitudinal y transversal de la viga de acople, únicamente se muestra el acero de refuerzo diagonal, para una correcta comprensión del proceso constructivo.



Figura 3 Armado de muros de cortante con viga de acople. Fuente: archivo fotográfico personal.

### 3.4 Sistemas de Muros Acoplados

El diseñar sistemas de muros acoplados se introducen diseños más complejos, más allá de los encontrados en un sistema de muros no acoplados. Las vigas de acople tienen una relación de aspecto baja y una alta demanda de deformación por esfuerzos cortantes, que requiere de detallado especial para cumplir con el desempeño dúctil. Acoplar muros resulta en variaciones de fuerzas axiales que complican el diseño. La conexión de la viga de acople con el muro requiere atención adicional para evitar conflictos con el congestionamiento de las barras de refuerzo (Moehle, 2015)

### 3.5 Vigas de Acople

Los requisitos de diseño para vigas de acople varían según su relación de aspecto  $l_n/h$  y las demandas sísmicas. El ACI 318-11 clasifica las vigas de acople en tres categorías. En la práctica, se puede encontrar una cuarta categoría para vigas muy peraltadas. La figura 2.2 ilustra las regiones para estas categorías. (Moehle, 2015)

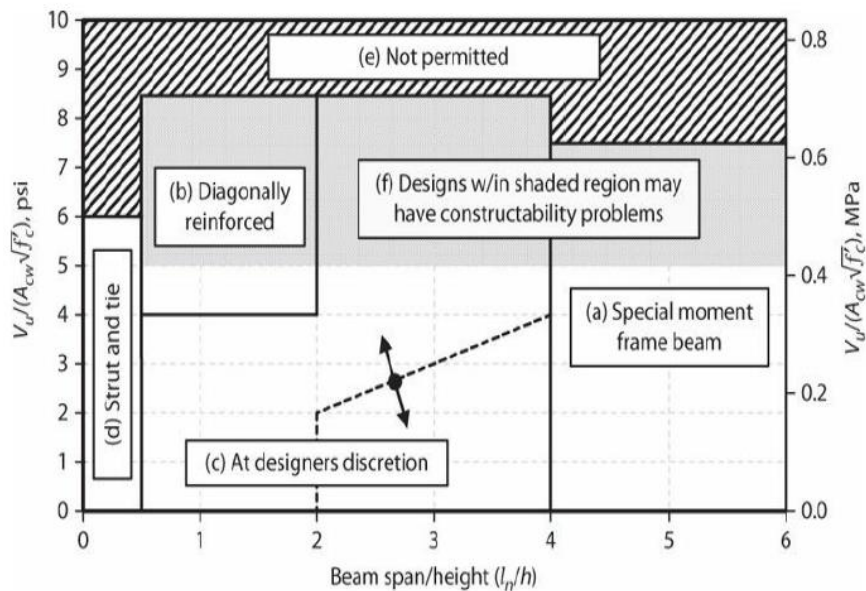


Figura 4 Espacio de diseño para vigas de acoplamiento

a). Las vigas de acople con  $(l_n/h) \geq 4$  deben satisfacer las proporciones y requisitos de detallado para vigas de marcos especiales a momento, excepto para ciertas dimensiones límites. Tales vigas son consideradas poco peraltadas para hacer uso del refuerzo en diagonal que si es permitido para vigas muy peraltadas. En su lugar, el refuerzo a momento es colocados horizontalmente en el lecho superior e inferior de la viga.

b). Las vigas de acople con  $(l_n/h) < 2$  y  $(V_n \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}Acw)$  , Mpa) deben de ser reforzadas con dos grupos de barras diagonales dispuestas simétricamente respecto a la mitad de la luz, a menos que pueda ser demostrado que la pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acople no debilita la capacidad de la estructura para soportar cargas verticales, o la evacuación de la estructura, o la integridad de los componentes no estructurales y sus conexiones con la estructura.

c). Otras vigas de acople que no caen dentro de los límites de las franjas anteriores pueden ser reforzadas convencionalmente como vigas especiales a momento o vigas diagonalmente reforzadas, las vigas que caen a la derecha de la línea punteada pueden ser diseñadas eficientemente como vigas de marcos especiales a momento, en las vigas que caen a la izquierda de la línea punteada probablemente sea mejor diseñarla con refuerzo diagonal.

d). Vigas con relaciones de aspecto muy cortas, es mejor que sean diseñadas usando el método del puntal-tensor.

El área oscura de la figura 3 define un límite superior en el diseño a corte de acuerdo con el ACI 318, el área ligeramente oscura indica que los diseños son permitidos por el ACI 318, pero que constructivamente tenga problema en la congestión del refuerzo.

De esto se determina que para esta investigación se diseñaran vigas de acoplamiento que permitan el uso de refuerzo diagonal.

### **3.6 Vigas de Acople diseñadas como vigas diagonalmente reforzadas.**

La figura 3 muestra el detalle típico para una viga de acople reforzada con dos grupos de barras diagonales colocadas simétricamente respecto a la mitad del claro de la luz.

Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras diagonales requieren extender dentro de los muros al menos 1.25 veces la longitud de desarrollo para  $F_y$  en tensión. Hay un reto que es abordar la interferencia entre las barras diagonales y los elementos de borde en el refuerzo trasversal y longitudinal.

Si una abertura adyacente en un muro o esquina, requiere de una extensión de barras diagonales, esta debe ser doblada, y proporcionar refuerzo adicional requerido para resistir la resultante desbalanceada de fuerzas en la dirección del refuerzo, similar al requisito para barras de desplazamiento en columnas. Este detalle debe ser abordado donde sea práctico.

El espesor mínimo para acomodar muro y viga de acople de encuentra alrededor de los 35 cm, pero es más práctico que el muro sea de 40 cm a 45 cm, de acuerdo con (Moehle ,2015)

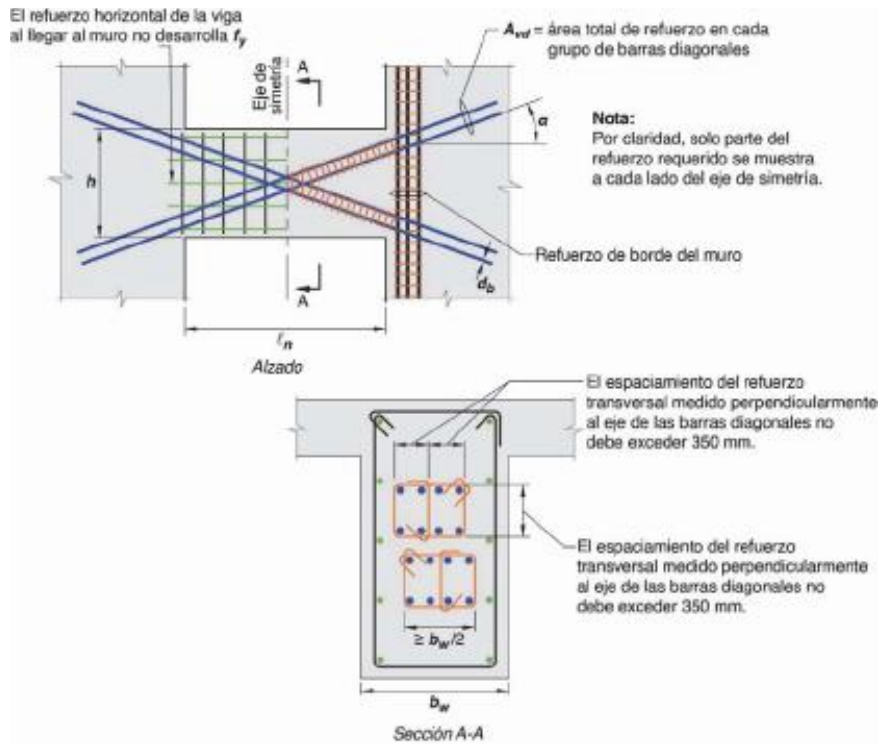


Figura 5 Confinamiento de diagonales individuales.

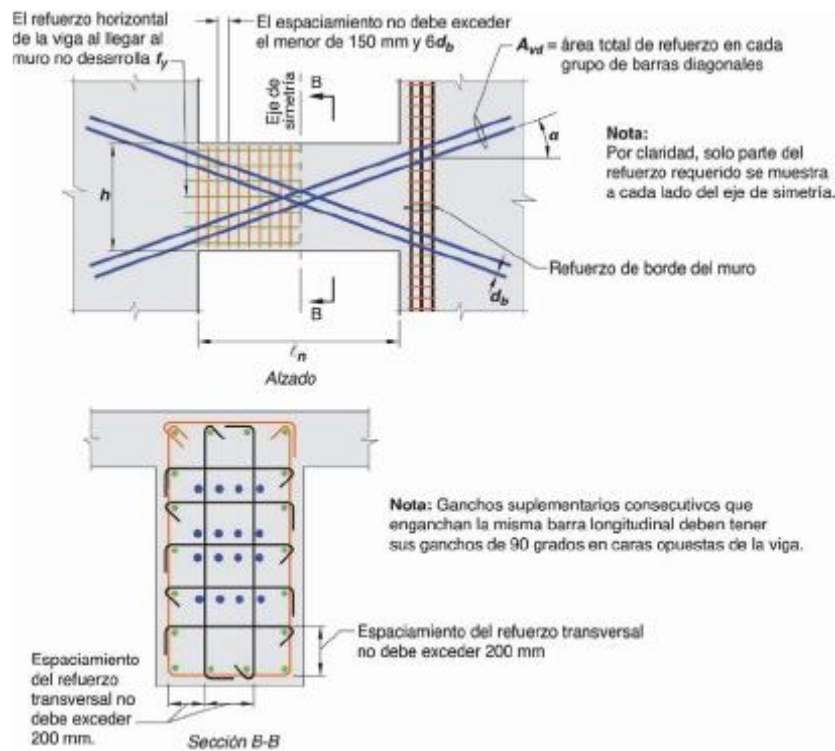


Figura 6 Confinamiento de la sección de una viga de acople con refuerzo en diagonal.



Estas opciones de refuerzo diagonales son las utilizadas en la práctica en Estados Unidos de Norte América, la primera opción es la de confinar las diagonales individuales haciendo uso de estribos y eslabones antes de ingresar a los elementos de borde.

El confinamiento de refuerzo al largo de la longitud diagonal se puede hacer con estribos y con eslabones, dependiendo de la configuración de soporte de las barras diagonales, con un espaciado a lo largo que no exceda de 35 cm, según lo descrito por Jack Moehle (Moehle, 2015).

El refuerzo de confinamiento debe de satisfacer las ecuaciones (i) e (ii) de la sección 18.10.7.4 del ACI 318-19, asumiendo cada diagonal como una columna aislada con un recubrimiento mínimo sobre la caja diagonal.

El espaciamiento máximo permitido a lo largo de la diagonal es  $6d_b$  del diámetro de barras longitudinales.

El refuerzo de confinamiento puede ser difícil de colocar a lo largo de las longitudes libres en las diagonales y más complicado cuando las diagonales se cruzan en la porción media de la viga de acople o estas ingresan a los elementos de borde.

Adicionalmente se requiere de refuerzo longitudinal y transversal distribuido en el perímetro del área total en cada una de las direcciones, pero no debe de ser menor que  $0.002b_w s$  y la separación no mayor a 30 cm.

Las barras longitudinales deben de terminar no más de 15 cm en el elemento de borde ya que este refuerzo no contribuye significativamente a la resistencia a momento de la viga.

La segunda opción está destinada a aliviar las dificultades del proceso constructivo, comúnmente encontrada en la primera opción.

Pero en esta opción los estribos y eslabones deben de confinar la sección entera de la viga. El refuerzo de confinamiento a lo largo de la viga debe de satisfacer las relaciones volumétricas requeridas en las ecuaciones i) e (ii) de la sección 18.10.7.4 del ACI (2019), con un espaciamiento máximo a lo largo del claro de la sigan no mayor a 15 cm y 6 db de las barras longitudinales, y con un espaciamiento en las paras de los eslabones que no excedan de 20 cm. Aunque la cantidad total del acero de refuerzo por confinamiento puede ser mayor en esta segunda opción, el aumento de los costos de materiales se ve compensado por la reducción de costos de mano de obra. (Moehle, 2015).

El refuerzo diagonal de las vigas de acople puede ser idealizado como una armadura con diagonales en tensión y compresión a lo largo de los ejes del refuerzo diagonal. el equilibrio vertical de la armadura define la resistencia a cortante como se indica en la figura 6.

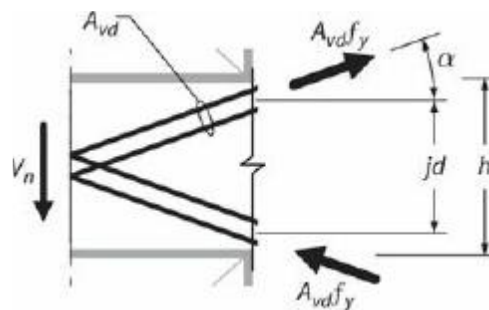


Figura 7 Diagrama de cuerpo libre a la mitad de la viga de acople diagonalmente reforzada.

Por lo que la resistencia a cortante nominal de la viga queda en función del área de refuerzo de en cada grupo de barras diagonales  $A_{vd}$  de acuerdo con la ecuación (a) de la sección 18.10.7.4 del ACI 318-19,  $V_n$  se determina por medio de:

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

La desigualdad en el lado derecho de la ecuación (2.1) no proviene del equilibrio, sino que expresa el límite superior permitido por ACI 318 (2019), similar al límite de corte en muros. Esta ecuación requiere de la determinación del Angulo de refuerzo  $\alpha$ . Se requieren al menos dos capas de refuerzo en cada grupo de diagonales, por lo tanto, se requiere de un recubrimiento superior al mínimo con respecto al centroide del grupo de barras diagonales. (Moehle, 2015).

Un buen punto de inicio para asumir la profundidad centroidal de la sección crítica es  $jd=h-20\text{ cm}$ , para que el ángulo  $\alpha$  puede ser calculado.

La resistencia básica de diseño requerida para el refuerzo diagonal de la viga de acople considera únicamente cortante; la resistencia a momento esta automáticamente provista por la idealización de armadura. El requisito de diseño es  $\phi V_n \geq V_u$ , donde  $V_u$  es determinado por un análisis del edificio bajo las combinaciones de carga, y se toma el valor de reducción de la resistencia por corte como  $\phi=0.85$ .

El refuerzo principal debe de satisfacer completamente el desarrollo en los segmentos de muros adyacentes. En las vigas de acople se pueden esperar grandes rotaciones, lo que lleva a grandes deformaciones de tensión en el refuerzo.

Por lo tanto, las barras deben de desarrollar longitudes del acero en tensión  $= 1.25f_y$ .

Donde las barras se desarrollan en los elementos especiales de borde de los muros, las longitudes de desarrollo del ACI 318 deben de ser adecuadas. Donde los elementos de borde no están especialmente confinados, las longitudes de desarrollo deben de aumentarse por un factor de 1.3.

Si en las barras horizontales o diagonales hay una separación de más de 30 cm para el colado del concreto fresco, que sería la condición usual, se debe considerar que las barras longitudinales superiores tengan una longitud de desarrollo adicional de 1.3.

El uso de barras corrugadas con cabeza a veces usa para acortar las longitudes de desarrollo y facilitar la construcción, cabe señalar también que el deslizamiento del refuerzo de los segmentos de muro adyacentes es un importante componente en la capacidad de deformación de la viga de acople. En consecuencia, las barras corrugadas con acoplador de cabeza corta podría reducir la capacidad de deformación de una viga de acoplamiento, extendiendo la barra más allá de la longitud mínima de desarrollo  $l_{dt}$ .

### 3.7 Muros Acoplados.

Bajo cargas laterales, los muros acoplados causan variaciones en la fuerza axial y adicionando momentos y cortantes, Se asume que dos muros de acoplados resisten igual momento (sin redistribución de momentos), la tensión en el muro requiere de más refuerzo a tensión por flexión que en la pared que sufre compresión. Por lo tanto, los muros diseñados individualmente para cargas laterales diferentes presente elementos de borde asimétricos como los mostrados en la figura 7, la cantidad de asimetría se reduce si se considera la redistribución de momentos.



Figura 8 Características de sección transversal de muros acoplados.

La figura 8 ilustra la curva de capacidad de carga axial  $P$  vs momento  $M$  para muros acoplados simétricamente con respecto al centro del sistema.

La curva con línea sólida corresponde a la resistencia nominal  $P$ - $M$ , con el lado derecho representando un muro en compresión y el muro del lado izquierdo en tensión. La curva con línea punteada es la resistencia de diseño (la resistencia de diseño reducida por el factor de resistencia  $\phi$ )

El rango de las demandas en la curva  $P$ - $M$  bajo combinaciones de cargas de diseño incluyen, cargas de sismo que son mostradas como dos líneas inclinadas, en este ejemplo de un muro correctamente diseñado con una carga de fuerza hacia muy por debajo del punto balanceado.

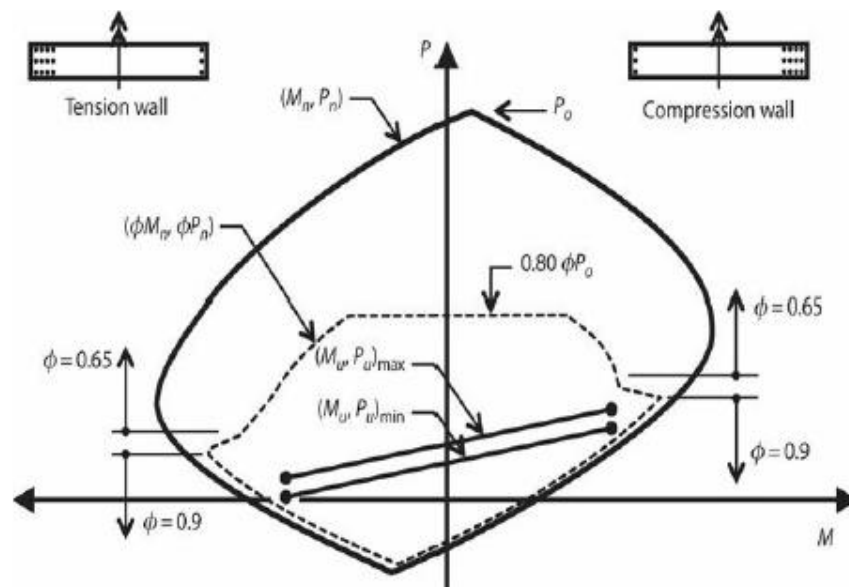


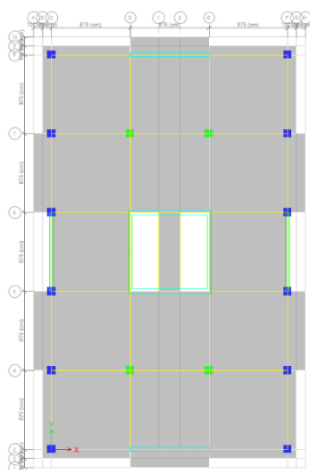
Figura 9 Curva de capacidad  $P$ - $M$  para muros acoplados.

#### 4. ANALISIS ESTRUCTURAL ESTATICO Y DINAMICO ESPECTRAL

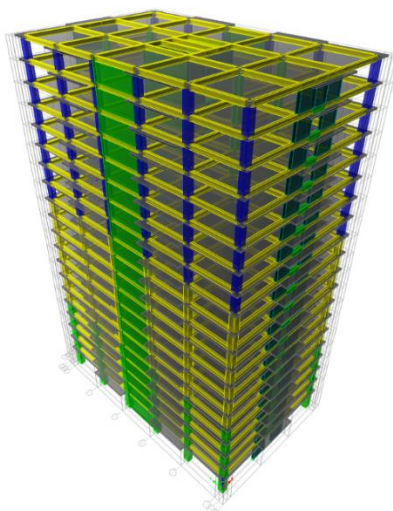
##### 4.1 Procedimiento de modelado

En este estudio, se eligió un edificio de concreto reforzado con sistema estructural E4 como problema para realizar la optimización de las vigas de acople.

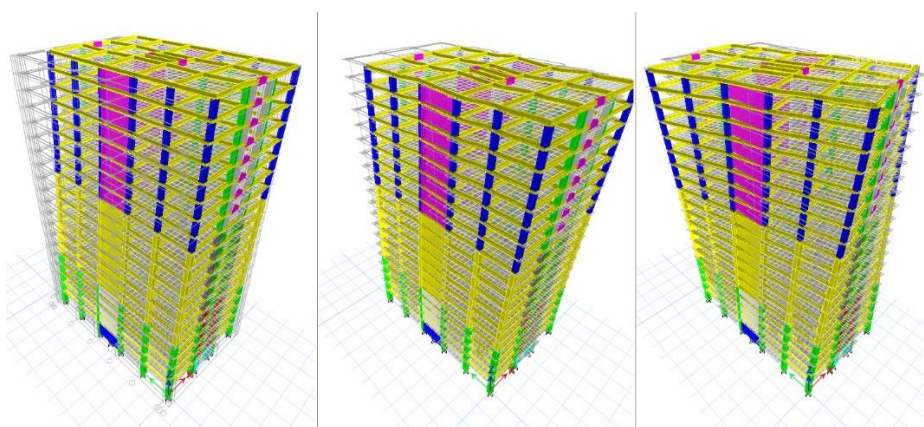
La estructura tiene tres claros en la dirección horizontal y cinco claros en la dirección vertical vista en planta, con longitudes a ejes de 8.75 m respectivamente. Se predeterminaron secciones de vigas, columnas y muros de cortante, para todos los niveles de la estructura, donde las columnas tienen sección transversal cuadrada y las vigas sección rectangular. La resistencia a compresión del concreto  $f'_c$  varía respecto a la altura desde los 280 kgf/cm<sup>2</sup> hasta los 490 kgf/cm<sup>2</sup>, la resistencia a fluencia del acero se determinó inicialmente para el acero A706 grado 60 para todos los miembros. La figura 8 muestra la planta típica y una vista en 3D del modelo numérico.



(a) Planta típica



(b) Vista en 3D



T1=2.43s

(c) Modo 1

T2=2.05s

(d) Modo 2

T3=1.91s

(e) Modo 3

Figura 10 Modelo de un edificio en estudio y modos de vibración principales ordenados, traslacionales los primeros dos y rotacional el tercero.

Factores de participación de masa modal (Modal Participating Mass Ratios)								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	
		seg						
Modal	1	2.431	0.7672	0	0	0.7672	0	
Modal	2	2.051	0	0.7358	0	0.7672	0.7358	
Modal	3	1.905	8.276E-07	0.000001418	0	0.7672	0.7358	
Modal	4	0.698	0.1254	0	0	0.8926	0.7358	
Modal	5	0.491	0	0	0	0.8926	0.7358	

Modal	6	0.443	0	0.1553	0	0.8926	0.891
Modal	7	0.329	0.0433	0	0	0.9358	0.891
Modal	8	0.215	0	0	0	0.9358	0.891
Modal	9	0.19	0.024	0	0	0.9598	0.891
Modal	10	0.178	0	0.0502	0	0.9598	0.9412

Tabla 1 Factores de participación de masa modal y periodos naturales de vibración.

Se puede comprobar que los modos de vibración de la estructura son ordenados, siendo los dos primeros dos de translación y el tercero con comportamiento torsional en planta respectivamente.

#### 4.2 Cargas y combinaciones de carga

En este documento, las cargas laterales de sismo fueron calculadas basado en la metodología de ASCE 7-16 (2017), donde la clase de sitio de la estructura es D, igual que la clasificación de la AGIES NSE (2018), el Factor de modificación de respuesta post-elásticas  $R=7$ , y  $S_1$  y  $S_s$  son 1.5 y 0.55 respectivamente. Únicamente las cargas gravitacionales descritas en la Tabla 2 y laterales serán consideradas durante el procedimiento de optimización y se utilizarán las combinaciones de carga de AGIES NSE 2 2018 como siguen:

Subestructura	Uso	CMS (kgf/m <sup>2</sup> )	CVR (kgf/m <sup>2</sup> )	CVNR (kgf/m <sup>2</sup> )	CPER (kgf/m)
LOSAS 1- LOSA 19	Habitacional, oficinas	225	n/a	250	1450
LOSA 20	Azotea	225	125	n/a	350
ESCALERAS	Circulación	100	n/a	500	n/a
PASILLO	Circulación	125	n/a	500	n/a

Tabla 2 Integración de cargas gravitacionales de servicio de acuerdo con AGIES NSE 2



Donde:

CMS: Carga muerta superpuesta

CVR: Carga Viva Reducible

CVNR: Carga Viva No Reducible

CPER: Carga Perimetral (Fachadas)

Las combinaciones de diseño siguen las siguientes definiciones:

$1.4 M$	(CR1)
$1.2 M + 1.6V + 0.5(Vt)$	(CR2)
$1.4 M + V + Svd \pm Shd$	(CR4)
$0.9 M - Svd \pm Shd$	(CR5)
$1.0 M - Svd \pm Shd$	(CR5-a)

Estas ecuaciones corresponden a la fuerza requerida de miembros que resisten cargas factorizadas en una combinación de carga, M se refiere a la carga muerta, V se refiere a la carga viva, Svd se refiere a la componente vertical del sismo de diseño, Shd se refiere a la componente horizontal del sismo de diseño.

### **4.3 Análisis de la estructura**

Para validar los análisis estructurales propuestos, estático lineal y modal espectral. El contenido de esto está basado en lo siguiente según la sección del ACI 318-19 en la sección 6.6.3.1.1 y la tabla 6.6.3.1.1a que se refiere a la reducción de momentos de inercia de las secciones de todos los elementos estructurales para el análisis elástico a nivel de carga mayorada, que represente el agrietamiento que toda estructura de concreto armado debería de presentar y de alguna forma estar del lado de la seguridad estructural, como sigue:

$$I_{\text{viga}} = 0.35 I_g, \text{ ACI (6.6.3.1.1a)} \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

$$I_{\text{columna}} = 0.70 I_g, \text{ ACI (6.6.3.1.1a)} \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

$$I_{\text{muro}} = 0.70 I_g \text{ (Sin agrietamiento), ACI (6.6.3.1.1a)} \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

$$I_{\text{muro}} = 0.35 I_g \text{ (Agiertado), ACI (6.6.3.1.1a)} \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

$$A_{\text{viga}} = A_g, \text{ ACI (6.6.3.1.1a)} \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

$$A_{\text{columna}} = A_g, \text{ ACI (6.6.3.1.1a)} \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

$$A_{\text{corte}} = b_w h, \text{ ACI (6.6.3.1.1a)} \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

En estas ecuaciones,  $I_g$  es el momento neto de inercia de vigas, columnas y muros de corte y  $A_g$  es el área neta de la sección transversal de vigas, columnas y muros de corte.

#### 4.4 Requisitos para el diseño sísmico para edificio con sistema estructural E4

Un edificio con sistema de resistencia a fuerzas laterales, debe cumplir totalmente para todas las cargas de servicio gravitacionales y cargas laterales. Para soportar el sismo de diseño dentro de la demanda de resistencia y deformación, el sistema debe de tener la capacidad de proveer la resistencia y rigidez adecuada. Para todas las secciones transversales de los elementos para las combinaciones de cargas factorizadas deben de satisfacer las siguientes resistencias de diseño con respecto al ACI:

$$\Phi P_n \geq P_u, \text{ ACI (11.5.1.1)} \quad (\text{Ecuación 4.8})$$

$$\Phi M_n \geq M_u, \text{ ACI (11.5.1.1)} \quad (\text{Ecuación 4.9})$$

$$\Phi V_n \geq V_u \text{ ACI (11.5.1.1)} \quad (\text{Ecuación 4.10})$$

Cada una de las condicionantes anteriores se va a explicar separadamente en las siguientes secciones. A veces es necesario que las características de estas condicionantes para los requisitos sísmicos de la estructura sean determinadas de la siguiente forma.

$f_y$ : Resistencia del acero en fluencia en MPa (psi).  
 $f'_c$ : Resistencia del concreto en compresión en MPa (psi).  
 $A_g$ : Área neta de la sección,  $\text{mm}^2(\text{in}^2)$ .  
 $N_u$ : Carga axial ultima en la sección transversal en N (kips).  
 $M_u$ : Momento último en la sección, N-mm (kips-in).  
 $V_u$ : Carga ultima a cortante en N (kips).  
 $V_c$ : Resistencia a cortante provista por el concreto en N (kips)  
 $V_s$ : Resistencia a cortante provista por el acero de refuerzo a corte en N (kips)  
 $s$ : Espaciamiento centro a centro, del acero de refuerzo longitudinal como transversal, mm (in)  
 $\Phi$ =Factores de reducción de Resistencia de acuerdo con el ACI (Tabla 21.2.1)  
 $\delta_w$ =Desplazamiento de diseño  
 $p_o$ =Resistencia a la Carga axial nominal con excentricidad cero en N (kips)  
 $p_n$ =Resistencia a la carga axial nominal de un miembro en N (kips)  
 $A_{st}$ =Área de acero de refuerzo longitudinal para concreto no presforzado en  $\text{mm}^2$  ( $\text{in}^2$ )

En términos generales, las condicionantes de diseño se pueden clasificar como sigue:

1. Condiciones permitidas para las secciones y elementos, como una buena práctica de configuración estructural
2. Criterios de capacidad y disposiciones sísmicas para combinaciones de carga, tanto de cargas estáticas, y consideraciones para la deriva lateral permitida.
3. Criterios de capacidad y disposiciones sísmicas para combinaciones de cargas gravitacionales y cargas sísmicas.

#### 4.5 Requisitos para columnas, vigas, muros de cortante y vigas de acople.

Para el diseño estructural por resistencia y capacidad se utilizarán las secciones del ACI 318-19, donde se verán parámetros sismorresistentes, solicitaciones y condicionantes para el diseño de los mismos.

#### 4.6 Requisitos y condiciones para el diseño de Columnas en zona sísmica.

##### Acero Longitudinal

La cuantía de acero para las columnas debe de satisfacer la desigualdad ( $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$ )

$$\rho_{\min} = 0.01A_g, \text{ ACI (18.4.3.1)} \quad (\text{Ecuación 4.11})$$

$$\rho_{\max} = 0.06A_g, \text{ ACI (18.4.3.1)} \quad (\text{Ecuación 4.12})$$

##### Acero Transversal

Basados en las condicionantes del código ACI 318-19, el refuerzo mínimo trasversal mínimo para columnas deberá de ser el máximo de la ecuación 3.12 y 3.13

$$\rho_{\min} = 0.09f'_c/f_y, \text{ ACI (18.7.5.4)} \quad (\text{Ecuación 4.13})$$

$$\rho_{\min} = 0.3(A_g/A_{ch}-1) f'_c/f_y, \text{ ACI (18.7.5.4b)} \quad (\text{Ecuación 4.14})$$

Donde  $A_g$  = área neta de la sección de concreto, en mm<sup>2</sup>;  $A_{ch}$  = Sección transversal del miembro medida desde la cara externa del refuerzo transversal, mm<sup>2</sup>.

## Resistencia axial de columnas

La resistencia nominal a compresión para las columnas debe de ser;

$$P_n \leq P_{n, \max}, \text{ ACI (22.4.2.4e)} \quad (\text{Ecuación 4.15})$$

Para columnas reforzada con estribos no preesforzadas el refuerzo transversal debe ser;

$$P_{n, \max} \leq 0.80 P_o, \text{ ACI (22.4.2.4e)} \quad (\text{Ecuación 4.16})$$

La resistencia nominal axial puede ser calculada con;

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}, \text{ ACI (22.4.2.4e)} \quad (\text{Ecuación 4.17})$$

Donde  $P_n$  = Resistencia nominal axial de la columna a compresión, N(kips).  
 $P_{n, \max}$  = Resistencia nominal máxima axial de la columna a compresión N(kips),  $P_o$   
= Resistencia nominal axial de la columna a compresión con excentricidad cero, N(kips),  $A_{st}$  = Área longitudinal del acero de refuerzo en la columna, mm<sup>2</sup> (in<sup>2</sup>)

## Resistencia a cortante de las columnas.

La sección trasversal de las columnas debe de satisfacer las siguientes condiciones.

$$V_u = \Phi (V_c + 0.66\sqrt{f'_c} b_w d), \text{ ACI (22.4.2.4e)} \quad (\text{Ecuación 4.18})$$

Para miembros no preesforzados en compresión,

$$V_c = 0.17(1 + N_u/14A_g) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \text{ ACI (22.4.2.4e)} \quad (\text{Ecuación 4.19})$$

Para miembros con fuera de compresión axial,  $V_c = \text{máx. } (V_{c1}, V_{c2})$ , donde;

$$Vc1 \leq \left( 0.16\sqrt{f'c} + 17\rho_w * \frac{Vud}{Mu - Nu\left(\frac{AD-d}{8}\right)} \right) bwd \text{ ACI (22.5.6.1a)} \quad (\text{Ecuación 4.20})$$

$$Vc2 \leq 0.29\lambda\sqrt{f'c}bwd\sqrt{(1 + \sqrt{(1 + 0.29Nu/Ag)})} \text{ ACI (22.5.6.1a)} \quad (\text{Ecuación 4.21})$$

En esta ecuación,  $\rho_w = A_s/bwd$ , **ACI (22.5.6.1a)** (Ecuación 4.22)

#### 4.7 Requisitos y condiciones para el diseño de Vigas.

##### Condiciones de tamaño

Según la recomendación del ACI, sobre el tamaño del peralte de la viga h, se deben de satisfacer las siguientes condiciones:

**Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas**

Condición de apoyo	Altura mínima, h <sup>(1)</sup>
Simplemente apoyada	ℓ/16
Con un extremo continuo	ℓ/18.5
Ambos extremos continuos	ℓ/21
En voladizo	ℓ/8

<sup>(1)</sup> Los valores son aplicables al concreto de peso normal y  $f_y = 420$  MPa.

Tabla 3 Valores de altura mínima para vigas de concreto reforzado.

##### Cuantías de Acero de refuerzo

La cuantía de acero debe se calculada usando las siguientes ecuaciones:

$$\rho = 0.85 \frac{f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85f'c}} \right) \quad (\text{Ecuación 4.23})$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} \quad (\text{Ecuación 4.24})$$

Donde  $M_n$  = Resistencia nominal a momento de la sección transversal, N-m (kips-in). Área mínima del acero de refuerzo debe de ser calculada como el mayor de ( $A_{s, min1}$ ,  $A_{s, min2}$ )

$$A_{s, min1} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d, \text{ ACI (9.6.12a)} \quad (\text{Ecuación 4.25})$$

$$A_{s, min2} = \frac{1.4}{f_y} b_w d, \text{ ACI(9.6.12b)} \quad (\text{Ecuación 4.26})$$

El refuerzo mínimo por cortante debe ser provisto de acuerdo con el máximo entre las ecuaciones 3.27 y 3.28 ( $\rho_{min1}$ ,  $\rho_{min2}$ )

$$\rho_{min} = 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}, \text{ ACI (10.6.2a)} \quad (\text{Ecuación 4.27})$$

$$\rho_{min} = 0.35 \frac{b_w s}{f_y}, \text{ ACI (10.6.2a)} \quad (\text{Ecuación 4.28})$$

### Resistencia a corte de la viga.

Para calcular la resistencia a corte en la viga se usará las ecuaciones (4.32), (4.34) y la última ecuación para muros de (4.37) que puede ser usada reemplazando  $b_w$  por  $t_w$  y  $\rho_s$  por  $\rho_h$ . Requisitos y condiciones para el diseño de muros de cortante especiales.

A continuación, se detallan los requisitos para el diseño de muros de cortante y serán discutidos de aquí en adelante.

## 4.8 Restricciones de tamaño de los muros.

**Tabla 11.3.1.1 — Espesor mínimo del muro,  $h$**

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, $h$		
De carga <sup>(1)</sup>	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(b)
No portante	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones <sup>(1)</sup>	190 mm		(e)

<sup>(1)</sup> Sólo se aplica a muros diseñados de acuerdo con el método de diseño simplificado de 11.5.3.

**Tabla 4 Espesores mínimos de muro**

Considerando los métodos de análisis usados, el espesor de los muros con una sección rectangular gruesa, este debe de estar limitado a un absoluto de 1/20 (preferiblemente 1/15) de la altura no soportada de los muros en aras de una mejor colocación del concreto dentro del muro.

### Restricciones del refuerzo.

La cuantía de acero horizontal  $\rho_h$  del área gruesa no debe de ser menor que la siguiente expresión:

$$\rho_{min} \leq \rho, \rho_{min} = 0.0025 \text{ ACI (10.6.2a)} \quad (\text{Ecuación 4.29})$$

La cuantía de acero vertical por corte no debe ser menor que

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025, \text{ ACI (10.6.2b)} \quad (\text{Ecuación 4.30})$$

Donde:

$\rho_h$  = cuantía de acero horizontal distribuido en el muro,

$\rho_v$  = cuantía de acero vertical distribuido en el muro.



El espaciado del refuerzo en cada dirección del muro estructural no deberá de exceder en  $l_w/3$ ,  $3h$  o  $450$  mm.

### Restricciones del refuerzo por cortante.

Los muros estructurales sujetos a fuerzas de corte horizontales, deben de ser capaces de resistir las fuerzas de corte total, estas no deben de exceder:

$$V_u \leq \Phi V_n, \text{ ACI (11.5.4.3)} \quad (\text{Ecuación 4.31})$$

Estas restricciones para las fuerzas nominales de corte,  $V_n$  en el muro deben de tener refuerzo uniformemente distribuido y no debe de exceder la siguiente ecuación.

$$V_u = V_c + V_s, \text{ ACI (11.5.4.4b)} \quad (\text{Ecuación 4.32})$$

En ningún caso la resistencia al corte  $V_n$ , será mayor que

$$V_u \leq V_{n, \max}, \text{ ACI (18.10.4.4)} \quad (\text{Ecuación 4.33})$$

Donde el cortante máximo deberá de cumplir la siguiente desigualdad,

$$0.83\sqrt{f'}cbwd \geq V_{n, \max} \geq 0.66\sqrt{f'}ctwd, \text{ ACI (18.10.4.4)} \quad (\text{Ecuación 4.34})$$

Las restricciones para el corte en el muro  $V_c$ , sujeto a compresión axial, la resistencia a cortante debe de satisfacer lo siguiente.

$$V_{c1} = \alpha c \lambda \sqrt{f'}ctwd, \text{ ACI (18.10.4.1)} \quad (\text{Ecuación 4.35})$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 0.25 (h_w/l_w \leq 1.5) \\ 0.25 - 0.16(h_w/l_w - 1.5) (1.5 < h_w/l_w \leq 2.0) \\ 0.17 (2.0 < h_w/l_w) \end{cases} \quad \text{ACI (18.10.4.1)} \quad (\text{Ecuación 4.36})$$

$$V_{c2} = \left[ 0.05 \sqrt{f'_c} + \frac{h_w (0.1 \lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{h_w t_w})}{\frac{M_u l_w}{V_u} \frac{1}{2}} \right] t_w d, \quad \text{ACI (11.5.4.6e)} \quad (\text{Ecuación 4.37})$$

Para la resistencia a cortante que exceda el cortante  $\Phi V_c$ , las restricciones para el corte en acero  $V_s$ , se debe de cumplir los siguiente:

$$V_s \geq \left( \frac{V_u}{\phi} - V_c \right), \quad \text{ACI (11.5.4.6e)} \quad (\text{Ecuación 4.38})$$

Donde  $V_s$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_h f_y d}{s} = \rho f_t w d f_y, \quad \text{ACI (11.5.4.8)} \quad (\text{Ecuación 4.39})$$

Donde

$h_w$  y  $l_w$  se refieren a la altura y longitud total del muro de corte.

$\lambda=1$  para concreto con peso normal.

$A_{cw}$  = área de la sección de concreto en un segmento horizontal del muro,  $\text{mm}^2(\text{in}^2)$

$V_n$  = resistencia nominal a cortante, N(kips);

$V_c$  = resistencia nominal a corte provista por el concreto, N(kips);

$V_s$  = resistencia nominal a corte provista por el acero de refuerzo a cortante, N(kips);

$S$  = espaciamiento centro a centro de las barras, ya sea de acero longitudinal como de acero de refuerzo transversal, mm(in);

$N_u$  = Carga axial factorada normal a la sección transversal, N(kips);

$M_u$  = momento factorado en la sección, N-mm(Kips-in);

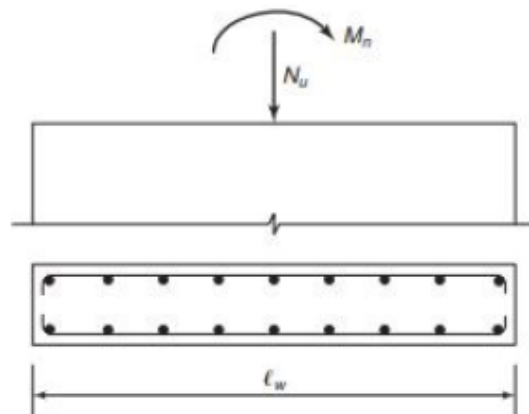
$A_v$  = área del refuerzo a corte con un espaciamiento  $s$ , mm<sup>2</sup>(in<sup>2</sup>).

### Restricciones para resistencia flexionante.

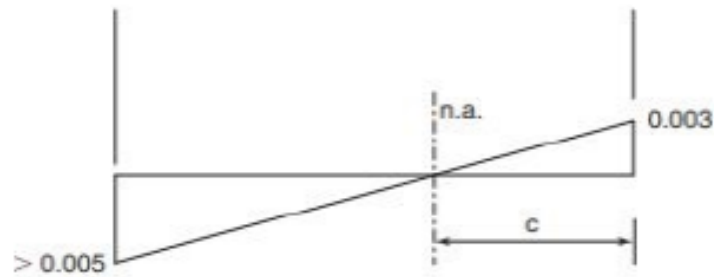
En el diseño de un muro de cortante en un edificio de altura considerable, en una región sísmica, el refuerzo mínimo horizontal debe ser superior a la cuantía 0.0025, esto es suficiente para la resistencia a flexión en un muro de corte. Basa en esta premisa, el muro debe de ser diseñado para resistir momentos flexionantes y fuerzas axiales producto de cargas verticales y el peso propio del muro.

La resistencia flexionante de muros rectangulares con una relación de aspecto  $h_w/l_w$  mayor o igual a 1 sujetas a cargas axiales factorizadas, deben de calcularse con la siguiente ecuación.

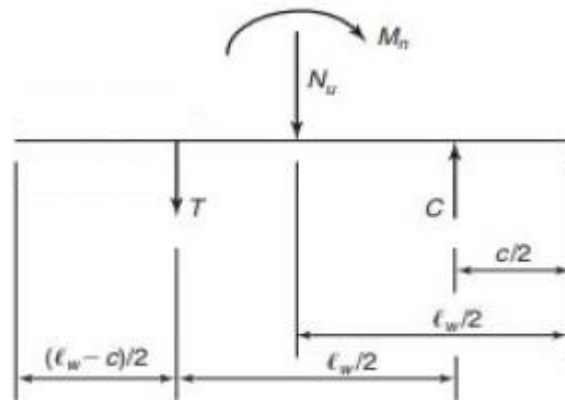
$$M_u = 0.5A_s f_w l_w \left(1 + \frac{N_u}{a_s f_y}\right) \left(1 - \frac{c}{l_w}\right), \text{ ACI 318-71} \quad (\text{Ecuación 4.40})$$



a) Sección típica de muro



b) Distribución de deformaciones en el muro



c) Resultante de fuerzas internas y externas actuantes en la sección del muro  
 Figura 11 Muro con distribución Tension-Compresion a) Sección típica de muro, b) Distribución de deformaciones y c) Resultantes de fuerzas internas Tension-Compresion

Basado en las suposiciones anteriores y considerando las condiciones de resistencia para las secciones del muro de corte de la figura 3.2, se han derivado los siguientes enfoques:

1. Todas las barras de refuerzo en la zona de tensión fluyen en tensión.
2. Todas las barras de refuerzo en la zona de compresión fluyen en compresión.
3. La fuerza de tensión actúa a la mitad de la zona de tensión.
4. La suma de las fuerzas de compresión en el acero y el concreto, actúan a la

mitad de la zona de compresión.

El cálculo de los esfuerzos internos de tensión sostenidos en las barras a tensión y de los esfuerzos internos de compresión provistos por el concreto y la proporción de refuerzo a lo largo del muro se calculan como sigue.

$$T = Asfy\left(\frac{lw-c}{lw}\right), \quad (\text{Ecuación 4.41})$$

$$C = Cs + Cc \quad (\text{Ecuación 4.42})$$

$$Cc = 0.85f'cta \quad (\text{Ecuación 4.43})$$

$$Cs = Asfy\left(\frac{c}{lw}\right) \quad (\text{Ecuación 4.44})$$

$$Nu = Cc + Cs - T \quad (\text{Ecuación 4.45})$$

Considerando el equilibrio de las ecuaciones, también se puede expresar de la siguiente forma:

$$Nu = 0.85f'ch\beta_1c + Asfy\left(\frac{c}{lw}\right) - Asfy\left(\frac{lw-c}{lw}\right) \quad (\text{Ecuación 4.46})$$

Donde C, es la fuerza de compresión en la sección transversal, donde los subíndices s = acero, c = concreto.

Del procesamiento de las fórmulas en la ecuación 3.44, se puede obtener una fórmula para encontrar el centroide del bloque de esfuerzos en compresión, y derivarlo como sigue.

$$c = \left(\frac{Nu + Asfy}{0.85f'ct\beta + 2\frac{(Asfy)}{(lw)}}\right) \quad (\text{Ecuación 4.47})$$

Considerando las ecuaciones anteriores y del análisis de la figura 3.2, se

tiene la ecuación de la resistencia nominal a momento en el muro de corte que puede ser calculada con la siguiente ecuación:

$$Mn = T \left( \frac{lw}{2} \right) + Nu \left( \frac{lw-c}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 4.48})$$

### Restricciones para elemento de borde

Las zonas críticas de los muros de corte son localizadas en los extremos o en las aberturas del muro, Elementos de borde reforzados longitudinalmente y transversalmente debido a la alta demanda de compresión, resultada de la combinación de cargas laterales y gravitacionales. Existen dos enfoques para los requisitos en los elementos de borden, uno es el diseño basado en el desplazamiento y la resistencia nominal a compresión con un esfuerzo de compresión  $\sigma \geq 0.2 f'c$  basado en el código de diseño ACI. En cuanto al primer enfoque, el confinamiento del refuerzo es requerido si:

$$c \geq \frac{lw}{600(1.5\delta w/hw_{CS})} \quad \text{ACI (18.10.6.2a)} \quad (\text{Ecuación 4.49})$$

$$\delta w/hw_{CS} \geq 0.005 \quad \text{ACI (18.10.6.2b)} \quad (\text{Ecuación 4.50})$$

Donde  $c$  = corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayor y resistencia nominal a lo largo de la sección del muro,  $\delta w$  = desplazamiento de diseño.

- (i) El refuerzo transversal en los elementos de borde especiales debe extenderse verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica al menos el mayor de  $lw$  y  $Mu/4Vu$ , excepto lo que permita 18.1.6.4(i) según su sección ACI.
- (ii)  $b \geq \sqrt{0.025} clw$
- (iii)  $\delta c/hw_{CS} \geq 1.5 \delta u/hw_{CS}$ , donde;

$$\delta c/hw_{cs} = \frac{1}{100} \left[ 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{l}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_u}{0.68 \sqrt{f'_c A_{cv}}} \right] \text{ACI (18.10.6.2b)} \quad (\text{Ecuación 4.51})$$

Si se requieren elementos especiales de borde según las dos ecuaciones anteriores, entonces (i) debe cumplirse y también debe cumplirse ya sea con (ii) o (iii)

El valor  $\delta c/hw_{cs}$  en la ecuación (18.10.6.2b) debe ser mayor a 0.015

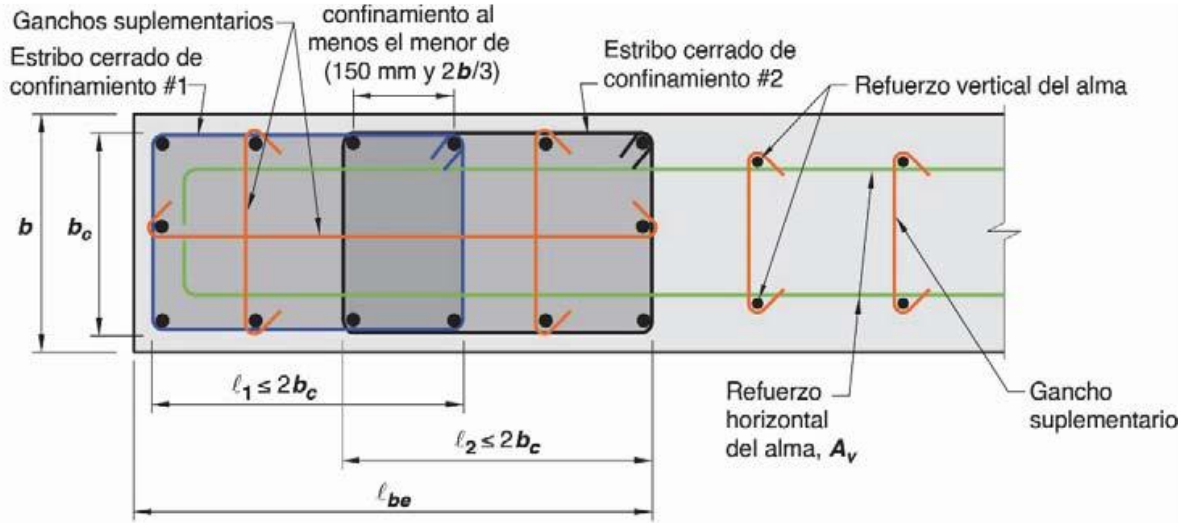
La cuantía de acero por refuerzo transversal en los elementos de borde será el máximo de ( $\rho_{min1}$ ,  $\rho_{min2}$ ).

Para refuerzo transversal con estribos rectangulares.

$$\rho_{min1} \geq 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}, \text{ACI (18.10.6.4a)} \quad (\text{Ecuación 4.52})$$

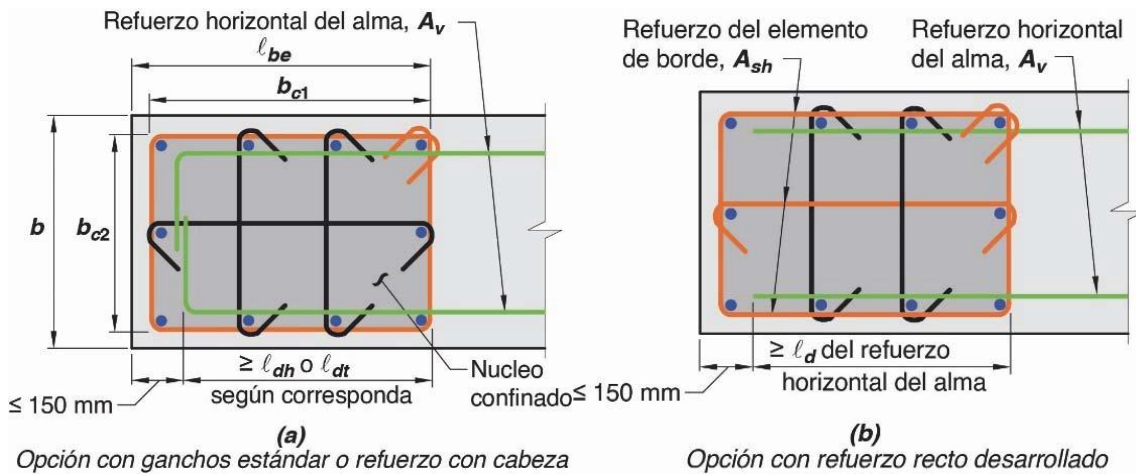
$$\rho_{min2} \geq 0.09 \frac{f'_c}{f_y}, \text{ACI (18.10.6.4b)} \quad (\text{Ecuación 4.53})$$

Donde  $A_g = l_b b$  y  $A_{sh} = b_{c1} b_{c2}$ . Están ilustradas en la figura No. 12, el espaciamiento para refuerzo transversal debe distribuirse de acuerdo con la sección ACI (18.10.6.4)



(b) Estribos cerrados de confinamiento superpuestos con ganchos suplementarios de 135 grados y ganchos suplementarios de 135 grados apoyando lateralmente el refuerzo longitudinal distribuido en el alma.

Figura 12 Configuración del refuerzo transversal del borde y ganchos suplementarios del alma.



(a) Opción con ganchos estándar o refuerzo con cabeza

(b) Opción con refuerzo recto desarrollado

Figura 13 Desarrollo de del refuerzo horizontal del muro en el elemento de borde confinado



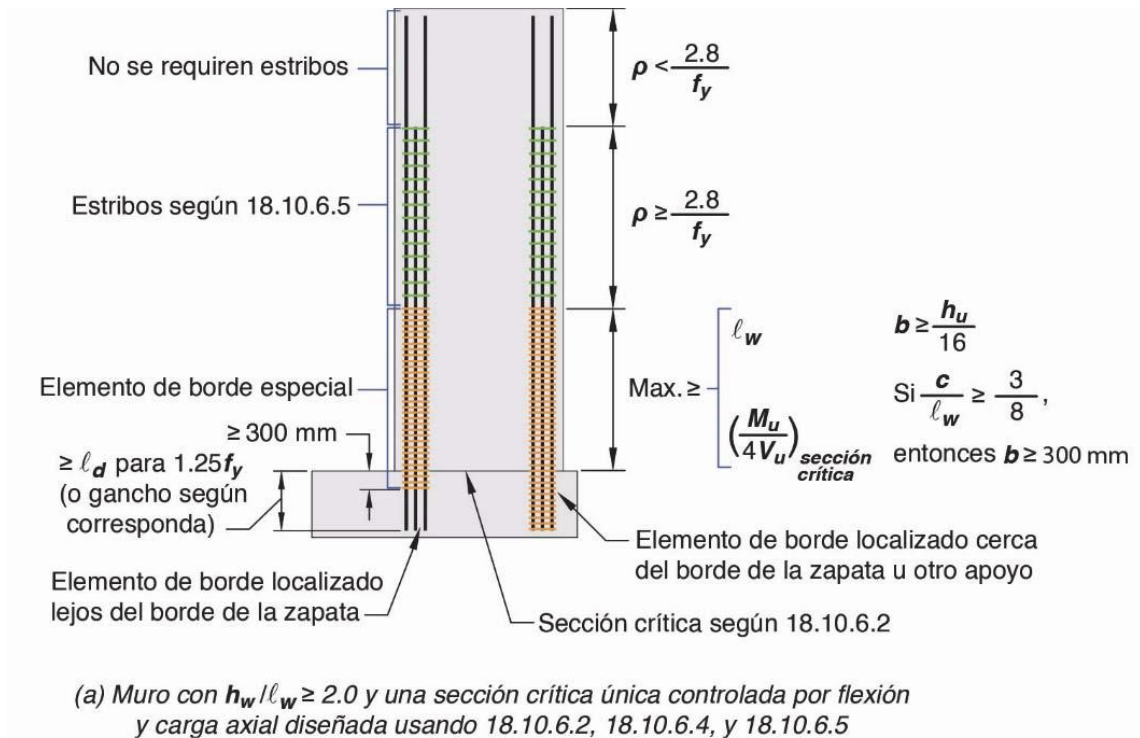


Figura 14 Resumen de requisitos de elementos de borde para muros especiales

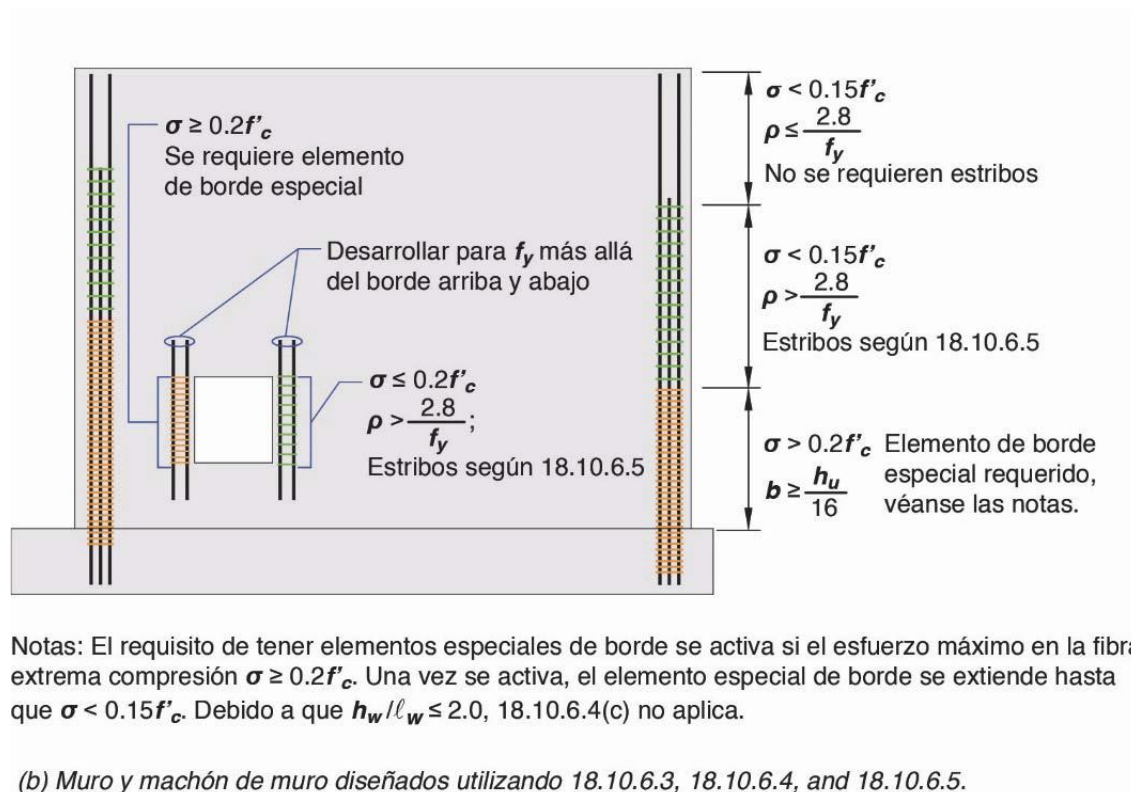


Figura 15 Resumen de requisitos especiales para muro y machón.

#### **4.9 Requisitos y condiciones para el diseño de Vigas de acople**

Los requisitos y condiciones para el diseño de estos elementos ya fueron descrita en la sección 2.4 de este documento.

#### **4.10 Análisis Estructural estático equivalente y modal espectral basado en AGIES NSE 2 2018**

Para realizar el análisis estructural, se tienen que realizar dos métodos de análisis, el primero es el análisis estático equivalente, este se utiliza como referencia para la interpretación y calibración del método modal espectral.

La carga sísmica se aplicó conforme las Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala (AGIES NSE 2018) avalada por CONRED en acuerdo 02-2019 y requerida por las municipalidades.

#### **Parámetros para integración de la carga sísmica:**

- Municipio: **Quetzaltenango**
- Índice de Sismicidad  $I_0 = 4.1$
- Clase de obra: **Importante**
- Nivel de protección **D**
- Tipo de sismo: **Severo**
- Probabilidad de Excedencia: **5% en 50 años**
- $S_{cr} = 1.50 \text{ g}$
- $S_{1r} = 0.55 \text{ g}$
- Clase de suelo: **D**
- $F_a = 1.20$
- $F_v = 1.70$
- $N_a = 1.00$
- $N_v = 1.00$

- $K_d = 0.80$
- $S_{cd} = 1.44g$
- $S_{1d} = 0.75g$
- $S_{vd} = 0.20S_{cd} = 0.29g$

Parámetros sismorresistentes de la estructura.

- Sistema estructural: **E4(Estructura dual)**
- 

El sistema E4 será similar al sistema E3 en todos los aspectos, excepto que deberá contener obligadamente muros que en cualquier piso tomen al menos el 60% del cortante de piso y marcos de Alta Ductilidad (Tipo DA) capaces de tomar, sin el concurso de los muros, al menos el 25% de las solicitaciones sísmicas totales. Los marcos también podrán ser de Ductilidad Intermedia (Tipo DI) con las limitaciones indicadas en la Tabla 1.6.14-1. No se requiere que esa estructura residual satisfaga los límites de derivas. Algunos componentes podrían excluirse del sistema sismorresistente, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura sin menoscabo de su capacidad portante vertical AGIES (2018)

$R = 7$  (Factor de modificación de respuesta sísmica)

$\Omega_r = 2.5$ . (factor de incremento de resistencia). Se aplicará en elementos estructurales con componentes criterios para aumentar la resistencia elástica.

$C_d = 5.5$  (Factor de incremento del desplazamiento elástico)

$\rho$  (rho) = **1.00**. En este caso no se aplicó factor de falta de redundancia, ya que la estructura es simétrica en planta, elevación y tiene mas de tres ejes estructurales en ambas direcciones de análisis.

Cargas Permanentes para cálculo de masa sísmica: Peso propio (PP) + carga muerta superpuesta (CMS)+ 25% de cargas vivas (CV).

#### 4.11 Predimensionamiento de la estructura

Para el Predimensionamiento de los elementos estructurales se usaron los criterios descritos anteriormente para vigas, columnas, losas de entrepiso, muros de cortante y vigas de acople de la siguiente forma.

##### 1. Columnas del sistema de resistencia lateral y gravitacional

Para el Predimensionamiento de las columnas del sistema de resistencia lateral se realizarán en función de esfuerzos de compresión axial del análisis estructural limitados a  $\sigma_c = 0.4f'_c$ , a continuación, muestra tabla de Predimensionamiento con código de colores.

COLUMNAS EN EJE C	ID	Carga axial	DIMENSIONES		CONCRETO 28 DIAS	AREA COL	ESFUERZO	RELACION DE
C2	MODELO	P (tons)	ANCHO (cm)	LARGO (cm)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	cm <sup>2</sup>	(kg/cm <sup>2</sup> )	PRESION EN COLUMNA
L20N21	C22	124.03125	90	90	280	8100	15.31	0.0547
L19N20	C22	248.0625	90	90	280	8100	30.63	0.1094
L18N19	C22	372.09375	90	90	280	8100	45.94	0.1641
L17N18	C22	496.125	90	90	280	8100	45.94	0.1641
L16N17	C22	620.15625	90	90	280	8100	61.25	0.2188
L15N16	C22	744.1875	90	90	280	8100	76.56	0.2734
L14N15	C22	868.21875	90	90	420	8100	91.88	0.2188
L13N14	C22	992.25	90	90	420	8100	107.19	0.2552
L12N13	C22	1116.28125	100	100	420	10000	99.23	0.2363
L11N12	C22	1240.3125	100	100	420	10000	111.63	0.2658
L10N11	C22	1364.34375	100	100	420	10000	124.03	0.2953
L9N10	C22	1488.375	100	100	490	10000	136.43	0.2784
L8N9	C22	1612.40625	100	100	490	10000	148.84	0.3038
L7N8	C22	1736.4375	100	100	490	10000	161.24	0.3291
L6N7	C22	1860.46875	100	100	490	10000	173.64	0.3544
L5N6	C22	1984.5	115	115	490	13225	150.06	0.3062
L4N5	C22	2108.53125	115	115	490	13225	159.44	0.3254
L3N4	C22	2232.5625	115	115	490	13225	168.81	0.3445
L2N3	C22	2356.59375	115	115	490	13225	178.19	0.3637
L1N2	C22	2480.625	115	115	490	13225	187.57	0.3828
N1	C22	2480.625	115	115	490	13225	187.57	0.3828

Tabla 5 Chequeo de Presiones en columnas

Para la modelación se utilizaron estas dimensiones, la carga axial con la que se chequearon las presiones están dadas por la envolvente de momentos para el diseño de columnas, vienen dadas del análisis estructural del edificio.

## 2. Vigas del sistema de resistencia lateral y gravitacional

Para el Predimensionamiento de vigas principales del sistema lateral, se utilizaron reglas de dedo, en la que la luz a cubrir entre ejes, nos determinó las dimensiones de las mismas, de la siguiente forma:

$$l/14 \leq h \leq l/10 \quad (\text{Ecuación 4.54})$$

Donde  $l=8.75$  m., de aquí que  $h$  debe de estar comprendida entre los siguientes límites:

$$\begin{aligned} 8.75/14 &\leq h \leq 8.75/10 \\ 0.625 &\leq h \leq 0.875 \end{aligned}$$

Por lo que el Predimensionamiento queda como  $h=0.70$  m, para determinar la base de la viga rectangular a utilizar se hace también por una regla de dedo, de la siguiente forma.

$$h/2 \leq b_w \leq 2/3h \quad (\text{Ecuación 4.55})$$

Donde  $h=0.70$  m., de aquí que  $h$  debe de estar comprendida entre los siguientes límites:

$$\begin{aligned} 0.70/2 &\leq b_w \leq 2/3(0.70) \\ 0.35 \text{ m} &\leq b_w \leq 0.45 \text{ m} \end{aligned}$$

Por lo que el Predimensionamiento queda como  $b_w = 0.40$  m.

## 3. Predimensionamiento para losas macizas en una y dos direcciones dos direcciones.

Para el cálculo de las losas en una dirección, voladizos de un metro y de dos metros se utiliza la siguiente formula,  $h=l/10$ , donde  $l$  es la luz en la dirección de

análisis de la losa en voladizo.

$$h_{\min} = l/10 \text{ ACI (Tabla 7.3.1.1)} \quad (\text{Ecuación 4-56})$$

$$h_{\min} = 2/10$$

$$h_{\min} = 0.20 \text{ m}$$

Para el cálculo de las losas en dos direcciones, se utilizará la siguiente expresión.

$$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 12.5 \text{ cm} \quad \text{ACI (Tabla 8.3.1.2b)} \quad (\text{Ecuación 4-57})$$

$$\min = 21.875$$

Se tomará como valor inicial de 20 cm para tener continuidad en altura con las losas en voladizo.

#### 4. **Predimensionamiento para muros estructurales.**

Para el dimensionamiento preliminares se tomaron en cuenta las consideraciones dadas en el capítulo 2.5 del libro de Moehle (2015), donde indica que las dimensiones mínimas para muro serán de 40 cm, por un proceso iterativo de análisis y diseño en ETABS se llegó a las dimensiones siguientes, espesor de muros acoplados = 0.50 m, espesor de muros no acoplados = 0.40 m.

#### 4.12 **Métodos de análisis sísmicos.**

Se utilizo un análisis dinámico modal espectral elástico. El cortante a nivel de cedencia en la base del modelo dinámico se calibro respecto al cortante basal elástico equivalente calculado por el método estático equivalente prescrito en la

norma.

La calibración de cortantes tanto de diseño como de derivas laterales, se realizó a nivel de calle o pavimentos, asumiendo entonces que la estructura puede vibrar libremente desde ese nivel. Se considera de esta manera ya que los colindante en algún momento pueden abrir sótanos, lo que dejaría al edificio sin una restricción lateral.

#### **4.13 Resultados de la carga lateral sísmica.**

##### **Peso sísmico de la estructura**

El nivel de calibración es tomando desde la base de la estructura hasta el último nivel superior, el peso acumulado permanente hasta el nivel de calibraciones es = **29,638 Tonf.**

##### **Cortante Basal**

El cortante basal calibrado en la dirección Norte Sur (Y) es = **3,000 Tonf.**

El cortante basal calibrado en la dirección Norte Sur (Y) es = **3,271Tonf.**

##### **Derivas sísmicas.**

El control de las deformaciones sísmicas horizontales es importante para reducir el daño en elementos secundarios en un edificio durante un sismo significativo. El control de daño secundario incluye reducción de daños a fachadas, tabiques, vidrieras y menos incomodidad para los ocupantes.

El procedimiento actual para controlar estos daños se hace conforme a prescripción de norma que requiere no exceder ciertos límites de deformación analíticamente calculados con base a parámetros empíricos de las normas. Las

derivadas se evalúan en cada piso y es el resultado de dividir la diferencia analítica de deformaciones horizontales entre la altura de piso a piso.

La deriva máxima según la norma NSE 3-2018 para un edificio clasificado como importante es  $\Delta u = 0.02/Cd*I_e = 0.02/(5.5*1.00) = 0.003636$  (deriva al límite de fluencia), cuando se aplica el sismo “severo” ( $K_d = 0.80$ ).

A continuación, se muestra la comparación de derivas unitarias del análisis de carga sísmica del edificio y valores admisibles. Las derivas unitarias son adimensionales y el desplazamiento utilizado en cálculo es el desplazamiento post-elástico probable. Se verifica en cada piso de la estructura y la deriva máxima se compara con la del piso con mayor deriva.

Dirección	Derivas Unitarias $\Delta u$	Nivel de Deriva	Deriva Máxima Admisible $\Delta_{adm}$	Eficiencia $\Delta u / \Delta_{adm}$
Norte-Sur (X)	0.002878	Nivel 2	0.002908	99%
Este-Oeste (Y)	0.001948	Nivel 3	0.002908	67%

Tabla 6 Comparación de derivas laterales admisibles vs derivas laterales unitarias máximas de entrepiso, para sistema dual acoplado.

A continuación, se presentarán los resultados en forma gráfica del análisis modal espectral y análisis estático equivalente en el programa ETABS.



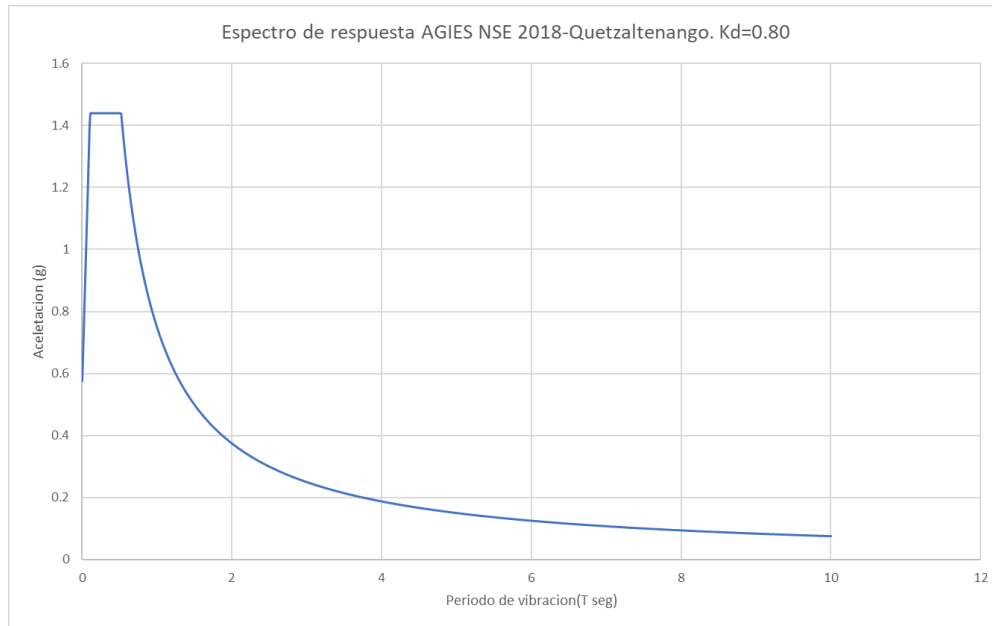


Figura 16 Espectro de respuesta AGIES NSE 2018 para la zona 9 de Quetzaltenango.

<b>NIVEL DE ANALISIS</b>	<b>TIPO DE CASO SISMICO</b>	<b>CORTANTE BASAL X-X (Tonf)</b>	<b>CORTANTE BASAL Y-Y (Tonf)</b>
LOSA 1/N2	SXA	-3543.18	0
LOSA 1/N2	SXB	-3639.72	0
LOSA 1/N2	SYA	0	-3639.72
LOSA 1/N2	SYB	0	-3639.87
LOSA 1/N2	SPECY_IN	0.1737	10991.8514
LOSA 1/N2	SPECX_IN	8635.2229	0.1737
LOSA 1/N2	SPECY_DIS	0.0517	3271.8512
LOSA 1/N2	SPECX_DIS	3001.7034	0.0604
LOSA 1/N2	SPECX_DRIFT	2551.4479	0.0513
LOSA 1/N2	SPECY_DRIFT	0.0439	2781.0735

Tabla 7 Resultados de cortantes basales estáticos, dinámico espectral de diseño y dinámico espectral de derivas, Datos obtenidos de ETABS.

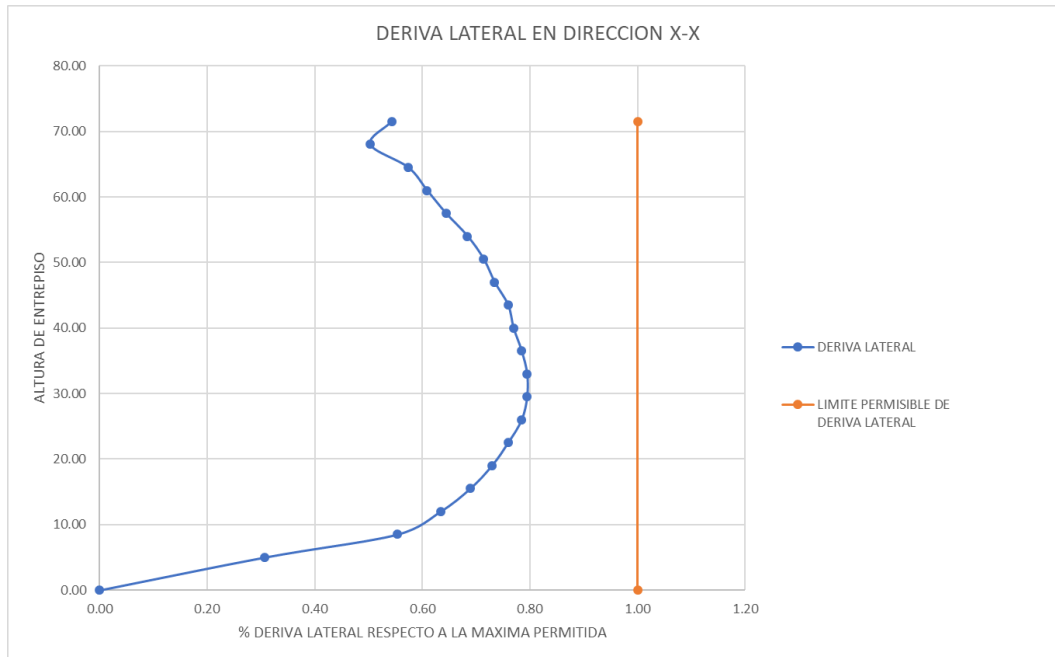


Figura 17 Deriva lateral sentido Este-Oeste al límite de cedencia con el sismo de diseño dinámico al 80% de la deriva lateral máxima permisible.

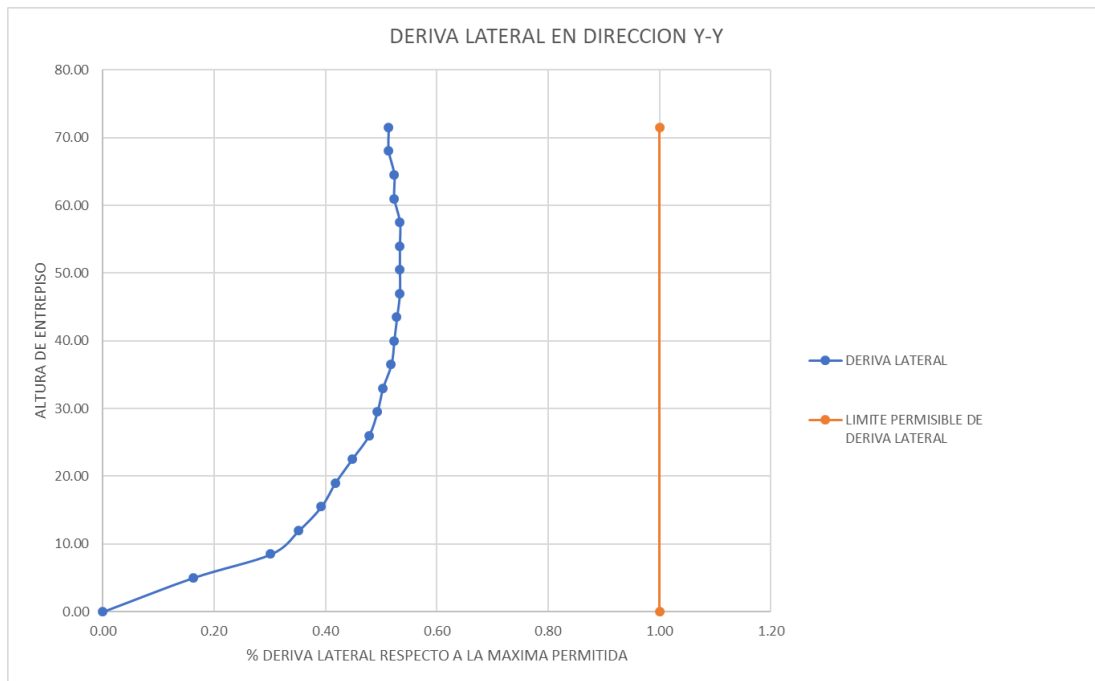


Figura 18 Deriva lateral por nivel sentido Norte-Sur al límite de cedencia con el sismo de diseño dinámico al 54% de la deriva lateral máxima permisible.

En la siguiente tabla resumen se presenta las dimensiones de las secciones

de diseño obtenidas para el modelo de estudio.

<b>ESTRUCTURA</b>	<b>Nivel</b>	<b>Vigas (cm)</b>	<b>Columnas (cm)</b>	<b>Muros estructurales X-X(cm)</b>	<b>Muros estructurales Y-Y(cm)</b>
SISTEMA DUAL E4 20 NIVELES	1-5	40.00X70.00	115.00X115.00	315.5.X50.00	875.00x40.00
	6-12	40.00X70.00	100.00X100.00	315.5.X50.00	875.00X40.00
	13-20	40.00X70.00	90.00X90.00	315.5.X50.00	875.00X40.00

Tabla 8 Secciones de diseño

Todas las vigas de acople tendrán dimensiones iguales para todos los entrepisos con una altura de 1.00m y una relación de aspecto  $l_n/h = 2.45$

A todo esto, para probar nuestra hipótesis se debe de comparar los resultados de derivas para el mismo sistema de resistencia lateral, ahora con el cambio de vigas de acople por vigas a flexión que tendrán la misma sección de diseño que las vigas principales del sistema de marcos, es decir vigas de dimensiones en sus sección transversal de 40.00X70.00 cm, a continuación, se muestran dos tablas donde se hace patente que la deriva lateral sobrepasa la permitida de acuerdo con la siguiente tabla.

Dirección	Derivas Unitarias $\Delta u$	Nivel de Deriva	Deriva Máxima Admisible $\Delta_{adm}$	Eficiencia $\Delta u / \Delta_{adm}$
Norte-Sur (X)	0.003876	Nivel 11	0.003636	106%
Este-Oeste (Y)	0.003443	Nivel 3	0.003636	95%

Tabla 9 Comparación de derivas laterales admisibles vs derivas laterales unitarias máximas de entrepiso, para el sistema dual no acoplado.

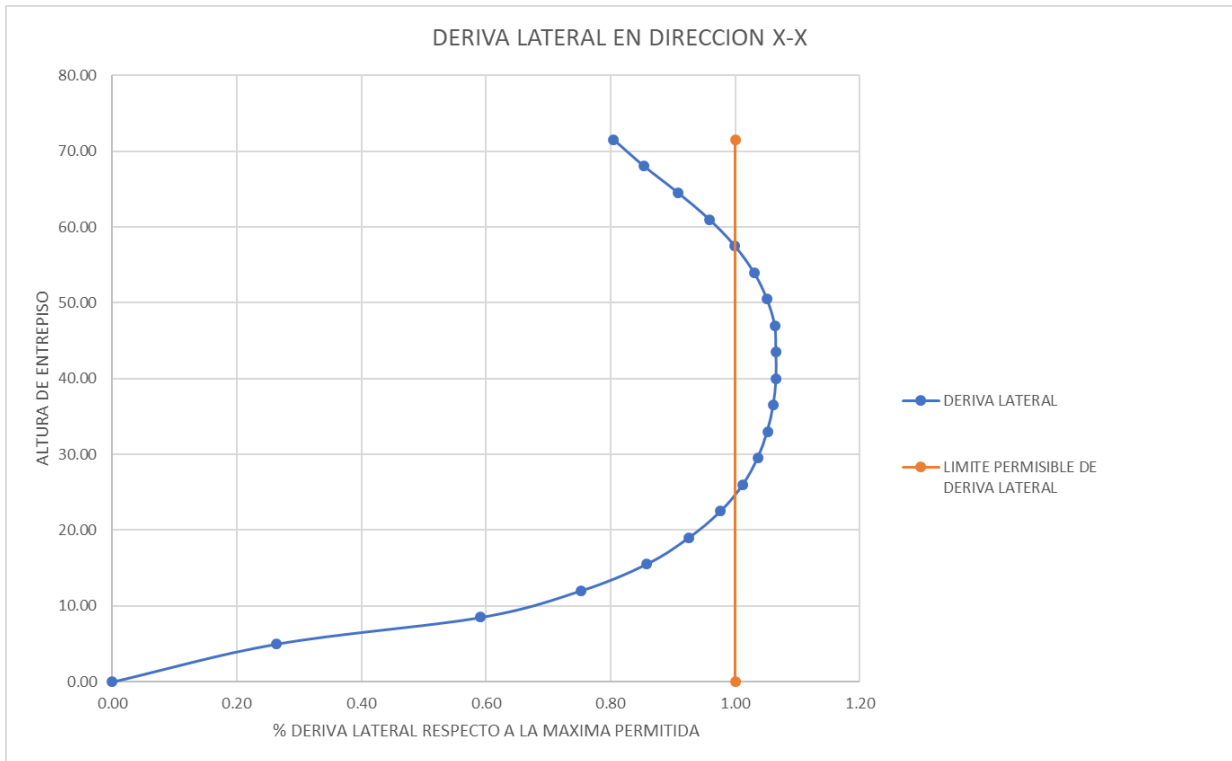


Figura 19 Deriva lateral sentido Este-Oeste al límite de cedencia con el sismo de diseño dinámico al 106% de la deriva lateral máxima permitida, para el sistema dual no acoplado.

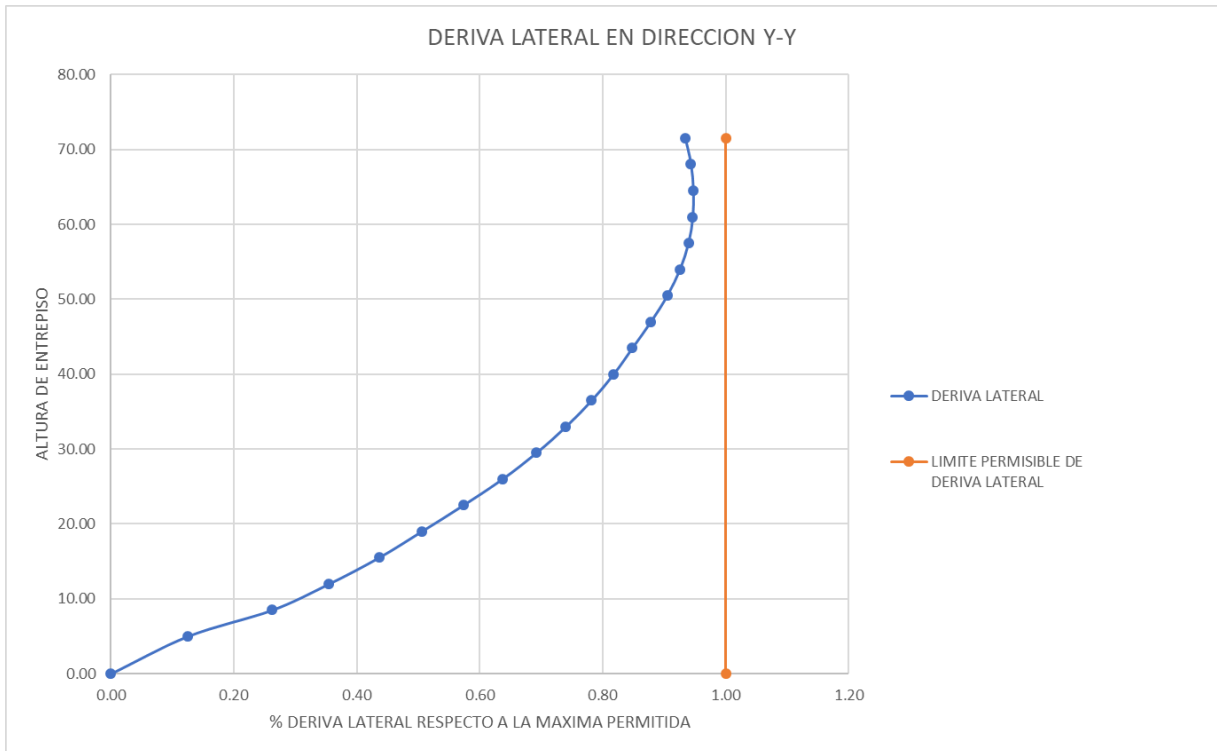


Figura 20 Deriva lateral por nivel sentido Norte-Sur al límite de cedencia con el sismo de diseño dinámico al 94% de la deriva lateral máxima permisible, para el sistema dual no acoplado.

Se concluye entonces que nuestra hipótesis del uso de sistemas estructurales E-2 disminuyen la vulnerabilidad sísmica al hacer uso de vigas de acople, es una hipótesis positiva.

#### 4.14 Efectos de segundo orden e índice de estabilidad.

Para conocer la estabilidad de una estructura se debe de realizar un análisis que permita identificar los efectos P-Delta, en las dos direcciones principales de la estructura, producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse para el cálculo de dichos incrementos y para la evaluación de la estabilidad estructural global.

El índice de estabilidad  $Q_i$ , para el piso  $i$  y en la dirección bajo estudio, puede

calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ecuación (4.58)}$$

Dónde:

$Q_i$ : Índice de estabilidad del piso  $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$P_i$ : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso  $i$  y de todos los pisos localizados sobre el piso  $i$

$\Delta_i$ : Deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$ = Cortante sísmico del piso  $i$

$h_i$ = Altura del piso  $i$  considerado

Siempre se debe cumplir que  $Q_i \leq 0.25$ , cuando es mayor a ese valor la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse. Cuando está en el rango de  $0.1 < Q_i < 0.25$  se deben considerar los efectos P- $\Delta$  mediante un factor de mayoración  $f_{P-\Delta}$  que amplifica las derivas, fuerzas internas y momentos que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales. Para valores menores de 0.09 se ignoran los efectos.

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i} \quad \text{(Ecuación 4.59)}$$

Dónde:

$f_{P-\Delta}$  Factor de mayoración para amplificación de fuerzas y momentos.

$Q_i$  Índice de estabilidad del piso  $i$

#### 4.15 Efectos P-Delta.

Para efectos prácticos se considera por medio del coeficiente de estabilidad Theta ( $\theta$ ), se describe la ecuación en ASCE/SEI (12.8-16) de la siguiente forma:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad \text{(Ecuación 4.60)}$$

Dónde:

$P_x$ : Carga vertical total de diseño sobre el nivel  $x$

$\Delta$ : Deriva de diseño

$I_e$ : Factor de importancia

$V_x$ : Cortante basal de diseño actuando en la base de los entrepisos  $x$  de la estructura

$h_{sx}$ : Altura del entrepiso debajo del nivel  $x$

$C_d$ : Factor de incremento de desplazamiento elástico

Los efectos P-Delta no se consideran cuando el coeficiente es menor a 0.09, se consideran en el coeficiente de estabilidad se encuentra dentro de  $0.09 < \theta < \theta_{MAX}$  y no pueden sobrepasar el límite máximo de  $\theta_{MAX}$ , la diferencia radica en límite máximo que se debe obtener por la siguiente ecuación:

$$\theta_{MAX} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad (\text{Ecuación 4.61})$$

Donde:

$\theta_{MAX}$ : Límite máximo del coeficiente de estabilidad, esto se establece para proteger a las estructuras de la posibilidad de inestabilidad por las deformaciones residuales posteriores a sismos intensos.

$\beta$  : Es una relación demanda capacidad de cortante para los entrepisos en los niveles  $x$ , dicho de otra forma este factor es el inverso de la sobre resistencia del entrepiso, la normativa sugiere tomar como 1.0 pero se advierte que este es un valor conservador, para el análisis del efecto P-Delta se tomo como 1.0 ya que estamos del lado de la seguridad estructural.

Si de la ecuación 4-61 despejamos  $1/\beta$ , podemos obtener para cada entrepiso la sobre resistencia requerida.

$$\frac{1}{\beta} = \frac{C_d \theta}{0.5} \quad (\text{Ecuación 4.62})$$

En las tablas 6 y 7 se presenta el resumen de la verificación por índices de estabilidad, que indican que no debe de ser considerado el efecto P-Delta en el análisis estructural ya que la estructura para las condiciones de cargas gravitacionales y sísmicas permanece estable.

REVISION EFECTOS P DELTA, ASCE 7-16 CAPITULO 12.8.7							
$\theta = \frac{P_x \Delta_e}{V_x h_{sx} C_d}$ (12.8-16)			$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d}$ (12.8-17)				
			$\beta =$ <span style="background-color: #90EE90;">1.00</span> DATO CONSERVADOR				
DIRECCION X							
Nivel	hsx (m)	Px (Ton)	$\Delta_x$ (cm)	V <sub>x</sub> (Ton)	$\theta_x$	$\theta_{max}$	Conclusión
LOSA 20/N21	3.50	1,576.15	26.83	620.64	0.044	0.09	OK
LOSA 19/N20	3.50	3,152.30	25.75	1,121.58	0.047	0.09	OK
LOSA 18/N19	3.50	4,728.44	24.75	1,472.32	0.052	0.09	OK
LOSA 17/N18	3.50	6,304.59	23.65	1,727.49	0.056	0.09	OK
LOSA 16/N17	3.50	7,880.74	22.40	1,920.04	0.060	0.09	OK
LOSA 15/N16	3.50	9,456.89	21.12	2,069.42	0.063	0.09	OK
LOSA 14/N15	3.50	11,033.03	19.76	2,191.19	0.065	0.09	OK
LOSA 13/N14	3.50	12,609.18	18.39	2,299.04	0.065	0.09	OK
LOSA 12/N13	3.50	14,114.15	16.88	2,399.62	0.064	0.09	OK
LOSA 11/N12	3.50	15,619.13	15.37	2,498.04	0.062	0.09	OK
LOSA 10/N11	3.50	17,124.10	13.84	2,600.58	0.059	0.09	OK
LOSA 9/N10	3.50	18,629.07	12.28	2,711.63	0.055	0.09	OK
LOSA 8/N9	3.50	20,134.05	10.70	2,834.75	0.049	0.09	OK
LOSA 7/N8	3.50	21,639.02	9.12	2,972.29	0.043	0.09	OK
LOSA 6/N7	3.50	23,026.12	7.56	3,116.19	0.036	0.09	OK
LOSA 5/N6	3.50	24,224.47	6.05	3,250.34	0.029	0.09	OK
LOSA 4/N5	3.50	25,422.82	4.60	3,372.42	0.023	0.09	OK
LOSA 3/N4	3.50	26,621.18	3.23	3,484.94	0.016	0.09	OK
LOSA 2/N3	3.50	27,819.53	1.97	3,577.81	0.010	0.09	OK
LOSA 1/N2	5.00	29,016.37	0.87	3,635.49	0.003	0.09	OK

\*NO OK QUIERE DECIR QUE SE DEBE HACER UN ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN (P DELTA)

Tabla 10 Revisión de Efecto P-Delta en dirección Este-Oeste.



REVISION EFECTOS P DELTA, ASCE 7-16							
CAPITULO 12.8.7							
$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$ (12.8-16)				$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d}$ (12.8-17)			
				$\beta =$ 1.00 DATO CONSERVADOR			
DIRECCION Y							
Nivel	hsx (m)	Px (Ton)	$\Delta_x$ (cm)	Vx (Ton)	$\theta_x$	$\theta_{max}$	Conclusión
LOSA 20/N21	3.50	1,576.15	18.67	624.45	0.031	0.09	OK
LOSA 19/N20	3.50	3,152.30	17.65	1,152.94	0.031	0.09	OK
LOSA 18/N19	3.50	4,728.44	16.63	1,526.73	0.033	0.09	OK
LOSA 17/N18	3.50	6,304.59	15.59	1,779.02	0.036	0.09	OK
LOSA 16/N17	3.50	7,880.74	14.55	1,941.63	0.038	0.09	OK
LOSA 15/N16	3.50	9,456.89	13.49	2,041.45	0.041	0.09	OK
LOSA 14/N15	3.50	11,033.03	12.43	2,101.79	0.042	0.09	OK
LOSA 13/N14	3.50	12,609.18	11.37	2,144.93	0.043	0.09	OK
LOSA 12/N13	3.50	14,114.15	10.31	2,190.51	0.043	0.09	OK
LOSA 11/N12	3.50	15,619.13	9.26	2,255.66	0.042	0.09	OK
LOSA 10/N11	3.50	17,124.10	8.22	2,352.35	0.039	0.09	OK
LOSA 9/N10	3.50	18,629.07	7.19	2,485.20	0.035	0.09	OK
LOSA 8/N9	3.50	20,134.05	6.19	2,651.09	0.031	0.09	OK
LOSA 7/N8	3.50	21,639.02	5.21	2,841.55	0.026	0.09	OK
LOSA 6/N7	3.50	23,026.12	4.26	3,036.20	0.021	0.09	OK
LOSA 5/N6	3.50	24,224.47	3.37	3,209.91	0.017	0.09	OK
LOSA 4/N5	3.50	25,422.82	2.54	3,359.42	0.012	0.09	OK
LOSA 3/N4	3.50	26,621.18	1.76	3,487.02	0.009	0.09	OK
LOSA 2/N3	3.50	27,819.53	1.06	3,583.87	0.005	0.09	OK
LOSA 1/N2	5.00	29,016.37	0.46	3,641.62	0.002	0.09	OK

\*NO OK QUIERE DECIR QUE SE DEBE HACER UN ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN (P DELTA)

Tabla 11 Revisión de Efecto P-Delta en dirección Norte-Sur.

#### 4.16 Análisis y diseño estructural de vigas de acople.

A continuación, se verá el diseño estructural de una viga de acople ubicada en la Losa 5/N6, en el eje 3 coordinado de la estructura, identificado con un

elemento frame B2, se muestran los resultados de diseño en ETABS, también la comprobación de este diseño, para determinar las dimensiones de la viga de acople, así como su armado.

### ETABS Shear Wall Design

#### ACI 318-14 Spandrel Design

##### Spandrel Details

Story ID	Spandrel ID	Centroid X (in)	Centroid Y (in)	Depth (in)	Width (in)	LLRF
LOSA 5/N6	S1	468.7323	0	31.4961	19.685	1

##### Material Properties

$E_c$ (lb/in <sup>2</sup> )	$f'_c$ (lb/in <sup>2</sup> )	Lt.Wt Factor (Unitless)	$f_y$ (lb/in <sup>2</sup> )	$f_{ys}$ (lb/in <sup>2</sup> )
4769806.76	6969.44	1	60000	60000

##### Design Code Parameters

$\Phi_T$	$\Phi_c$	$\Phi_v$	$\Phi_v$ (Seismic)
0.9	0.85	0.75	0.8

##### Spandrel Flexural Design—Top Reinforcement

Station Location	Reinf Area in <sup>2</sup>	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, $M_u$ kip-ft
Left	8.5024	1.37	CR4X	-1000.8664
Right	8.5022	1.37	CR4X	-1000.8462

##### Spandrel Flexural Design—Bottom Reinforcement

Station Location	Reinf Area in <sup>2</sup>	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, $M_u$ kip-ft
Left	8.5024	1.37	CR4X	1000.8664
Right	8.5022	1.37	CR4X	1000.8462

##### Spandrel Shear Design

Station Location	$A_{vert}$ in <sup>2</sup> /ft	$A_{horiz}$ in <sup>2</sup> /ft	ShearCombo	$V_u$ kip	$\Phi V_c$ kip	$\Phi V_s$ kip	$\Phi V_n$ kip
Left	2.0643	0.5906	CR4X	231.451	55.9	175.551	231.451
Right	2.0643	0.5906	CR4X	231.447	55.9	175.546	231.447

##### Spandrel Shear Design—Diagonal Reinforcement

Station Location	$A_{diag}$ in <sup>2</sup>	Shear Combo	$V_u$ kip	$V_{uLimit}$ kip	L/H Ratio	Seismic Design	Diag Reinf Mandatory
Left	8.9382	CR4X	231.451	188.335	3.048	Yes	No
Right	8.938	CR4X	231.447	188.335	3.048	Yes	No

Figura 21 Diseño de elemento Frame B2, Viga de acople unidades en sistema inglés.

REFUERZO DIAGONAL DE VIGA DE ACOPLE			
Valores de entrada en color amarillo			
$f_y$	=	60	ksi
$f_c$	=	4	ksi
$A_{diag}$	=	2.02	in <sup>2</sup>
Seleccionar tamaño de barra	=	# 7	
Aproximado de barras requeridas	=	3.36	No
REFUERZO TRANSVERSAL DE VIGAS DIAGONALES			
Ancho de la viga de acople, $t_s$	=	19.69	in
$S_{max}$	=	4.921	in
		1/4 de la base de la viga de acople	
$S_{max}$	=	5.25	in
		6 diámetros de la varilla de refuerzo diagonal	
$S_{max}$	=	4	in
		$s = \left( \frac{14 - h_s}{3} \right)$	4 in. $\leq S, \leq 6$ in.
Controla la máxima separación $S_{max}$	=	4.921	in
Recubrimiento	=	1	in
Altura de estribos en la diagonal CIC, $h_c$	=	13	in
Espaciamento del refuerzo vertical CIC, $h_y$	=	14	in
$A_g$	=	210.25	in <sup>2</sup>
$A_{ch}$	=	169.00	in <sup>2</sup>
$A_{sh}$	=	0.31	in <sup>2</sup>
$A_{sh}$ or	=	0.38	in <sup>2</sup>
$A_{sh}$ max	=	0.38	in <sup>2</sup>
seleccionar tamaño de varilla para estribo y eslabon	=	# 4	
Numero de patas	=	3	No
Area provista $A_{sh}$	=	0.59	in <sup>2</sup>
REFUERZO ADICIONAL, HORIZONTAL Y VERTICAL EN VIGA DE ACOPLE			
$h_s$	=	31.5	in
$S_{max}$	=	5.899	in
$S_{max}$ or	=	12	12 in
Acero minimo vertical $A_{vert}$	=	0.591	in <sup>2</sup> /feet
		0.0025 $t_s$ , S	
acero de ETABS $A_{vert}$	=	0.591	in <sup>2</sup> /feet
Seleccionar tamaño de barra para acero horizontal	=	# 3	
Espaciamento requerido entre el acero horizontal	=	4.5	in OK
Minimum $A_{horiz}$	=	0.591	in <sup>2</sup> /feet
		0.0020 $t_s \times h$	
$A_{horiz}$	=	0.591	in <sup>2</sup> /feet
Required Horizontal Spacing	=	4.5	in
Choose S	=	5	in OK

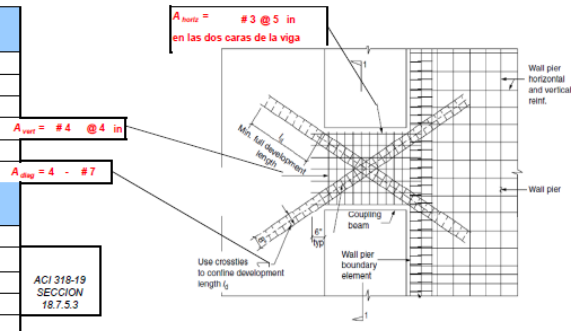


Figure 4.49. Coupling beam with diagonal reinforcement. Each diagonal reinforcement must consist of at least four bars with closely spaced ties. Use wider closed ties or cross-ties at central intersection. The cross-ties to confine development length  $l_d$ .

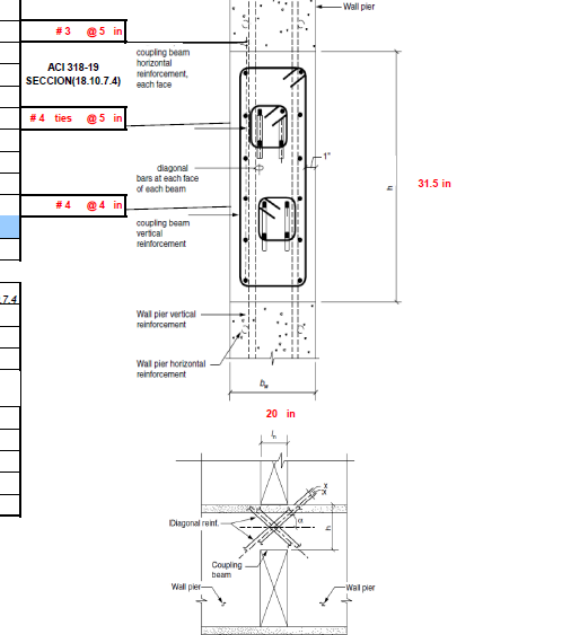


Figura 22 Comprobación de diseño de viga de acople de programa ETABS, unidades en sistema inglés.

## **5. ANALISIS ESTRUCTURAL DINAMICO NO LINEAL Y NIVELES DE DESEMPEÑO**

### **5.1 Introducción**

Para realizar el análisis no lineal de una estructura de altura considerable, se debe optar por realizarlo de manera dinámica a través de un análisis tiempo historia, donde se considera el cambio de fuerzas de aceleraciones sísmicas en la base de la estructura y que hacen inversión de esfuerzos por carga cíclica de valores variables, para realizarlo existen diversos códigos para la revisión de estructuras existentes, que no están limitadas a estas y que también se pueden utilizar para estructuras nuevas como lo es el edificio de 20 niveles que es el objeto de estudio de esta tesis.

Inicialmente se había optado por un análisis no lineal estático a través del método del Push Over, se decidió cambiar a análisis no lineal dinámico por las limitaciones que el método tiene, ya que no es posible su aplicación a estructuras de altura considerable como lo tenemos definido para este análisis, adicional que no se puede calcular la energía disipada por la estructura por esta metodología y no existe un comportamiento histéretico con incrementos de carga estáticos.

### **5.2 Normativa para modelar y realizar un análisis no lineal dinámico.**

La normativa inicial a utilizar está basado en los estudios, investigaciones de la FEDERAL MANAGMENT AGENCY (Agencia federal para el manejo de emergencias por sus siglas en ingles) de las publicaciones FEMA 273, FEMA 356, que son guías para la evaluación sísmica de estructuras existentes y rehabilitaciones estructurales, normativa de los años 1997 y 2005 respectivamente, pero viendo como el avance de la tecnología en cuestiones de evaluación sísmica han evolucionado, se opta por adoptar la normativa ASCE/SEI 41-13, por ser más

reciente y es la que utiliza el programa ETABS para determinar los niveles de desempeño y propiedades de rotulas plásticas, que son necesarias para realizar el análisis no lineal.

No existe una diferencia significativa entre estas normativas, en las cuestiones de definición de los niveles de desempeño ni en las tablas de rotulas plásticas para los diferentes elementos estructurales, columnas, vigas, vigas de acople con refuerzo diagonal, etc.,

Para realizar un modelo no lineal, se debe tener conocimiento que existen dos enfoques para esto, el primero es la no linealidad de material donde se definen las propiedades de deformación para los materiales según su nivel de desempeño, el segundo enfoque es el basado en la no linealidad geométrica, para la realización de la metodología para optimizar la viga de acople, se tomara el primer enfoque basado en la no linealidad de material.

También se abordará los diferentes modelos matemáticos que existen para la definición de la degradación de los elementos estructurales, y se definirá cual será el más adecuado para este estudio.

### **5.3 Modelos histéreticos.**

Un análisis de respuesta sísmica inelástica de estructuras requiere modelos de histéresis realísticos, los cuales puede representar la relación de resistencia-deformación de un modelo de miembro estructural.

Las relaciones de resistencia-deformación son diferentes para materiales constitutivos de una sección, para una sección, para un miembro, para un piso y para una estructura entera. La relación resistencia-deformación de una unidad de análisis estructural observado en un ensayo de laboratorio debe ser idealizado dentro de un modelo de histéresis de resistencia-deformación. Se debe usar niveles

diferentes de modelos de resistencia-deformación para elementos estructurales considerados en un análisis; por ejemplo, un modelo constitutivo de materiales en un análisis por el método de elementos finitos, un modelo de histéresis para un resorte rotacional del modelo de un miembro de un componente, un modelo de histéresis de corte basal- distorsión para un modelo masa-resorte.

Un modelo de histéresis se obtiene por la extracción de características comunes de las relaciones de resistencia-deformación observadas en las pruebas de laboratorio de los miembros de propiedades similares. El modelo de histéresis de un miembro debe ser capaz de expresar la relación de resistencia-deformación bajo cualquier historia de cargas, incluyendo las reversiones de carga.

Se denomina curva primaria, curva esqueleto a la relación de resistencia-deformación bajo una carga monotónica creciente. La curva esqueleto proporciona una envolvente de la relación resistencia-deformación histéretica, si el comportamiento es gobernado por flexión estable. La curva esqueleto para miembros de concreto armado normalmente está representado por una relación trilineal con cambios de rigidez al agrietamiento por flexión y tracción de fluencia del refuerzo longitudinal. La curva esqueleto de un miembro debe ser definido en base a las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos y la geometría del elemento.

Algunos investigadores sugieren el uso de una relación bilineal con un cambio de rigidez después de la fluencia, despreciando la etapa inicial sin fisuras, ya que un elemento de concreto armado sometido a una fuerza axial ligera puede ser fácilmente agrietado por la contracción o una carga accidental o de gravedad.

El estado del arte no proporciona un método confiable para estimar la rigidez inicial, deformación de fluencia y la deformación ultima. La rigidez se degrada de la rigidez elástica inicial con el aumento de la deformación inelástica y el número de ciclos de carga y descarga. El módulo elástico del concreto varía significativamente

con la resistencia del concreto y la mezcla; las grietas iniciales causan decaimiento en la rigidez. La estimación de la deformación de fluencia es más complicada por la interacción de las deformaciones por flexión, corte y deformaciones adicionales debidas al repliegue del refuerzo longitudinal en la zona de anclaje y debido al deslizamiento de la barra de refuerzo longitudinal a lo largo de la dirección longitudinal refuerzo dentro del miembro. Por tanto, las expresiones empíricas son necesarias para la estimación de la deformación de fluencia y deformación ultima.

Las coordenadas de un punto de respuesta en un plano de resistencia-deformación están dadas por (D, F), donde, D: Deformación, F: Resistencia. La curva esqueleto está representado por cualquiera de las dos relaciones, "bilineal" o "trilineal" para un elemento de concreto armado, con los cambios de rigidez en los puntos de "agrietamiento (C)" y "fluencia (Y)".

Los siguientes términos se definen para aclarar la descripción de histéresis:

*Carga:* un caso en el que el valor absoluto de la resistencia (o deformación) aumenta en la curva de esqueleto.

*Descarga:* un caso en el que el valor absoluto de la resistencia (o deformación) disminuye después de la carga o recarga, y

*Recarga:* un caso en el que el valor absoluto de la resistencia (o deformación) aumenta después de la descarga antes de que el punto de respuesta alcance la curva esqueleto.

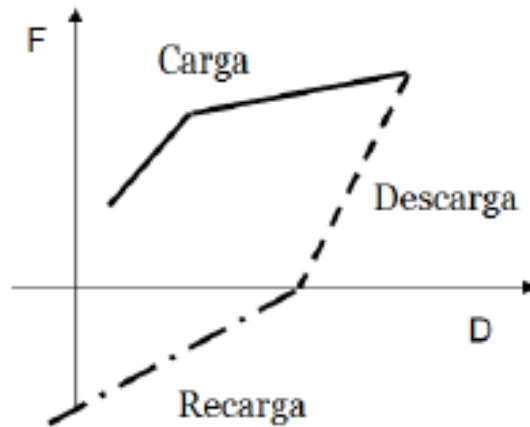


Figura 23 Definición de un ciclo de histéresis

Una clase de modelos de histéresis, en el que se define la relación de carga y descarga mediante la ampliación de la curva de esqueleto por un factor de dos, son llamados "tipo Masing". Algunos ejemplos de modelos de tipo "Masing" se muestra a continuación en la figura No. 21:

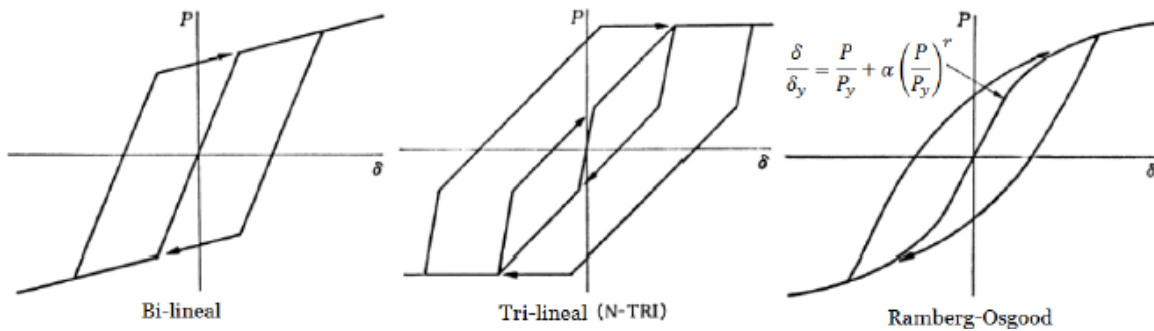


Figura 24 Tipos de modelos histéreticos

Se usa el índice de disipación de energía para expresar la cantidad de disipación de energía por histéresis por ciclo durante las reversiones de desplazamiento de amplitudes iguales en la dirección positiva y negativa;

$$E_h = \frac{\Delta W}{2\pi F_m D_m}$$

(Ecuación 5-1)



Dónde:

$F_m$ : Resistencia correspondiente al desplazamiento pico  $D_m$ .

El valor del índice se derivó al equiparar el área de histéresis y la energía  $\Delta W$  disipada por un amortiguador viscoso equivalente de un sistema elástico lineal en un ciclo bajo la oscilación de resonancia de estado estacionario, la figura 4.4 muestra el área entre las curvas en función del índice de disipación de energía.

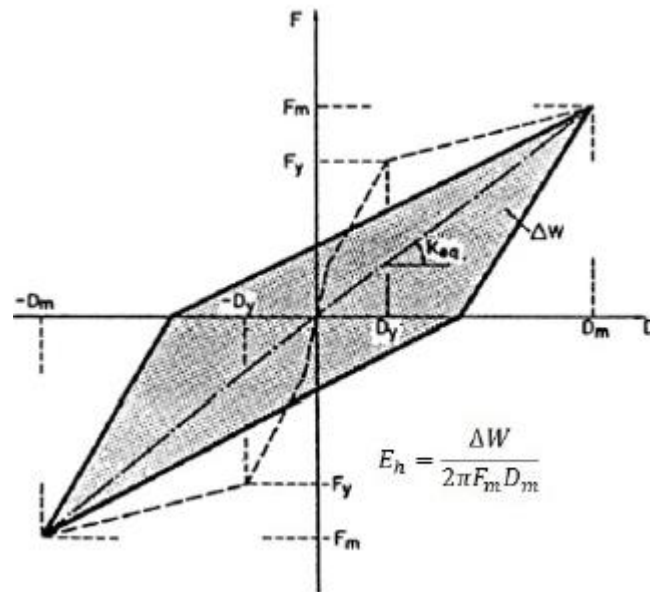


Figura 25 Índice de disipación de energía por histéresis.

La amplitud de respuesta de estado estacionario  $D_m$  bajo una excitación sinusoidal de amplitud  $p_0$  y frecuencia angular, es dado por:

$$D_m = \frac{p_0}{k} \frac{1}{\sqrt{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2}} \quad (\text{Ecuación 5-2})$$

$$u(t) = D_m \text{sen}(\omega t + \varphi) \quad (\text{Ecuación 5-3})$$

La energía disipada  $\Delta W$  por el amortiguador viscoso por ciclo es:

$$\Delta W = \int_0^{T_n} \left( c \frac{dx}{dt} \right) \left( \frac{dx}{dt} \right) dt = \int_0^{T_n} c D_m^2 \omega^2 \cos^2(\omega t + \varphi) dt = \pi c \omega D_m^2 \quad (\text{Ecuación 5-4})$$

$$\Delta W = 2\pi\zeta\sqrt{km}\omega D_m^2 \quad (\text{Ecuación 5-5})$$

Donde  $m$ ,  $c$ ,  $k$  son la masa, el coeficiente de amortiguamiento y la rigidez de un sistema de 1GDL,  $\zeta$  es el factor de amortiguamiento,  $T_n$  es el periodo natural del sistema y la  $\omega_n$  frecuencia circular del sistema.

En la condición de resonancia,  $\omega = \omega_n$  la energía disipada por ciclo puede ser expresada como:

$$\Delta W = 2\pi\zeta k D_m^2 \quad (\text{Ecuación 5-6})$$

Por tanto, el factor de amortiguamiento correspondiente a la disipación de energía por histéresis  $\Delta W$  es:

$$\zeta = \frac{\Delta W}{2\pi k D_m^2} = \frac{\Delta W}{2\pi F_m D_m} \quad (\text{Ecuación 5-7})$$

$$k = \frac{F_m}{D_m} \quad (\text{Ecuación 5-8})$$

El factor de amortiguamiento equivalente no debe ser confundido con el factor de amortiguamiento de un sistema viscosamente amortiguado porque el factor de amortiguamiento equivalente no es relevante en oscilación aleatoria.

De todos los modelos que existen, el que más interesa para poder realizar esta investigación son los modelos de histéresis de Takeda, ya sea el bilineal o el que tiene “efecto de degradación” de la rigidez, iniciaremos con el modelo bilineal de histéresis.

#### 5.4 Modelo bilineal de Takeda

La curva primaria del modelo de Takeda se puede hacer bilineal simplemente eligiendo el punto de agrietamiento como origen del plano de histéresis. Tal modelo se denomina el "Modelo bilineal de Takeda", similar al modelo de (Clough & Jhonston, 1966) excepto que el modelo bilineal de Takeda tiene más reglas de histéresis para lazos de histéresis interiores (Otani y Sozen, 1972), es decir, el punto de respuesta se mueve hacia un punto de descarga en el inmediato lazo de histéresis externo.

El comportamiento antes de la fluencia a veces se simplifica al permitir que el punto de respuesta se mueva hacia el origen durante la descarga, y hacia el punto de respuesta máximo en el lado opuesto a la recarga. Las reglas de histéresis de Takeda se aplican después de la fluencia. Este modelo es similar al modelo degradante de (Clough & Jhonston, 1966), pero es más arduo por tener reglas para los lazos de histéresis interiores.

Se puede encontrar modificaciones adicionales al modelo de Takeda con una curva esqueleto bilineal en la literatura (Powell,1975), (Riddle & Newmark,1979), (Saiidi & Sozen,1979).

(Riddle & Newmark,1979) utilizaron una curva de esqueleto bilineal y la rigidez de descarga igual a la rigidez elástica inicial; la carga se produce ya sea en la rama de endurecimiento por deformación o hacia el punto más lejano alcanzado en el ciclo anterior.

(Saiidi & Sozen 1979) para simplificar el modelo de Takeda utilizaron una curva esqueleto bilineal; el modelo, sin embargo, es idéntico al modelo modificado de Clough con una rigidez de descarga reducida con una deformación máxima, y la recarga en el punto de descarga inmediato anterior, si la recarga se produce durante la descarga y luego al punto de descarga en la curva esqueleto.

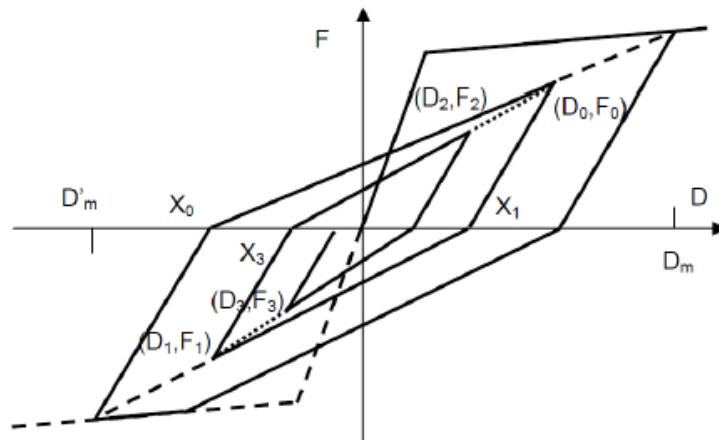


Figura 26 Modelo bilineal de Takeda

### 5.5 Modelo de degradación de Takeda.

Basándose en la observación experimental del comportamiento de un número de elementos de concreto armado de tamaño mediano ensayados bajo inversiones de carga laterales con una ligera cantidad media de carga axial, (Takeda, Sozen & Nielsen ,1970) desarrollaron un modelo de histéresis, el cual ha sido ampliamente utilizado en el análisis de respuesta sísmica no lineal de estructuras de concreto armado.

#### Modelo de histéresis de Takeda con degradación

Basándose en la observación experimental del comportamiento de un número de elementos de concreto armado de tamaño mediano ensayados bajo inversiones de carga laterales con una ligera cantidad media de carga axial, (Takeda, et al, 1970) desarrollaron un modelo de histéresis, el cual ha sido ampliamente utilizado en el análisis de respuesta sísmica no lineal de estructuras de concreto armado.

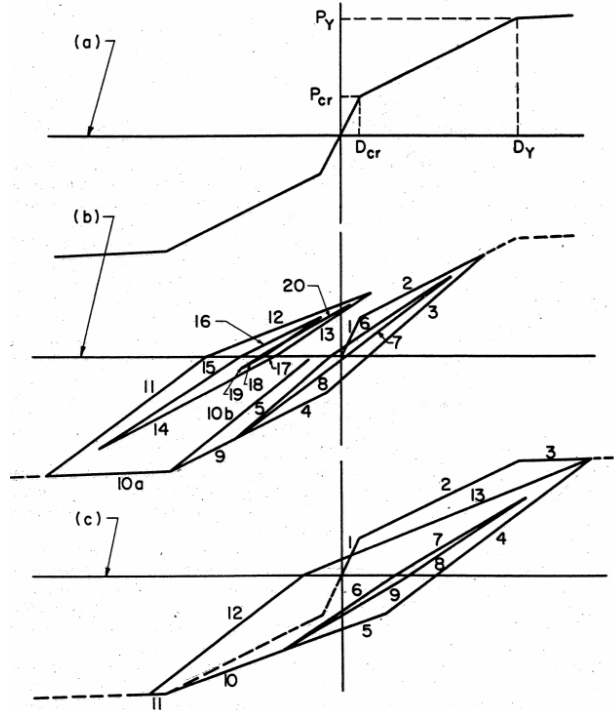


Figura 27 Modelo de degradación de Takeda (Fuente: Autoría propia)

### Reglas, condiciones y excepciones del modelo de histéresis de Takeda.

A continuación, se listan siete condiciones, reglas y excepciones que se deben de considerar al modelar elementos o estructuras con la histéresis de Takeda.

#	Condición	Regla	Ejemplo
1	La carga de agrietamiento $P_{cr}$ no debe ser excedida en una dirección. La carga se invierte de una carga $P$ ( $<P_y$ ) en la dirección contraria.	La descarga sigue una línea recta desde la posición de la carga al punto que representa la carga de agrietamiento en la otra dirección.	Segmento 3 in Fig. 8b (Si la descarga ocurre antes de la deformación representada por el segmento 2, las reglas no proveen un lazo histerético.
2	Una carga $P_1$ es alcanzada en una dirección de la curva primaria tal que $P_{cr} < P_1 < P_y$ . Luego la carga se invierte a $-P_2$ , tal que $P_2 < P_1$ .	Descargar paralela a la curva de carga para medio ciclo.	Segmento 5 paralelo al segmento 3 in Fig. 8b.
3	Una carga $P_1$ es alcanzada en una dirección de tal manera que $P_{cr} < P_1 < P$ . Luego la carga se invierte a $-P_3$ de manera que $P_3 > P_1$ .	La descarga sigue una línea recta que une el punto del retorno y el punto que representa el agrietamiento en la otra dirección.	Segmento 10b en la Fig. 8b.
4	Uno o más ciclos de carga han ocurrido. La carga es cero	Para construir la curva de carga, conecte el punto de carga cero hasta el punto alcanzado en el ciclo anterior, si ese punto se encuentra en la curva primaria o en una línea dirigida a un punto de la curva primaria. Si el ciclo de carga anterior	El segmento 12 en la Figura 8b representa la excepción. Este está dirigido al punto de fluencia antes del punto más alto en el segmento 2. El

		no contiene tal punto, vaya al ciclo anterior y continúe el proceso hasta que se encuentre tal punto. A continuación, conecte este punto hasta el punto de carga cero. Excepción: Si el punto de fluencia no ha sido excedido y si el punto de carga cero no se encuentran dentro de la proyección horizontal de la curva primaria para esa dirección de carga, conecte el punto de carga cero con el punto de fluencia para obtener la pendiente de carga.	segmento 8 en la figura 8b, representa una aplicación rutinaria, donde el segmento 20 representa un caso donde la carga en la curva está dirigida al punto máximo en el segmento 12
5	La carga de Fluencia, $P_y$ , se supera en una dirección.	La curva de descarga sigue la pendiente dada por la ecuación siguiente:  $kr = ky (Dy/D)^{0.4}$  Donde $kr$ = pendiente de la curva de descarga, $ky$ = pendiente de una línea que une el punto de fluencia en una dirección al punto de agrietamiento en la otra, $Dy$ = deflexión en la fluencia, $D$ = deflexión máxima en la dirección de la carga.	Segmento 4, en la figura 8c.
6	La carga de fluencia se supera en una dirección, pero la carga de agrietamiento no se supera en la dirección opuesta	La descarga sigue la regla 5. La carga en la otra dirección continúa como una extensión de la línea de descarga hasta la carga de agrietamiento. Luego, la curva de carga está dirigida al punto de fluencia.	Segmentos 4 and 5 en la figura 8c.
7	Una o más ciclos de carga han ocurrido	Si el cuarto de ciclo inmediatamente anterior se mantiene en un lado del eje de carga cero, descargue en la proporción basada en la regla 2, 3 y 5 el que gobierne en la historia de carga anterior. Si el cuarto de ciclo inmediatamente anterior cruza el eje de carga, descargue el 70% de la proporción basada en la regla 2, 3, o 5, el que gobierne en la historia de carga anterior, pero no en una pendiente más plana que la pendiente de carga inmediatamente anterior	Segmentos 11 al 20 de la figura 8b.

El modelo de Takeda incluye:

- (a) Cambios en la rigidez en el agrietamiento por flexión y fluencia.
- (b) Las reglas de histéresis para lazos de histéresis internos dentro de un lazo exterior.
- (c) La degradación de la rigidez de descarga con deformación.
- (d) Pequeñas amplitudes de cargas reversibles.

Esta expresión es válida para factores de ductilidad mayor que la unidad.

Estas reglas de histéresis son extensas y comprensibles

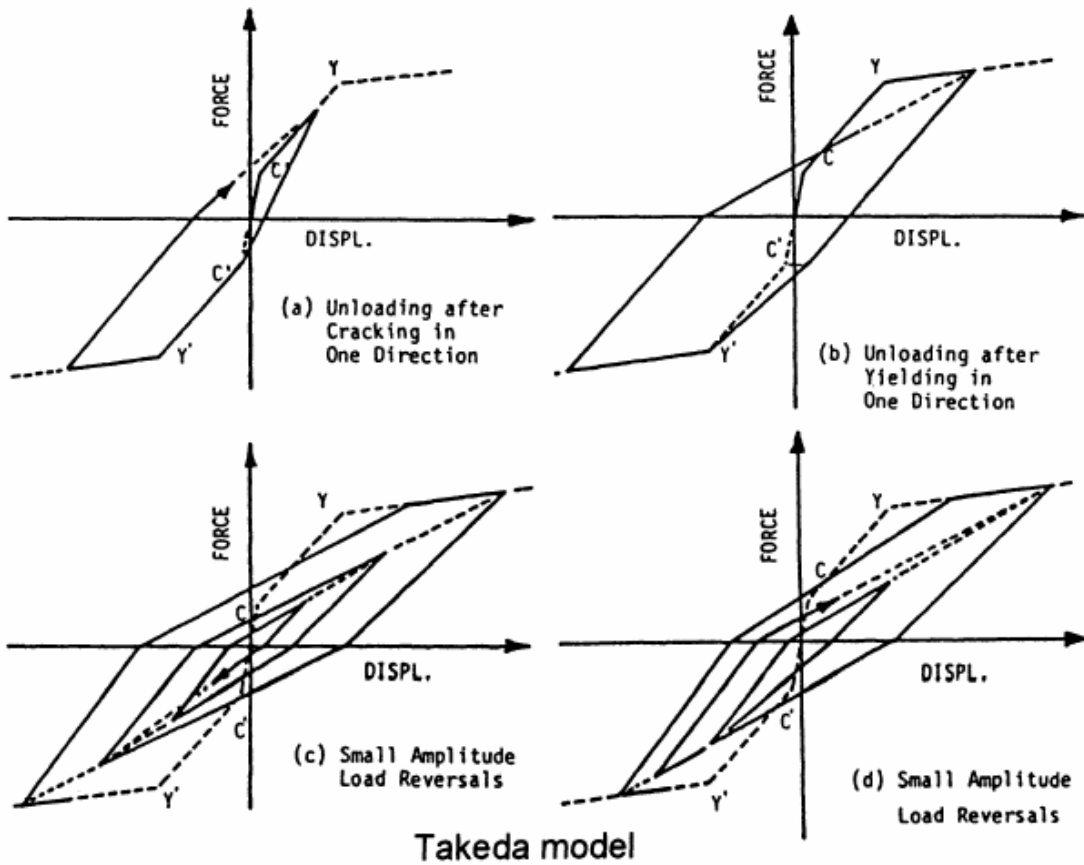


Figura 28 Modelo de Takeda (Tomado de Lecture Notes, Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings, August 2002 Shusuke Otani, Chapter 11, p 25).

El índice de disipación de energía histórica del modelo de Takeda es expresado como:

$$E_h = \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1 - \frac{D_c}{D_y} \mu^\alpha (1 - \beta + \mu\beta)}{1 - \frac{F_c}{F_y} \mu} \right) \quad (\text{Ecuación 4-3})$$

La expresión es válida para factores de ductilidad mayores que la unidad. Cabe señalar que la regla de histéresis de Takeda fue originalmente desarrollada para simular el comportamiento de elementos de concreto armado.

Por lo tanto, el índice de disipación de energía puede verse también de forma gráfica, como se muestra en la figura 26.

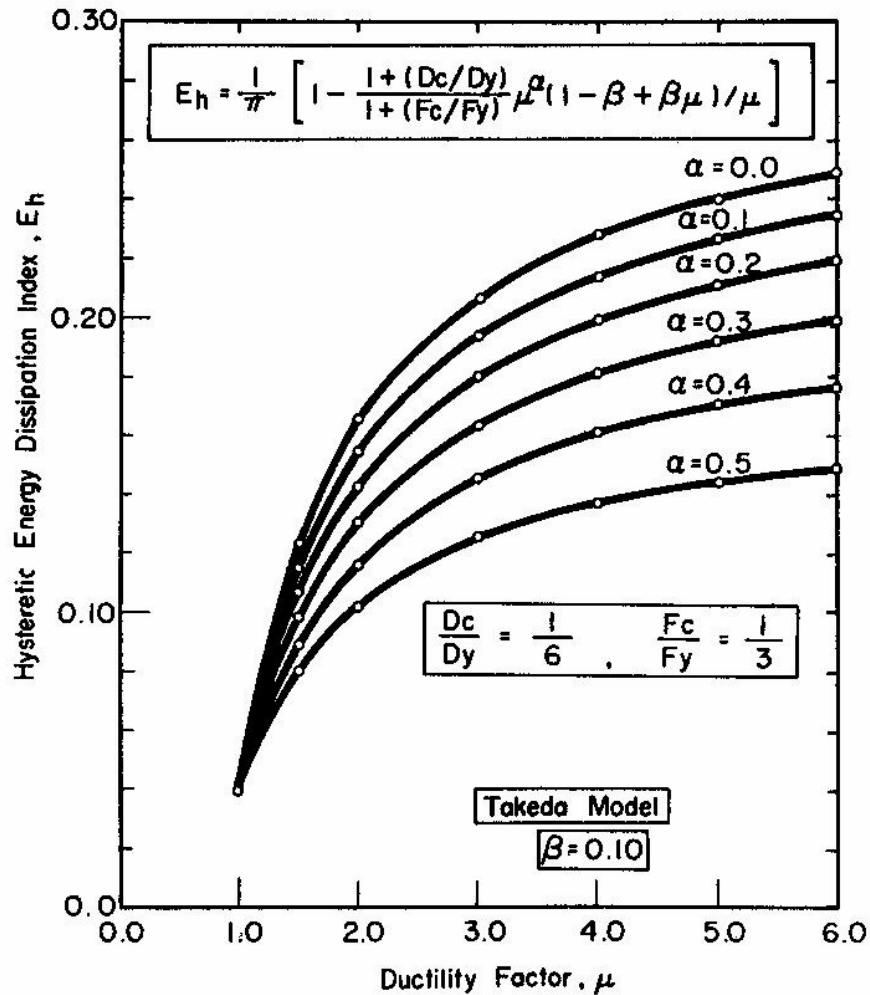


Figura 29 Índice de disipación de energía para el modelo de degradación de Takeda. (Tomado de Lecture Notes, Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings, August 2002 Shusuke Otani, Chapter 11, page 25).

## 5.6 Análisis dinámico no lineal por el ASCE 41-13

Este análisis aplica para cualquier estructura y consiste en realizar un historial de respuesta de las demandas no lineales exigidas por la estructura cuando son inducidas por un historial de aceleración de un sismo. Es un análisis más exacto



para saber el comportamiento de la estructura ante un sismo, dando parámetros como son los efectos de modo superior y desplazamiento global de la estructura.

Para poder realizar un análisis de este tipo, se debe contar con experiencia y exactitud en la entrada de datos, pues una pequeña variación difiere sustancialmente en la respuesta de análisis

Se utilizará un sismo sintético proporcionado por el MSc. Ing. Miguel Peralta Salas, Asesor de este trabajo de tesis de maestría, ya que este proporciona mejores características que un conjunto de pares de registros sintéticos de otras localidades en el mundo, dicho de otra forma, la literatura exige si no existen registros acelerógrafos de sismos intensos para un lugar en específico el uso de siete pares de registros, en las direcciones ortogonales a la estructura según su centro de masas.

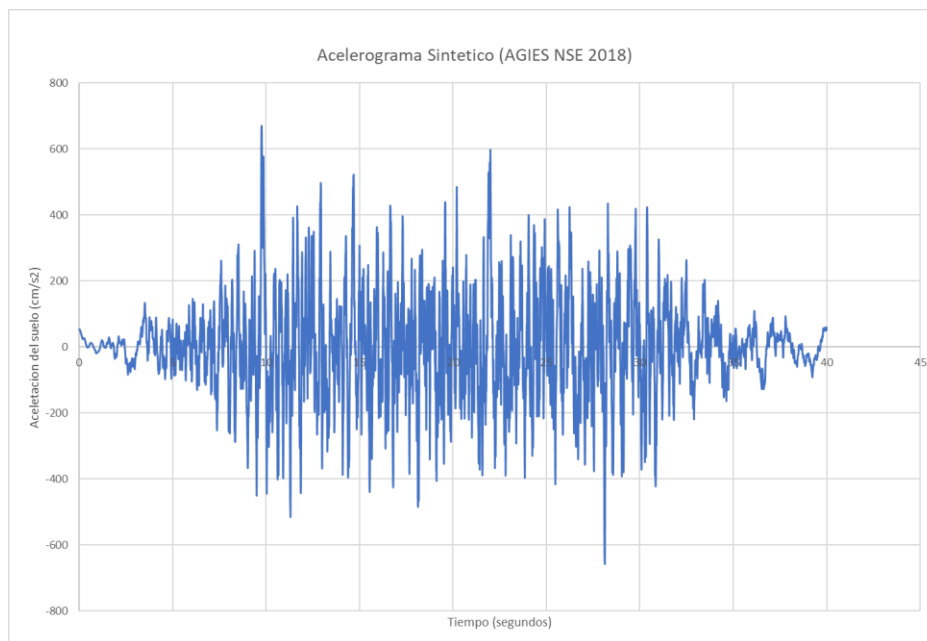


Figura 30 Registro sintético de 40 segundos para espectro de diseño de normativa AGIES NSE 2018

El análisis nombrado anteriormente establecido por ASCE/SEI 41-13 (2013), se toma el análisis dinámico no lineal, que utiliza la metodología de FEMA 270 y

FEMA 356.

Para lograr realizar este análisis debemos de proceder según el procedimiento estandarizado en FEMA 356, en concreto en la sección 3.3.4 Que se refiere al procedimiento para análisis dinámico no línea NDP (Non linear Dynamic Procedure por sus siglas en ingles)

Las bases para un enfoque de modelado y los criterios de aceptación de los análisis dinámicos no líneas son similares a los descritos en esta normativa para el análisis estático no lineal, la principal excepción está en el análisis tiempo historia y el gasto y tiempo computacional para entregar resultados, con el análisis dinámico no lineal no existen desplazamientos objetivo, pero en cambio están determinados directamente a través del análisis dinámico utilizando registros acelerógrafos del suelo. La respuesta calculada puede ser altamente sensible a las características de movimientos del suelo; por lo tanto, el análisis debe llevarse a cabo con más de un registro de movimientos sísmicos. Porque el modelo numérico explica directamente los efectos de respuesta inelástica de los materiales, los cálculos de fuerzas internas serán aproximaciones razonables de aquellos esperado durante el sismo de diseño.

### **5.7 Registros de aceleración sintéticos.**

Esta sección pretende explicar el principio que se utilizó por parte del MSc. Ing. Peralta, para la generación de acelerogramas sintéticos, el alcance de esta tesis no es la determinación y generación de acelerogramas sintéticos, sino fundamentar los principios de los mismos.

En el libro Dynamics of Structures (Clough. & Penzien, 2003) en la sección 25-4 se describe la metodología usada para la generación de acelerogramas sintéticos basados en un espectro de respuesta de diseño estructural.

Se basa en los conceptos de la sección 25-3, que se refiere al diseño de

espectros de respuesta, se puede consultar esta teoría en las páginas 586 a 597, el diseño y la respuesta máxima probable de un movimiento sísmico esta usualmente especificados en términos de un espectro de respuesta de diseño.

Se asume que, para un sistema estructural lineal, este espectro puede ser usado para obtener los niveles correspondientes a la máxima respuesta a través de un análisis modal estándar que se discute en los capítulos 26 y 27 de dicho libro.

En muchos casos, sin embargo, los análisis dinámicos tiempo historia deben de ser llevados a cabo para la predicción de los niveles máximos de respuestas estructurales. Existen varias razones para tener que hacer esto. Por ejemplo, en condiciones de sismos máximos probables, la mayoría de las estructuras experimentarán daños, lo que significa que dichas estructuras responden de forma no lineal.

Por lo tanto, el enfoque de un análisis lineal modal no se puede aplicar, y aquí es donde son importantes los análisis no lineales tiempo historia. En otros casos donde la respuesta lineal de los análisis es aceptable, la complejidad y la naturaleza del modelado estructural pueden ser tales que requieran de análisis dinámicos tiempo historia.

Existen en ocasiones ciertas complejidades extremas en la geometría estructural, que causan una dificultad al encontrar una contribución a la respuesta al momento de realizar una combinación modal se puede resolver mejor al realizar un análisis no lineal tiempo historia.

El modelado que contiene parámetros críticos dependientes de la frecuencia sería otro caso. Independiente de la razón por la que se use un análisis dinámico no lineal tiempo historia, las entradas de los sismos deben ser especificados en acelerogramas de movimientos sísmicos de campo libre.

Dado que el diseño y la máxima respuesta probable de movimientos del sismo en campo libre generalmente se especifican en términos de espectros de respuesta de diseño suavizados, los acelerogramas usados en análisis dinámicos tiempo historia deben ser compatibles con estos espectros.

### **Acelerogramas compatibles con espectros de respuesta.**

Para generar acelerogramas sintéticos compatibles con los movimientos del suelo y con un espectro de respuesta de diseño, los pasos a continuación descritos deben de ser usados.

- a) A través de una computadora, se deben generar números aleatorios, denotados por  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ , coherente con una función de densidad de probabilidad uniforme de intensidad 1 sobre el rango de 0 a +1. Existen diversos programas de computadora que pueden realizar este paso.
- b) Convierta pares consecutivos de estos números aleatorios en pares consecutivos correspondientes de nuevos números aleatorios utilizando las relaciones siguientes.

$$y_i = (-2 \ln x_i)^{1/2} \cos 2\pi x_{i+1} \quad \text{Ecuación (5-12)}$$

$$y_i = (-2 \ln x_i)^{1/2} \sin 2\pi x_{i+1} \quad \text{Ecuación (5-13)}$$

Los números  $y_1, y_2, y_3, \dots, y_n$  son obtenidos a través de una distribución Gaussiana con valor cero de media y varianza de una unidad.

- c) Ahora se puede establecer una función de tiempo de muestra y (t) asignando la función discreta valores  $y_1, y_2, y_3, \dots, y_n$  son obtenidos en

el Paso b para n ordenadas sucesivas espaciadas en intervalos de tiempo iguales  $\Delta t$  a lo largo de una abscisa de tiempo y asumiendo una variación lineal de ordenadas en cada intervalo. La ordenada inicial  $y_0$  en  $t = 0$  se establece igual a cero. La función de autocorrelación para la forma de onda  $y(t)$ , es definido por la siguiente ecuación

$$R_y(\tau) = \lim_{n \rightarrow \infty} \left( \frac{1}{n\Delta t} \right) \int_0^{n\Delta t} y(t) y(t + \tau) dt \quad \text{Ecuación (5-14)}$$

Donde  $R_y(\tau)$  esta dado por las siguientes relaciones

$$R_y(\tau) = \begin{cases} \frac{2}{3} - \left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{|\tau|}{\Delta t}\right)^3 & -\Delta t \leq \tau \leq \Delta t \\ \frac{4}{3} - 2\frac{|\tau|}{\Delta t} + \left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^2 - \frac{1}{6}\left(\frac{|\tau|}{\Delta t}\right)^3 & -2\Delta t \leq \tau \leq -\Delta t; \\ & \Delta t \leq \tau \leq 2\Delta t \\ 0 & \tau \leq -2\Delta t; \\ & \tau \geq 2\Delta t \end{cases} \quad \text{Ecuación (5-15)}$$

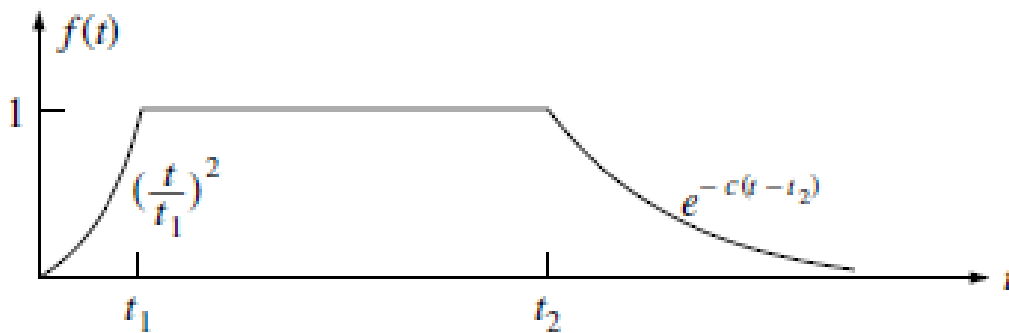


Figura 31 Función de intensidad  $f(t)$  para un proceso no estacionario  $a(t)$

Y la correspondiente función de potencia de densidad espectral definida a continuación.

$$S_y(\omega) = \lim_{n \rightarrow \infty} \left( \frac{1}{n\Delta t} \right) \frac{\left| \int_0^{n\Delta t} y(t) \exp(-i\omega t) dt \right|^2}{2\pi n\Delta t} \quad \text{Ecuación (5-16)}$$

$$S_y(\omega) = \frac{\Delta t}{\pi} \left[ \frac{6 - 8\cos\omega\Delta t + 2\cos^2\omega\Delta t}{\omega\Delta t^4} \right] \quad \text{Ecuación (5-17)}$$

Como lo reportan (Ruiz & Penzien, 1969), esta última función se encuentra con un error del 5% para  $\omega\Delta t < 0.57$  y con un error del 10% para  $\omega\Delta t < 0.76$ . Baja al 50 % del valor inicial para  $\omega\Delta t = 2$ , para la generación de acelerógramas sintéticos de un sismo, es suficiente usar un paso de tiempo  $\Delta t = 0.01 \text{ seg}$ .

c). Multiplique la forma de onda de tipo estacionario y (t) obtenida en el Paso c para una función de tiempo determinista f(t) para convertirla a una forma no estacionaria z (t) apropiado a la magnitud y distancia a la fuente del sitio de diseño para el máximo sismo probable que sea considerado. Las constantes t1, t2, y c en esta figura 28, deben de asignar valores numéricos únicamente después de considerar aquellos valores de distancias epicentral y magnitud del sismo. Una alternativa que se ha usado para este propósito es la ecuación

$$f(t) = a_1 t \exp(-a_2 t) \quad \text{Ecuación (5-18)}$$

De nuevo las constantes esta involucradas al asignar valores después de considerar la distancia epicentral y la magnitud del sismo. Para Para la clase general de acelerogramas registrados durante el terremoto de San Fernando, California, Los estudios estadísticos muestran que a las constantes a1 y a2 se les pueden asignar los valores 0.45 y 1/6, respectivamente, que proporcionan los siguientes valores para la función de onda  $f(0) = 0$ ,  $f(6) = 1$ ,  $f(12) = 0.74$ ,  $f(20) = 0.32$ . Otras formas de las función de onda pueden ser usadas y encontradas en la literatura.

d) Se debe de aplicar la transformada rápida de Fourier (FFT) a la función de forma z(t) obtenida en el paso (d) para obtener la función transformada  $\mathbf{Z}(i\omega)$ , esta nueva función debe de ser multiplicada para las funciones filtro  $\mathbf{H1}(i\omega)$  y  $\mathbf{H2}(i\omega)$  para obtener la siguiente ecuación

$$\mathbf{B}(i\varpi) \equiv \mathbf{Z}(i\varpi)\mathbf{H1}(i\varpi)\mathbf{H2}(i\varpi) \quad \text{Ecuación (5-19)}$$

Donde

$$\mathbf{H1}(i\varpi) = \frac{[1+2i\xi_1(\frac{\varpi}{\omega_1})]}{[(1-\frac{\varpi^2}{\omega_1^2})+2i\xi_1(\frac{\varpi}{\omega_1})]} \quad \text{Ecuación (5-20)}$$

$$\mathbf{H2}(i\varpi) = \frac{[\frac{\varpi^2}{\omega_2^2}]}{[(1-\frac{\varpi^2}{\omega_2^2})+2i\xi_2(\frac{\varpi}{\omega_2})]} \quad \text{Ecuación (5-21)}$$

La ecuación 5-20 es bien conocida como la función filtro Kanai/Tajimi que amplifica el contenido de frecuencia en  $\mathbf{Z}(i\varpi)$  en la vecindad de  $\varpi = \omega$  y incrementa la atenuación del contenido de frecuencias por arriba de  $\varpi = \omega$  como también  $\varpi \rightarrow \infty$ .

La ecuación 5-21 atenúa en gran medida las frecuencias muy bajas en  $\mathbf{Z}(i\varpi)$ , cuando es necesario corregir posibles desviaciones en el tiempo de la primera y segunda funciones integrales de  $z(t)$

Los parámetros  $\omega_1$  y  $\xi_1$  que aparecen en la ecuación 5-20, pueden considerarse como características de la frecuencia del suelo y relación de amortiguamiento característico. Kania sugiere que  $\omega_1 = 15.6$  rad/seg y  $\xi_1 = 0.6$  que representar condiciones de suelo firme

A medida que las condiciones del suelo se vuelven más suaves,  $\omega_1$  y  $\xi_1$  deben de ser ajustadas apropiadamente para reflejar los cambios en la frecuencia y debe ajustarse adecuadamente para reflejar cambios en el contenido de frecuencias de los movimientos del terreno

Los parámetros  $\omega_2$  y  $\xi_2$  que aparecen en la ecuación 5-21, deben de ser

encontrados apropiadamente para producir un filtrado deseado para frecuencias muy bajas. El valor del producto Absoluto de  $H_1(i\bar{\omega})$  y  $H_2(i\bar{\omega})$  depende de tener la apariencia mostrada en la figura 29.

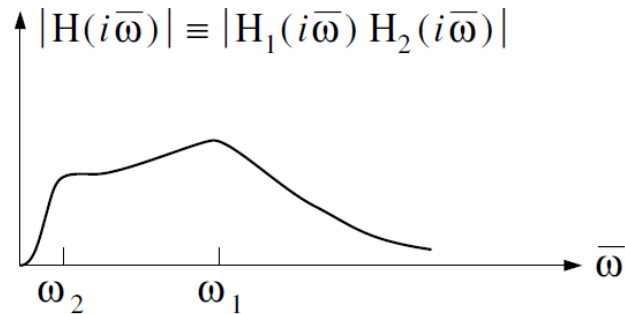


Figura 32 Valor absoluto para la función combinada de filtrado.

- e) Aplicar la Transformada inversa de Fourier a la función compleja  $B(i\bar{\omega})$  obtenida en el paso anterior, para obtener la función de onda  $b(t)$  correspondiente, esta debe ser normalizada al utilizar un factor de escala  $\alpha$  de modo que su PGA sea igual al valor de la gravedad  $g$ , Esta función de onda normalizada representa un acelerograma  $a(t)$
- f) Generar el espectro de respuesta para la Pseudo-Velocidad para el acelerograma normalizado  $a(t)$ , obtenido en el paso f usando un factor de amortiguamiento  $\xi$  consistente con el amortiguamiento representativo de la estructura, y nombrarlo con  $\xi_s$ . Denotemos este espectro como  $S_{pv}^a(\xi_s, T)$ , el superíndice  $a$  es usado para indicar que el espectro generado proviene del acelerograma normalizado  $a(t)$ .
- g) Comparar  $S_{pv}^a(\xi_s, T)$  con el espectro de respuesta de diseño especificado  $S_{pv}(\xi_s, T)$ , que debe estar normalizado a 1 g de aceleración pico. Dado que estos dos espectros no coincidirán, excepto en períodos muy bajos que se acercan a cero, un ajuste se debe hacer un acelerograma  $a(t)$  para que sea compatible con el espectro. Después dividir todo el rango de frecuencia de interés en bandas de



frecuencia estrechas cada uno contiene un número de intervalos de frecuencia como se usa en la FFT de  $a(t)$ , este ajuste se realiza fácilmente multiplicando los valores discretos de la parte real e imaginaria de  $\mathbf{A}(i\omega)$  sobre cada banda de frecuencia por el correspondiente al promedio de las relaciones de valores espectrales de diseño,  $S_{pv}(\xi s, T)$ , al valor espectral de respuesta  $a(t)$ ,  $S_{pv}^a(\xi s, T)$ . La función compleja ajustada resultante, para obtener el acelerograma ajustado correspondiente. El espectro de respuesta de este El acelerograma ajustado coincidirá más estrechamente con el espectro de diseño especificado. Se puede lograr un ajuste aún mejor, si se desea, repitiendo este paso usando el espectro de respuesta para el acelerograma ajustado a la función  $S_{pv}^a(\xi s, T)$  como se indica arriba. Note que el valor máximo pico del acelerograma ajustado no será igual a 1. Sin embargo, este acelerograma ajustado no debe normalizado a ese nivel, ya que ya se ha modificado para representar mejor a todo el espectro de respuesta de diseño suavizado.

El éxito en el uso del procedimiento anterior depende en gran medida del número de intervalo de frecuencias especificado de la FFT especificados para la frecuencia de banda estrecha en el paso h. Incluso con una elección óptima de este número, la convergencia total a la compatibilidad del espectro no es realizable; sin embargo, el grado de compatibilidad del espectro suele ser satisfactorio.

Para ilustrar esto, considere el acelerograma compatible con el espectro generado por este procedimiento como se muestra en la figura 30. Su espectro de respuesta real se muestra en la figura 31 donde se puede comparar con el espectro de diseño suavizado especificado. El grado de compatibilidad lograda en el espectro en este caso es bastante buena; Sin embargo, si uno deseara incluso mejor compatibilidad del espectro, un procedimiento mejorado que permite una mayor convergencia es requerido

Los acelerogramas generados por el procedimiento anterior son compatibles con el de espectro de respuesta de diseño para un valor de amortiguamiento solamente. Si uno quisiera tener cada acelerograma compatible con los espectros de respuesta para dos valores de amortiguación, digamos  $\xi = 0:02$  y  $0:05$ , se debe realizar un sistema más complejo de ajustes para cada acelerograma.

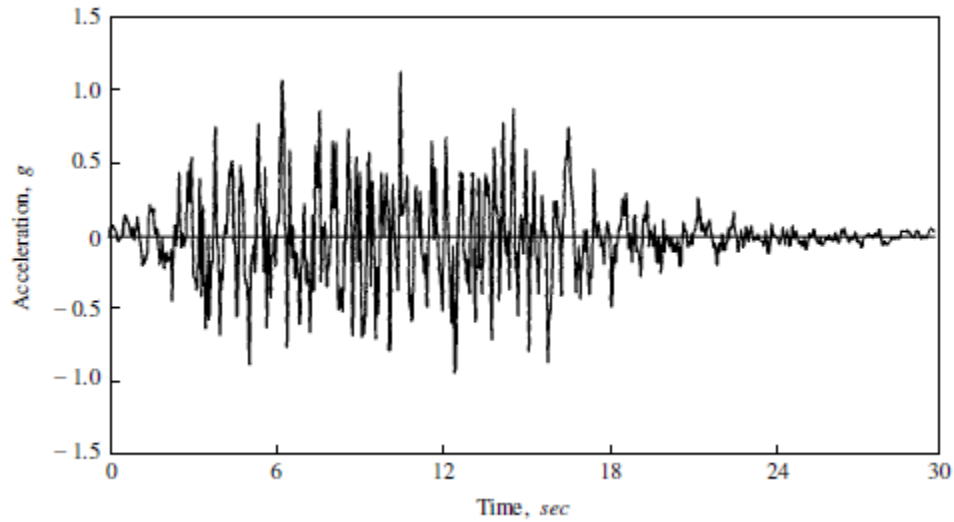


Figura 33 Acelerograma sintético ajustado para ser compatible con un espectro de diseño suavizado.

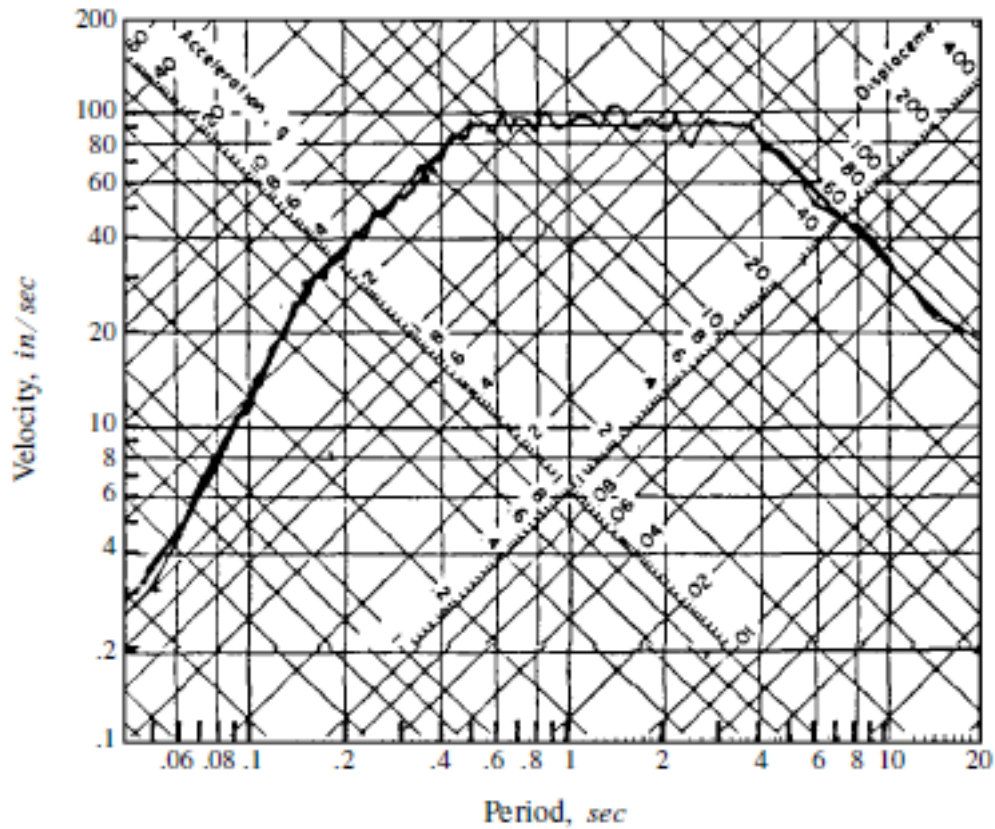


Figura 34 Espectro de respuesta de diseño suavizado y espectro de respuesta para acelerograma sintético ajustado.

### 5.8 Registros de aceleración sísmico escalados

Para comparar el hecho de realizar esta investigación con tres pares de registros sintéticos, se tuvo que realizar una selección de 11 pares de registros acelerograficos que son compatibles con el espectro de respuesta de diseño normativo, estos fueron tomados de las bases de datos y compatibilidad de PEER, a continuación, se listan los registros de aceleración del suelo en dos direcciones.

Spectral Ordinate	Record Seq. #	MS E	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism
<input checked="" type="checkbox"/>	SRS	88	0.1761	4.7818	7.4	23.6	0.2	San Fernando	1971	Santa Felita Dam (Outlet)	6.61	Reverse

<input checked="" type="checkbox"/>	SRS S	164	0.18 68	2.76 52	19. 7	36. 4	1.3	Imperial Valley-06	197 9	Cerro Prieto	6.5 3	strike slip
<input checked="" type="checkbox"/>	SRS S	286	0.18 6	3.82 72	16. 8	27	0.2	Irpinia, Italy-01	198 0	Bisaccia	6.9	Normal
<input checked="" type="checkbox"/>	SRS S	740	0.12 15	4.98 86	8.5	15. 6	0.1	Loma Prieta	198 9	Anders on Dam (L Abut)	6.9 3	Reverse Oblique
<input checked="" type="checkbox"/>	SRS S	755	0.20 91	2.07 04	6	15. 7	1.5	Loma Prieta	198 9	Coyote Lake Dam - Southw est Abutme nt	6.9 3	Reverse Oblique
<input checked="" type="checkbox"/>	SRS S	827	0.12 22	2.92 34	11. 3	18. 7	0.3	Cape Mendocin o	199 2	Fortuna - Fortuna Blvd	7.0 1	Reverse
<input checked="" type="checkbox"/>	SRS S	108 3	0.27 9	3.55 98	6.8	15. 9	0.5	Northridg e-01	199 4	Sunlan d - Mt Gleason Ave	6.6 9	Reverse
<input checked="" type="checkbox"/>	SRS S	161 4	0.17 34	4.52 73	9.7	15. 5	0.2	Duzce, Turkey	199 9	Lamont 1061	7.1 4	strike slip
<input checked="" type="checkbox"/>	SRS S	375 0	0.06 57	1.56 33	8	15. 3	0.9	Cape Mendocin o	199 2	Loleta Fire Station	7.0 1	Reverse
<input checked="" type="checkbox"/>	SRS S	375 7	0.10 97	3.35 63	25	35. 9	0.7	Landers	199 2	North Palm Springs Fire Sta #36	7.2 8	strike slip

Tabla 12 Lista de Selección de registros acelerograficos tomados de la base de datos de PEER.

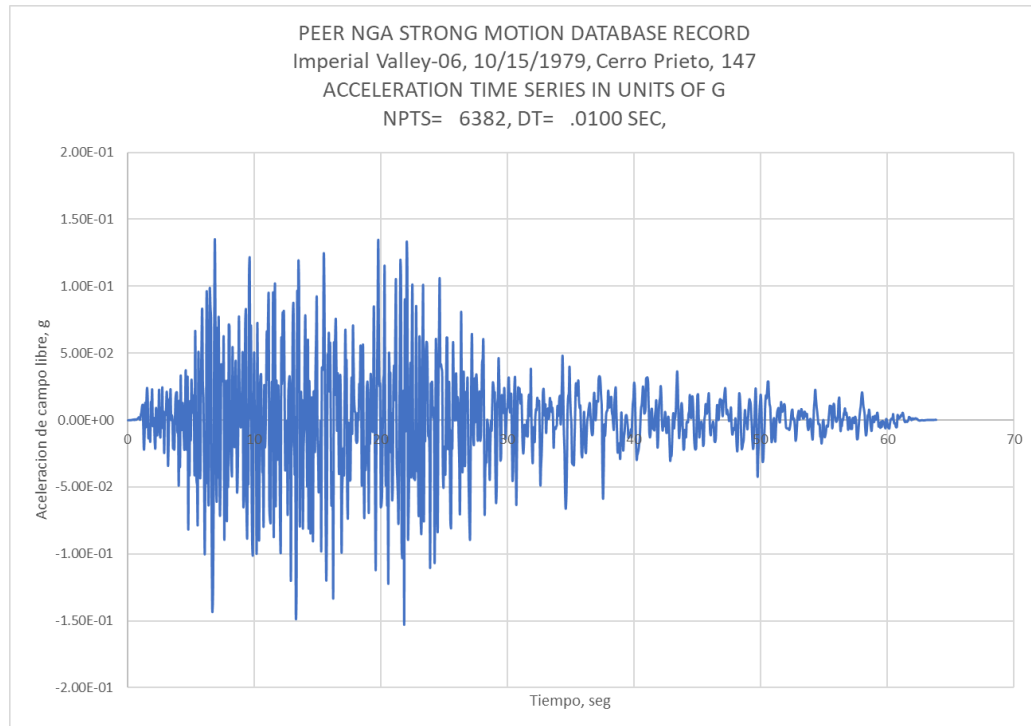


Figura 35 Ejemplo de un registro de aceleración del sismo Imperial Valley en 1970 de los 11 pares de registros elegidos, duración 63.24 segundos para escalar al espectro de diseño de normativa AGIES NSE 2018 Fuente: Autoría Propia.

Para realizar el escalamiento se utilizó las herramientas de escalamiento del programa ETABS, cuidando que el contenido de frecuencias del sismo original sea compatible con el espectro de respuesta de diseño de la normativa.

## 5.9 Objetivos de desempeño.

El objetivo de la Rehabilitación es el estado de “Desempeño” que se espera tenga la estructura bajo un terremoto severo.

El “Desempeño” se puede medir cualitativamente en términos de:

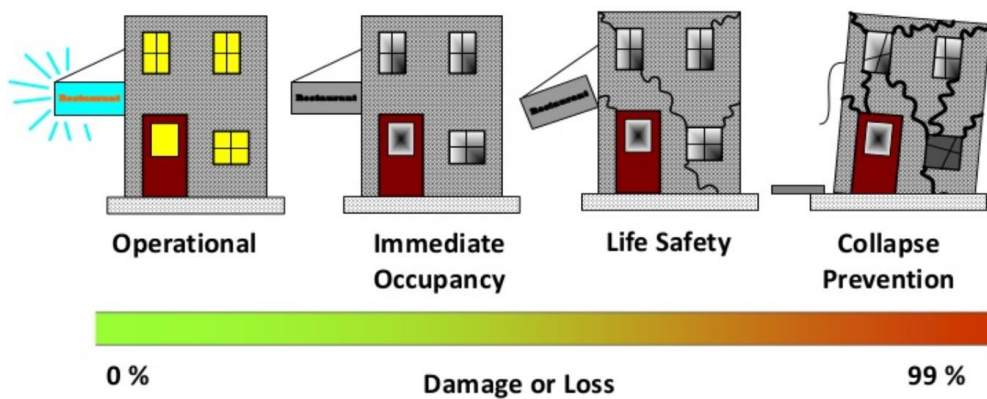
1. La seguridad de los Ocupantes, durante y después del evento.

2. Costo de Rehabilitación. (si fuera una estructura existente)
3. Tiempo Inhabilitado que tendrá la estructura en su reparación

Existen tres niveles de desempeño usados para establecer los objetivos de rehabilitación y evaluación en los elementos estructurales:

1. Ocupación Inmediata (IO por sus siglas en ingles Inmediatly Occupation)
2. Seguridad de vida (LS por sus siglas en ingles Life Security)
3. Prevención de colapso (CP por sus siglas en ingles Colapse Prevention)

En la siguiente grafica lo podemos observar y ver los daños en la estructura según el objetivo de desempeño que queremos alcanzar en la estructura.



Ref: FEMA 451 B

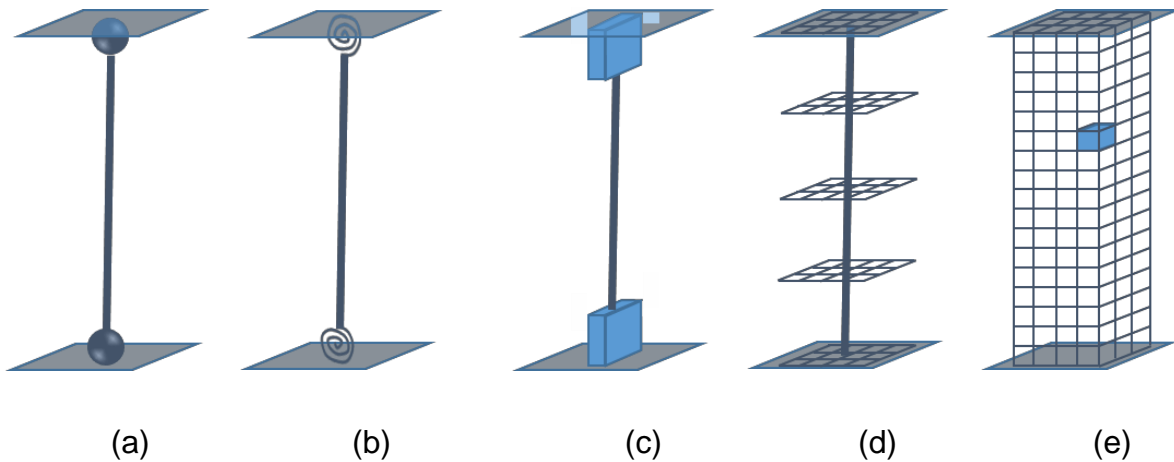
Figura 36 Grafico de objetivos de desempeño grafico según FEMA 451 B.

### 5.10 Modelado de elementos en concreto reforzado

Existen diferentes métodos para la evaluación sísmica en una estructura, estos se basan en comportamiento lineal y en comportamiento no lineal de la estructura, para esta tesis se usará la metodología de ASCE 41-13

## 5.11 Modelos no lineales de elementos estructurales.

La no linealidad de los elementos estructurales se debe considerar de diferentes maneras, según se muestra a continuación:



Plasticidad Concentrada (a), (b).

Plasticidad distribuida (c), (d), (e).

Figura 37 Modelos de plasticidad concentrada y distribuida.

Los modelos más sencillos son los de la plasticidad concentrada, en (a) y (b), aquí la no linealidad se puede modelar mediante rotulas plásticas simples o con secciones representativas del comportamiento histéretico del elemento a analizar, para esta investigación este es el enfoque que se utilizara, el concepto de rotula plástica se utilizar para describir el área de la sección transversal de un elemento estructura donde se produce una deformación plástica, es decir de otra forma donde el comportamiento se convierte en no lineal. En los modelos de plasticidad concentrada, esta área se debe considerar puntual (discreta).

Estos modelos suelen ser fenomenologicos, es decir, en los elementos en los que la no linealidad se define en su totalidad a través de una respuesta fuerza-deformación, basada en pruebas y resultados experimentales.

En (c) se presenta un modelo no lineal de plasticidad distribuida en una longitud limitada, en este caso la rótula plástica ya no es discreta y se define en una

longitud sobre la cual se deben de integrar las relaciones momento-curvatura de las secciones, para un nivel dado de esfuerzo axial.

En (d) se muestra un modelo de fibra, en este caso el elemento se divide en diferentes secciones a lo largo de su longitud y cada una de las secciones transversales se dividen a su vez, es varias fibras representativas de los materiales que componen el elemento, para el caso de una viga de concreto reforzado, los materiales serán el concreto y el acero de refuerzo y a cada fibra se le asigna la relación constitutiva del material que le corresponda.

En (e) se muestra un modelo continuo de plasticidad distribuida, el en que el elemento está constituido por elementos finitos representativos de los componentes de lo que están hechos, es decir de concreto hidráulico, refuerzos longitudinales y transversales entre otros, los modelos continuos de elementos finitos se utilizan de un solo material, un ejemplo de esto puede ser elementos metálicos de acero estructural.

### **5.12 Modelo no lineal del comportamiento de vigas de acople.**

Se debe de utilizar un procedimiento de modelado que represente el comportamiento no línea de las vigas de acople de concreto reforzado, para esto se deben de cumplir los siguientes requisitos:

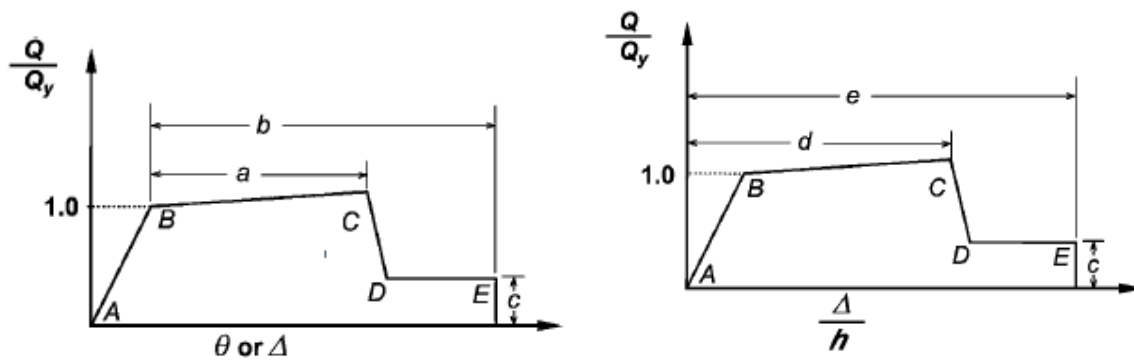
1. Es un procedimiento simplificado, que debe de aplicarse con relativa facilidad en la práctica de la ingeniería, en métodos de análisis no lineal, tanto estático como dinámico.
2. El modelo debe ser representativo del comportamiento del elemento desde el inicio de las cargas, es decir desde que comienza la deformación hasta el colapso.
3. Deben de tener en cuenta las particularidades del comportamiento del elemento en cuestión, en este caso de las vigas de acople, donde se destaca la



deformación por cortante.

4. El modelo también debe simular la degradación de la resistencia debido a la acción cíclica de los sismos.

A continuación, se presentan las curvas de comportamiento descrito en ASCE 41-13, la figura 4.10, presenta las curvas de fuerza -deformación generalizadas del capítulo 10 que abarca lo relacionado al concreto, para el modelado de elementos estructurales en análisis no lineales.



(a) Relación deformación angular o lineal (b) Relación de deformación

Figura 38 Relaciones generalizadas fuerza-deformación para elementos de concreto

La deformación usada para le relación fuerza-deformación esta expresada directamente como deformación, curvatura, rotación o elongación, los parámetros a y b se refieren a la deformación que ocurre después de la fluencia, o la deformación plástica. El parámetro c es la resistencia reducida desde el punto C a D. Los parámetros a, b y c son definidos numéricamente en varias tablas del capítulo 10 en ASCE 41-13, alternativamente se pueden obtener los parámetros a, b y c pueden ser determinado por métodos analíticos que sean justificados por evidencia experimental.

La relación de deformación esta expresada en términos del ángulo de corte y la deriva tangencial. Los parámetros de y e se refieren a un total de deformaciones

medidos desde el origen, los parámetros c, d y e son definidos numéricamente en varias tablas de este capítulo. Alternativamente los parámetros c, d y e pueden ser determinados directamente por procesos analíticos justificados por evidencia experimental.

ASCE 41-13 (2013) es lo quien lo hace de una manera diferente y sistemático, y es la única regulación que prescribe valores específicamente para el caso de vigas de acoplamiento. Esta es una de las razones por las que se opta por su uso.

### 5.13 Relaciones constitutivas de los materiales

#### Relación constitutiva del Acero

La definición de la relación constitutiva del hacer para el refuerzo de elementos estructurales se basa en el modelo de (Mander .1983).

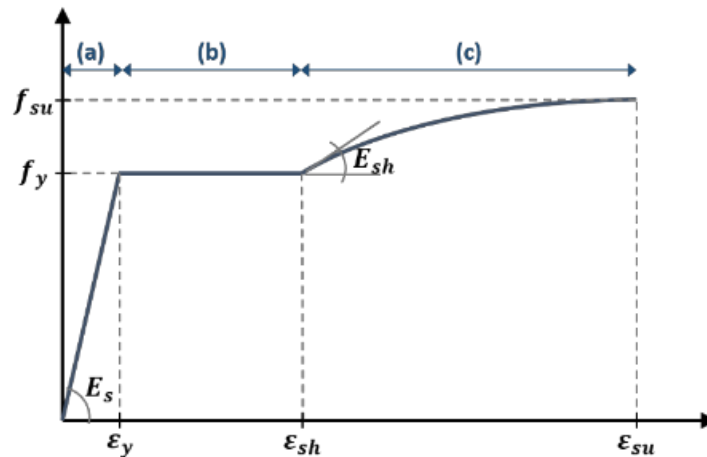


Figura 39 Grafico de la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo propuesta por Mander (1983).

Podemos definir la curva de Mander de la siguiente forma

(a) Respuesta Elástica  $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$\text{Donde } f_s = E_s \varepsilon_s \quad (\text{Ecuación 5-12})$$

(b) Fluencia del acero  $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$

$$\text{Donde } f_s = F_y \quad (\text{Ecuación 5-13})$$

(c) Endurecimiento del acero  $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$

$$\text{Donde } f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) * \left[ \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right]^p \quad (\text{Ecuación 5-14})$$

$$\text{Donde } p = E_{sh} * \left[ \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right] \quad (\text{Ecuación 5-15})$$

Se uso un módulo de Cortante de 200 GPa, adicional para el cálculo de las deformaciones, módulo de elasticidad al comienzo del endurecimiento se utilizaron las fórmulas empíricas de las investigaciones de (Pipa ,1993):

Relaciones constitutivas para el acero de refuerzo transversal

fy(Mpa)	f <sub>su</sub> (Mpa)	k=f <sub>su</sub> /fy	ξ <sub>y</sub> (%)	ξ <sub>sh</sub> (%)	ξ <sub>su</sub> (%)	Es(Gpa)	Esh(GPa)
420	530.6	1.263333	0.21	2.696	13.552	200	2.4

Relaciones constitutivas para el acero de refuerzo longitudinal

fy(Mpa)	f <sub>su</sub> (Mpa)	k=f <sub>su</sub> /fy	ξ <sub>y</sub> (%)	ξ <sub>sh</sub> (%)	ξ <sub>su</sub> (%)	Es(Gpa)	Esh(GPa)
420	530.6	1.263333	0.21	2.696	13.552	200	2.4

Tabla 13 Características calculadas analíticamente para refuerzos longitudinales y transversales

## Relación constitutiva del concreto

Para concreto, las relaciones sugeridas en Eurocodigo 2 (UNE-ENV 1992-4, 1998) y el Eurocodigo 8-2 (AN/UNE-EN 1998-1, 2005) en el anexo E, se usan para concreto no confinado y confinado.

El UNE-ENV 1992-4 (1998) da la relación para la relación esfuerzo deformación, para uso en análisis estructural no lineal

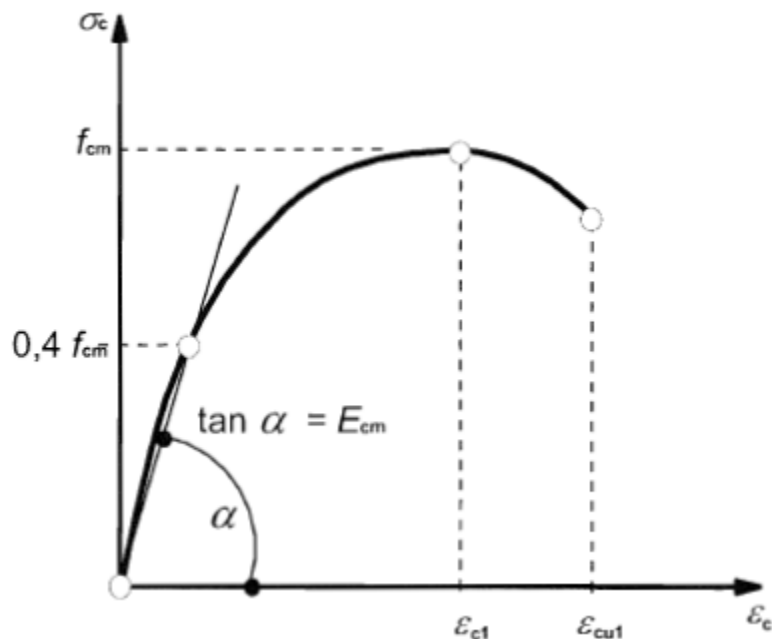


Figura 40 Representación esquemática de la relación esfuerzo-deformación para análisis estructural (Utilizar  $0.4f_{cm}$  para la definición de  $E_{cm}$  que es una aproximación) (en.1992.1.12004)

(1) La relación entre  $\sigma_c$  y  $\epsilon_c$  se muestra en la figura 4.11 (esfuerzo de compresión y acortamiento de deformación es mostrada en valores absolutos) Para términos de cargas uniaxiales debe de usarse la expresión:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k_\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (\text{Ecuación 5-15})$$

$$\text{Donde } \eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad (\text{Ecuación 5-16})$$

$$k = \frac{1.05E_{cm} \times |\epsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (\text{Ecuación 5-17})$$

Dado que, para el concreto, solo la resistencia a la compresión se determinó experimentalmente ( $f_{cm}$ ), los parámetros restantes están determinados por las expresiones en la Tabla 3.1 de UNE-ENV 1992-4 (1998).

Todas las expresiones para el cálculo de la deformación del concreto sin confinar se presentan a continuación en una tabla experimental.

Strength classes for concrete														
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
$\epsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Tabla 14 Tabla de valores EC2 para el cálculo de resistencia y deformación de concreto sin confinar

## Concreto Confinado

Para concreto confinado, se utiliza la relación constitutiva sugerida en el AN/UNE-EN 1998-1 (1998), Anexo E, y que se muestra en la Figura 41.

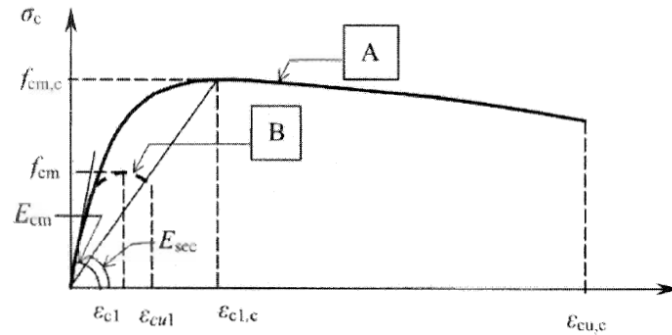


Figura 41 Representación esquemática de la relación esfuerzo-deformación para análisis estructural de concreto confinado (Anexo E) (en.1998.2.2005)

Donde:

- A- Concreto confinado
- B - Concreto sin confinar

Los valores de compresión en el concreto confinado vienen dados por:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm,c}} = \frac{x^r}{r-1+x^r} \quad (\text{Ecuación 5-18})$$

Donde  $f_{cm,c}$  representa la resistencia a la compresión máxima promedio del concreto confinado y:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1,c}} \quad (\text{Ecuación 5-19})$$

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm}-E_{sec}} \quad (\text{Ecuación 5-20})$$

Donde  $\epsilon_{c1,c}$  representa la extensión correspondiente a la tensión máxima en el hormigón confinado, y  $E_{sec}$  es el Módulo de elasticidad secante a máxima

resistencia:

La deformación de fuerza máxima está dada por:

$$f_{cm,c} = f_{cm}\lambda_c \quad (\text{Ecuación 5-21})$$

$$\lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}} - 1.254 \quad (\text{Ecuación 5-22})$$

Donde  $\sigma_e$  representa el esfuerzo de confinamiento efectivo, actuando en las dos direcciones transversales ( $\sigma_e = \sigma_{e2} = \sigma_{e3}$ ), estimado en base a la relación de refuerzo transversal  $\rho_{sw}$  y el límite elástico probable  $f_{ym}$ , para estribos rectangulares:

$$\sigma_e = \alpha \rho_{sw} f_{ym} \quad (\text{Ecuación 5-23})$$

Donde  $\alpha$  es el factor de confinamiento efectivo definido en (EN 1998-1: 2004, 5.4.3.2.2):

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s \quad (\text{Ecuación 5-24})$$

Para secciones rectangulares

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_o h_o} \quad (\text{Ecuación 5-25})$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \quad (\text{Ecuación 5-26})$$

Donde  $b_o$  es el ancho del núcleo confinado,  $h_o$  es la altura del núcleo confinado,  $n$  es el número total de barras longitudinales abrazadas lateralmente por estribos o eslabones, y  $b_i$  es la distancia entre barras consecutivas confinadas.

La deformación final en el concreto  $\varepsilon_{cu,c}$  corresponde a la primera fractura de los estribos de confinamiento. Puede ser definido por:

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (\text{Ecuación 5-27})$$

Donde:

$\rho_s = 2\rho_{sw}$  para estribos ortogonales

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$  es el valor promedio de la extensión de acero a la fuerza máxima, estimada por Pipa (1993)

### **Resumen de propiedades del concreto**

Se presenta un resumen en tabla de los cálculos realizados para determinar las propiedades del concreto confinado y sin confinar.



### Relaciones constitutivas del concreto confinado y sin confinar

EJE 3 Y EJE 8		CONCRETO NO CONFINADO				CONCRETO CONFINADO				PROMEDIO
Mario X. 2020	NIVEL	fcm(Mpa)	Ecm(Mpa)	$\xi_{c1}$ (%)	$\xi_{cu1}$ (%)	fcm,c (Mpa)	Esec(GPa)	$\xi_{c1,c}$ (%)	$\xi_{cu,c}$ (%)	
"VAFC280 N19"	LOSA 19/N20	34.32	27.53	2.09	3.50	47.16	8.22	5.74	36.19	24.35
"VAFC280 N19"	LOSA 18/N19	34.32	27.53	2.09	3.50	47.16	8.22	5.74	29.75	
"VAFC280 N16"	LOSA 17/N18	34.32	27.53	2.09	3.50	50.98	7.44	6.85	27.82	
"VAFC280 N16"	LOSA 16/N17	31.38	26.33	2.04	3.50	47.81	6.61	7.24	19.08	
"VAFC280 N16"	LOSA 15/N16	31.38	26.33	2.04	3.50	47.81	6.61	7.24	19.08	
"VAFC280 N15"	LOSA 14/N15	31.38	26.33	2.04	3.50	47.81	6.61	7.24	19.08	
"VAFC280 N15"	LOSA 13/N14	31.38	26.33	2.04	3.50	46.61	6.80	6.85	19.47	27.02
"VAFC350"	LOSA 12/N13	34.32	27.53	2.09	3.50	51.28	7.39	6.94	27.68	
"VAFC350"	LOSA 11/N12	34.32	27.53	2.09	3.50	51.28	7.39	6.94	27.68	
"VAFC350"	LOSA 10/N11	34.32	27.53	2.09	3.50	51.28	7.39	6.94	27.68	
"VAFC350"	LOSA 9/N10	34.32	27.53	2.09	3.50	51.28	7.39	6.94	27.68	
"VAFC350 N9"	LOSA 8/N9	34.32	27.53	2.09	3.50	54.26	6.95	7.81	26.38	
"VAFC490 N8"	LOSA 7/N8	34.32	27.53	2.09	3.50	57.73	6.54	8.82	25.03	29.44
"VAFC490"	LOSA 6/N7	44.13	31.22	2.26	3.50	60.09	10.70	5.62	29.26	
"VAFC490"	LOSA 5/N6	44.13	31.22	2.26	3.50	60.09	10.70	5.62	29.26	
"VAFC490"	LOSA 4/N5	44.13	31.22	2.26	3.50	60.09	10.70	5.62	29.26	
"VAFC490"	LOSA 3/N4	44.13	31.22	2.26	3.50	60.09	10.70	5.62	29.26	
"VAFC490"	LOSA 2/N3	44.13	31.22	2.26	3.50	60.09	10.70	5.62	29.26	
"VAFC490 N2"	LOSA 1/N2	44.13	31.22	2.26	3.50	57.56	11.41	5.04	30.37	

EJE 5 Y EJE 6		CONCRETO NO CONFINADO				CONCRETO CONFINADO				PROMEDIO
Mario X. 2020	NIVEL	fcm(Mpa)	Ecm(Mpa)	$\xi_{c1}$ (%)	$\xi_{cu1}$ (%)	fcm,c (Mpa)	Esec(GPa)	$\xi_{c1,c}$ (%)	$\xi_{cu,c}$ (%)	
"VAFC280 N17"	LOSA 19/N20	34.32	27.53	2.09	3.50	52.58	7.18	7.32	32.87	22.68
"VAFC280 N17"	LOSA 18/N19	34.32	27.53	2.09	3.50	52.58	7.18	7.32	27.09	
"VAFC280 N17"	LOSA 17/N18	34.32	27.53	2.09	3.50	52.58	7.18	7.32	27.09	
"VAFC280 N17"	LOSA 16/N17	31.38	26.33	2.04	3.50	49.36	6.39	7.73	18.60	
"VAFC280"	LOSA 15/N16	31.38	26.33	2.04	3.50	53.10	5.95	8.92	17.58	
"VAFC280"	LOSA 14/N15	31.38	26.33	2.04	3.50	53.10	5.95	8.92	17.58	
"VAFC280"	LOSA 13/N14	31.38	26.33	2.04	3.50	51.59	6.11	8.44	17.97	23.67
"VAFC350"	LOSA 12/N13	34.32	27.53	2.09	3.50	60.38	6.29	9.59	24.11	
"VAFC350"	LOSA 11/N12	34.32	27.53	2.09	3.50	60.38	6.29	9.59	24.11	
"VAFC350"	LOSA 10/N11	34.32	27.53	2.09	3.50	60.38	6.29	9.59	24.11	
"VAFC350"	LOSA 9/N10	34.32	27.53	2.09	3.50	60.38	6.29	9.59	24.11	
"VAFC350 N9"	LOSA 8/N9	34.32	27.53	2.09	3.50	64.95	5.95	10.92	22.70	
"VAFC490 N8"	LOSA 7/N8	34.32	27.53	2.09	3.50	64.38	5.98	10.76	22.86	26.22
"VAFC490"	LOSA 6/N7	44.13	31.22	2.26	3.50	69.04	9.03	7.64	25.99	
"VAFC490"	LOSA 5/N6	44.13	31.22	2.26	3.50	69.04	9.03	7.64	25.99	
"VAFC490"	LOSA 4/N5	44.13	31.22	2.26	3.50	69.04	9.03	7.64	25.99	
"VAFC490"	LOSA 3/N4	44.13	31.22	2.26	3.50	69.04	9.03	7.64	25.99	
"VAFC490"	LOSA 2/N3	44.13	31.22	2.26	3.50	69.04	9.03	7.64	25.99	
"VAFC490 N2"	LOSA 1/N2	44.13	31.22	2.26	3.50	64.88	9.68	6.70	27.39	

Tabla 15 Relaciones constitutivas del concreto confinado y sin confinar.

## 5.14 Relaciones momento-curvatura de vigas de acople.

Los valores de los momentos necesarios para definir las curvas de plasticidad concentradas, prescritas en la ASCE, se obtienen analizando las curvas de momento-curvatura de cada una de las vigas. Estas curvas, que se muestran en la Figura 35 en adelante, se determinan en el Section Designer del software de análisis estructural SAP2000 V20.2.0, se presentan los esquemas dados por el programa para los ejes número 3 y 8 correspondientes a las secciones transversales de vigas de acople en función del  $f'_c$  y  $f_y$ . La presentación completa de estos datos se presenta en el anexo A de este trabajo.

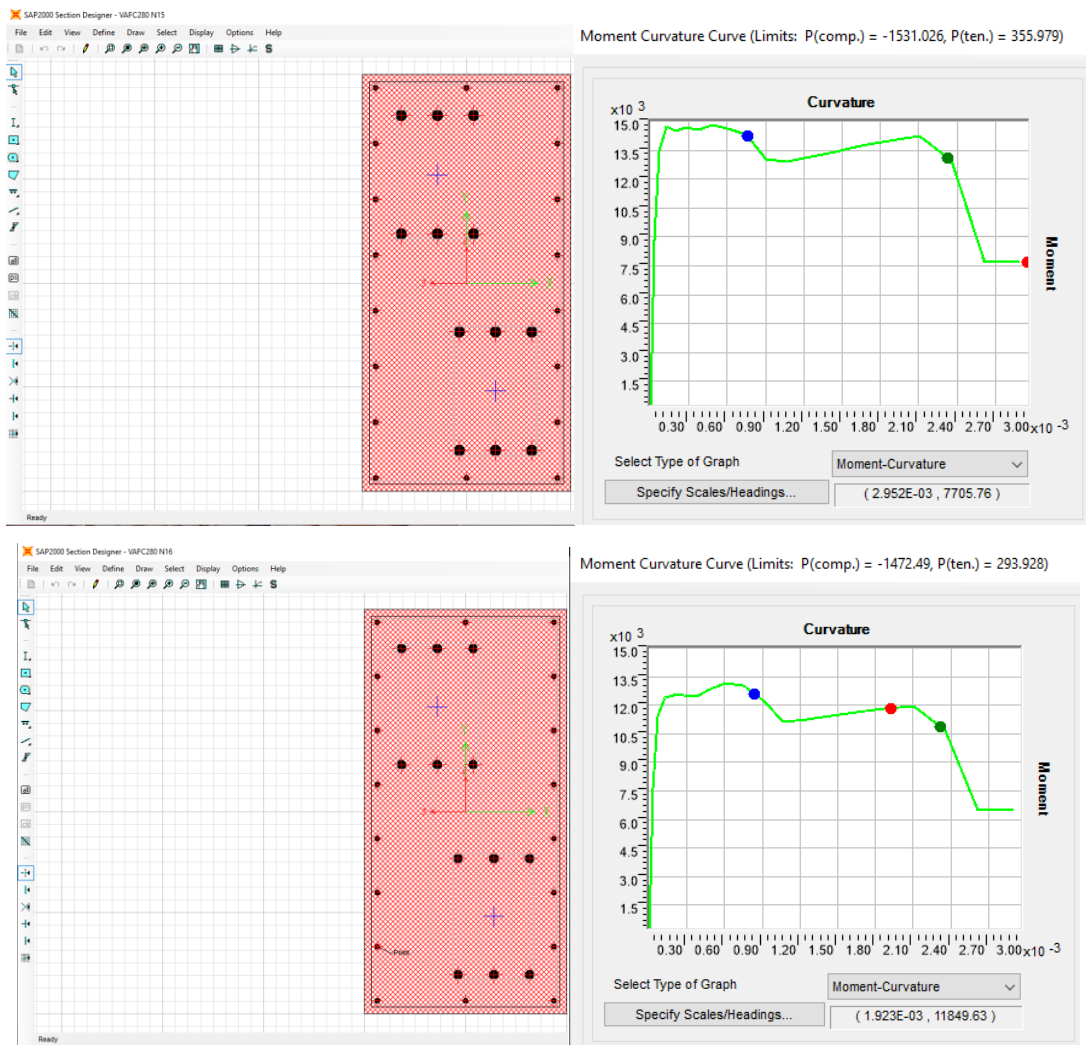


Figura 42 Gráficos de momento-curvatura de las secciones transversales de las diferentes vigas de acoplamiento

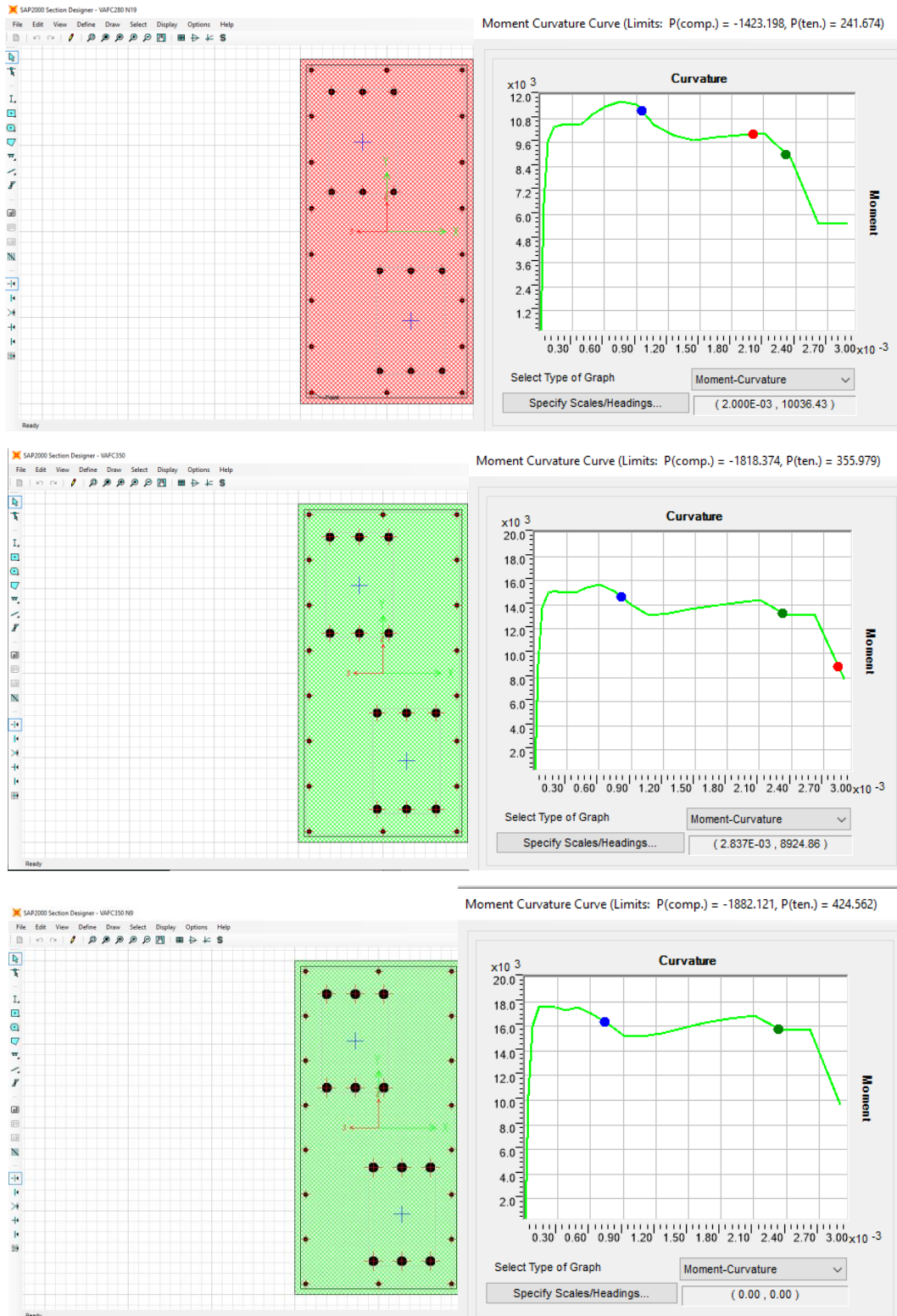


Figura 43 Gráficos de momento-curvatura de las secciones transversales de las diferentes vigas de acoplamiento

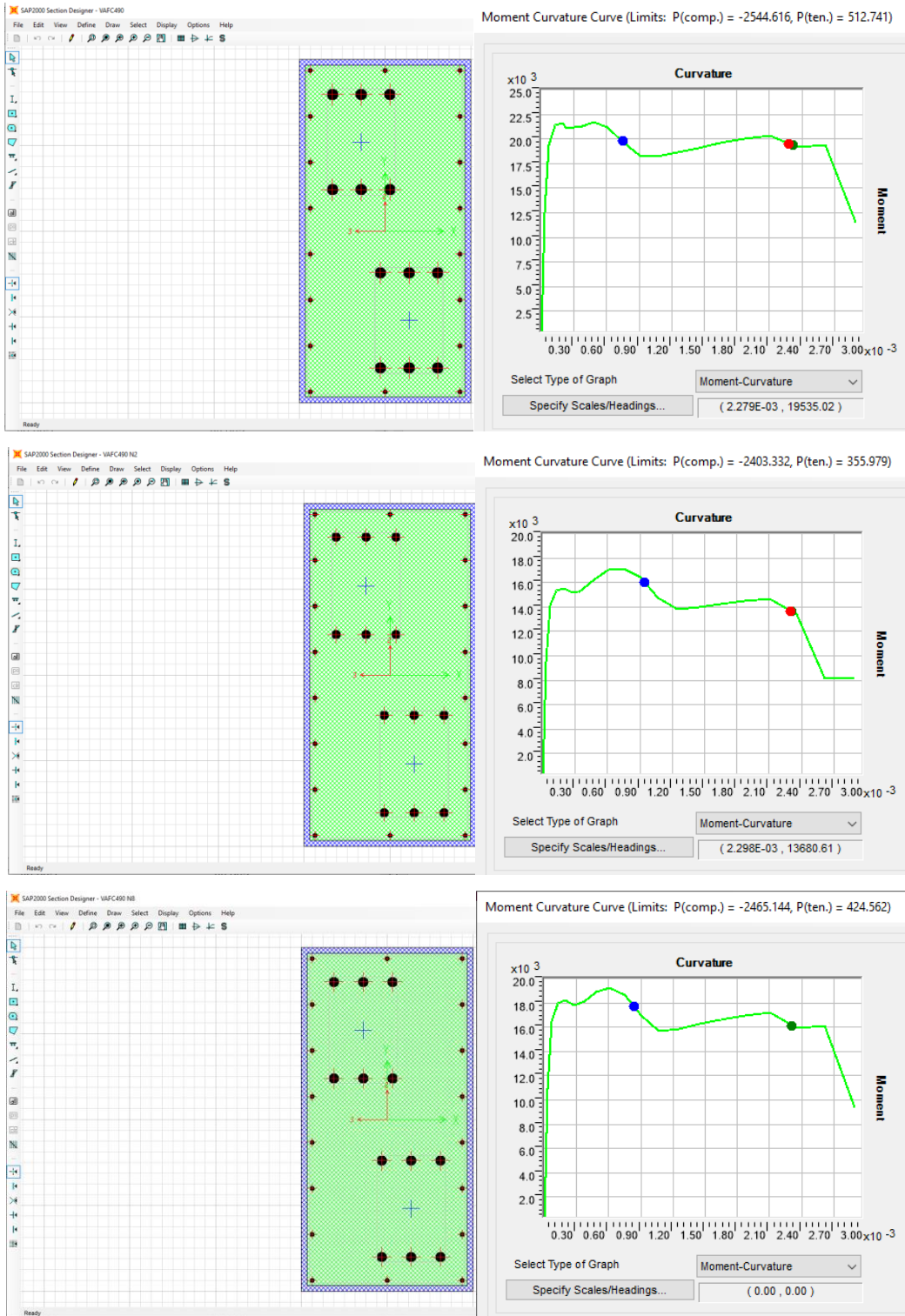
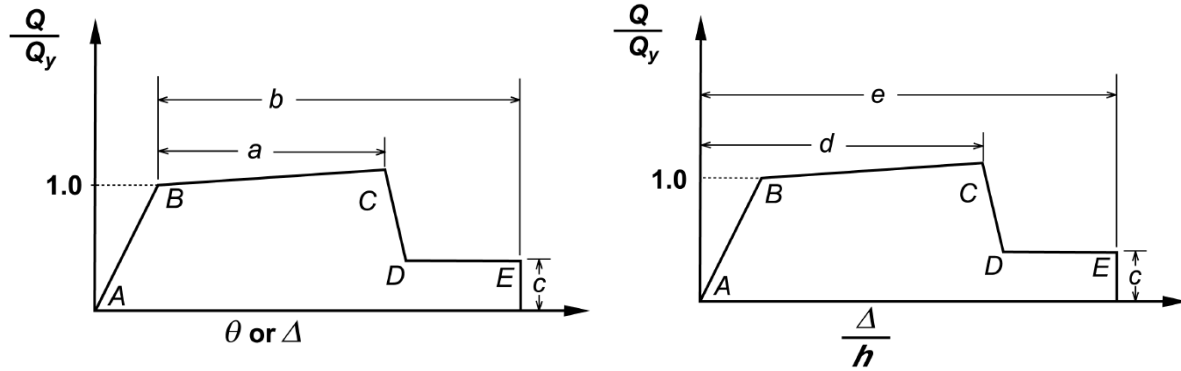


Figura 44 Gráficos de momento-curvatura de las secciones transversales de las diferentes vigas de acoplamiento

### 5.15 Parámetros de deformaciones.

Para los valores en la abscisa de las relaciones esfuerzo deformación, se utiliza ASCE 41-13, dependiendo del elemento bajo análisis, ASCE indica que puede ser más conveniente usar como parámetro de deformación.



(a) Acción de Deformación Angular o lineal      (b) Relación de deformación de cuerda

Figura 45 Relaciones de esfuerzo-deformación generalizadas para concreto armado (ASCE/SEI, 2013)

En el caso de vigas de acoplamiento, se indica que se debe tomar el eje de abscisa de la Figura 43 (b) como la rotación de la cuerda ( $\theta_c$ ). Esta información se percibe fácilmente mirando la Figura 44, en el cual es la definición de ASCE/SEI 41-13 (2013), de los parámetros de deformación para vigas de acoplamiento. Como se puede ver, en este caso, la relación de deformación,  $\Delta / L$ , es aproximadamente igual a la rotación de la cuerda,  $\theta_c$  ASCE/SEI 41-13 (2013).

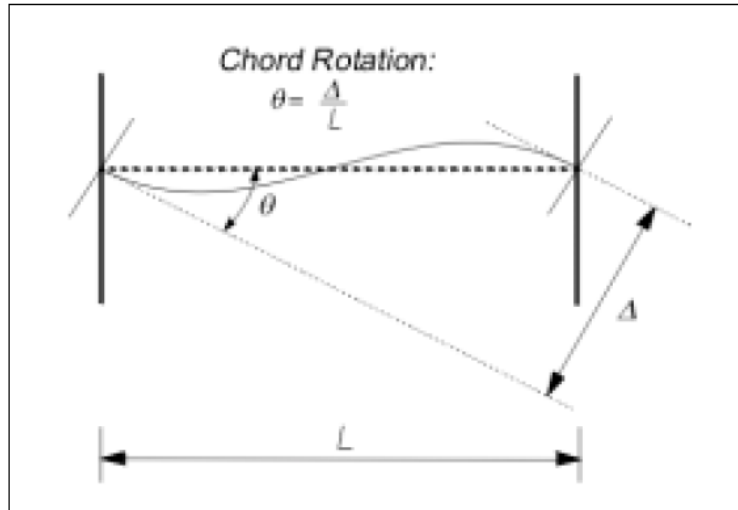


Figura 46 Rotación de cuerda en vigas de acople en muros de cortante definido en (ASCE/SEI 41-13)

La Tabla 6 y la Tabla 7 reproducen las tablas presentes en ASCE/SEI 41-13 (2013), con los parámetros deformación para vigas de acoplamiento controladas por flexión y corte, respectivamente. En estas tablas  $V$  representan el valor del esfuerzo transversal (expresado en Newtons),  $b$  y  $h$  representan el ancho y altura de la sección transversal, respectivamente (en milímetros), y  $f_c$  el valor de la tensión resistente a compresión de hormigón (en MPa).

		Shear $\frac{t_w V}{w_n f_c}$		ROTACION DE ROTULA PLASTICA (RAD)		RELACION DE RESISTENCIA RESIDUAL
				a	b	c
VIGAS DE ACOPLE CONTROLADAS POR FLEXION						
REFUERO LONGITUDINAL CONFORME A REFUERZO TRANSVERSAL	$\leq$	0.25	0.025	0.05	0.75	
	$\geq$	0.5	0.02	0.04	0.5	
REFUERO LONGITUDINAL NO CONFORME A REFUERZO TRANSVERSAL	$\leq$	0.25	0.02	0.035	0.5	
	$\geq$	0.5	0.01	0.025	0.25	

Tabla 16 Parámetros de modelado para análisis no lineal en vigas de acople por

flexión.

VIGAS DE ACOPLAMIENTO CONTROLADAS POR CORTE	Shear $\frac{t_w}{w_w \sqrt{f'_c}}$		ROTACION DE CUERDA (RAD)		RELACION DE RESISTENCIA RESIDUAL
			d	e	c
REFUERZO LONGITUDINAL CONFORME A REFUERZO TRANSVERSAL	$\leq$	0.25	0.02	0.03	0.6
	$\geq$	0.5	0.016	0.024	0.3
REFUERZO LONGITUDINAL NO CONFORME A REFUERZO TRANSVERSAL	$\leq$	0.25	0.012	0.025	0.4
	$\geq$	0.5	0.008	0.014	0.2

Tabla 17 Parámetros de modelado para análisis no lineal en vigas de acople por corte.

El refuerzo transversal es conforme cuando los estribos están separados una distancia menor o igual a un tercio de la altura útil de la sección y cuando la resistencia al corte de los estribos ( $V_s$ ) son iguales o mayores que tres cuartos de la resistencia al corte requerida para acoplamiento. Los parámetros de deformación que rigen el comportamiento de las vigas de acoplamiento dependen de tres aspectos: el modo de falla de acondicionamiento (doblado o corte), el detalle del refuerzo transversal (de acuerdo o no), y el nivel de esfuerzo transversal. Los parámetros "a" y "b" representan rotaciones en la cuerda en vigas de acoplamiento controladas por flexión, mientras que los parámetros "d" y "e" se refieren a vigas controladas por corte. El valor "c" representa la relación de resistencia residual de las vigas de acoplamiento (relación entre la resistencia de las vigas bajo altas deformaciones y su resistencia al ceder refuerzo longitudinal). Es interesante observar que los valores para vigas controladas por cortante son aproximadamente del 20 al 40% inferior a los valores relacionados con un fallo de flexión.

## 5.16 Modelado de plasticidad concentrada

En diversos artículos científicos y trabajos de investigación se ha estudiado el comportamiento de las vigas de acople (Sección 2.4 del capítulo II Estado del Arte), no hay una información a detalle de cómo realizar el tratamiento adecuado de los datos de las relaciones esfuerzo-deformación dadas en ASCE/SEI 41-13 (2013), por lo que en el presente trabajo se mostrara la forma adecuada de realizar dicho proceso en ETABS, se muestra a continuación unas capturas de pantalla del programa para entender el proceso:

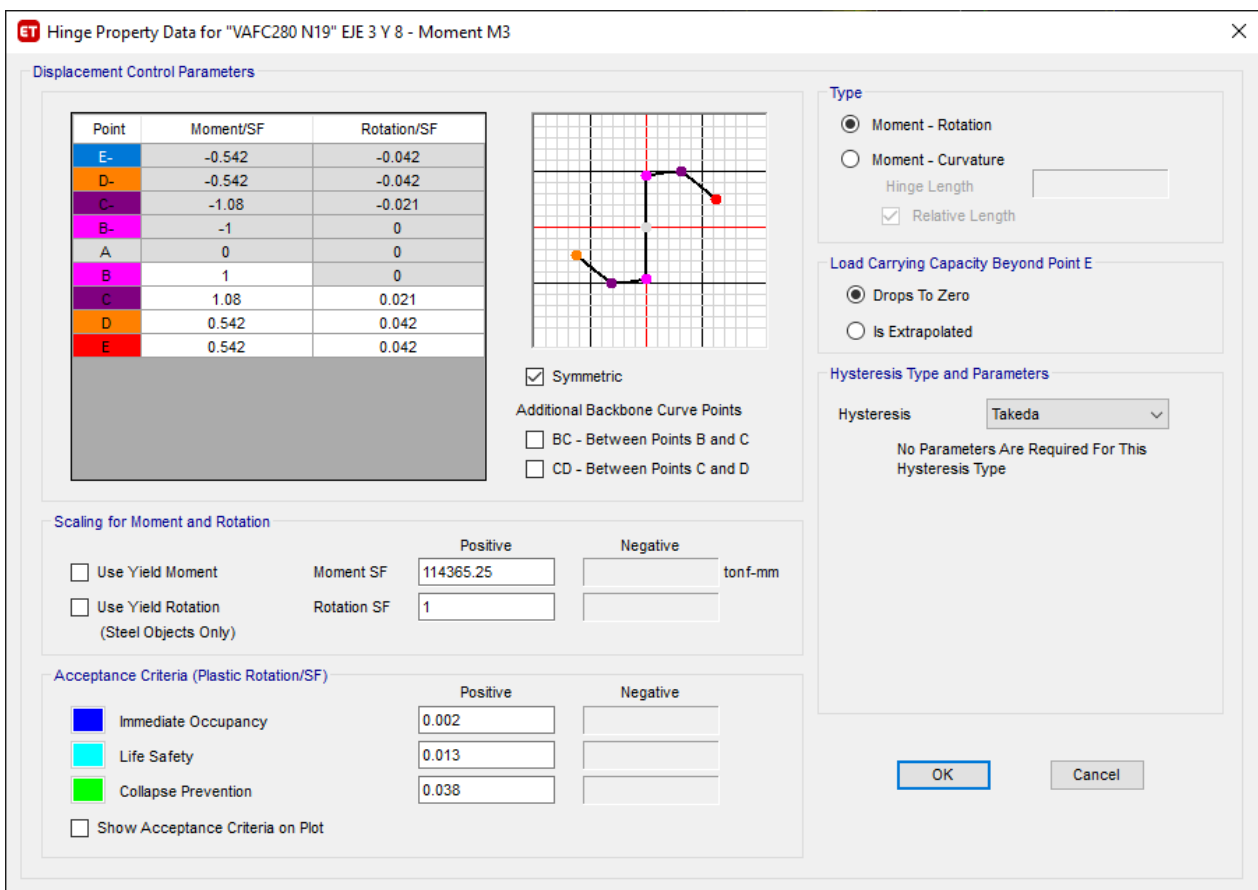


Figura 47 Definición de los parámetros de las relaciones esfuerzo-deformación en ETABS, controlada por flexión.



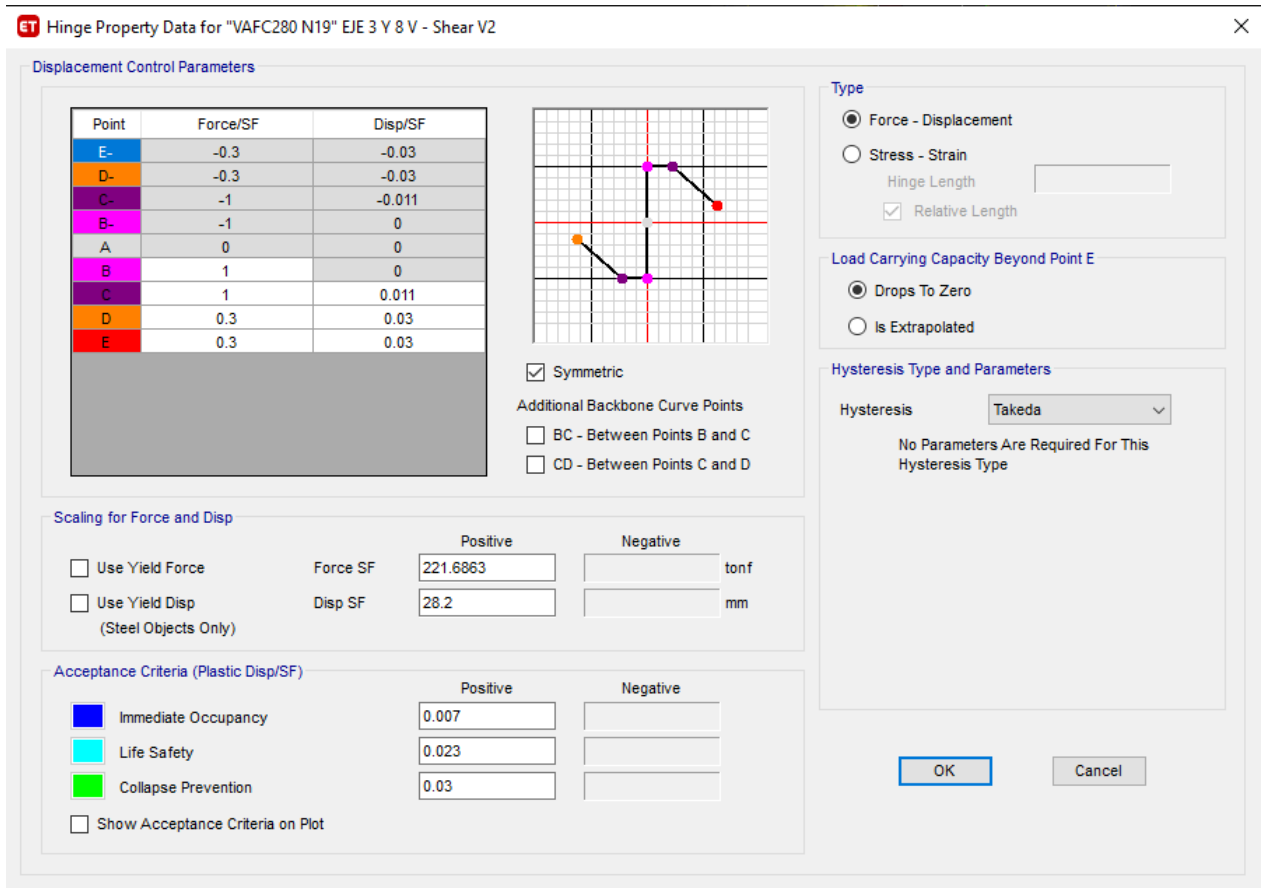


Figura 48 Definición de los parámetros de las relaciones esfuerzo-deformación en ETABS, controlada por cortante.

En el caso del momento flector, la definición de las curvas es sencilla. Dado que los parámetros "a" y "b" se refieren a rotaciones posteriores al rendimiento (Figura 4.16), pueden usarse directamente en ETABS para definir la curva esfuerzo deformación, que también es una función de la rotación en la cuerda. En el caso del esfuerzo por cortante los valores "d" y "e" se refieren a rotaciones totales, por lo que es necesario eliminar el valor de rotación elástica para la definición de las curvas.

Se debe de analizar correctamente los parámetros d y e, estos corresponden al valor de rotación de cuerda cuando se alcanza el valor de resistencia a la fuerza cortante, no existe en procedimiento adecuado del modelado ni se menciona en ASCE/SEI 41-13 (2013), se implementó el mismo procedimiento descrito por (Damiao Bezelga, 2015), para la definición de los parámetros, para este cometido,

se supone que el valor resistente de la fuerza cortante se alcanza antes que comiencen a ceder los refuerzos longitudinales ( $M < M_y$ ), por lo que la viga se encuentra aún en la región A-B de la Figura 4.16. En este caso la respuesta de la viga es elástica lineal, dada por el comportamiento de la viga. También se supone que todos los fenómenos de deformación (incluida la deformación por corte y deformación deslizante de refuerzos longitudinales) se contabilizan en el valor considerado para una rigidez a flexión efectiva, que permite ignorar la rigidez de corte. Por lo tanto, es posible relacionarse  $M - \theta$  y  $V - \Delta$ .

Los esfuerzos en la viga de acople con su deformación a través de la formulación presente en la Figura 4.18 y la ecuación 4.18.

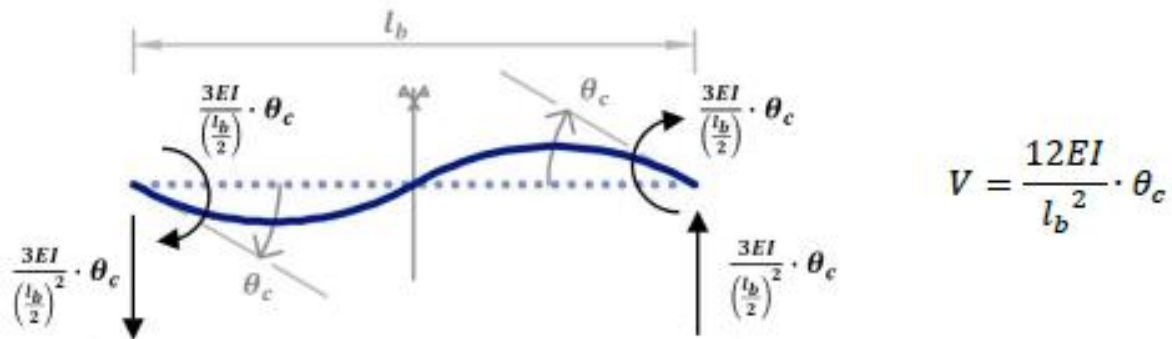


Figura 49 Esfuerzos elásticos en viga de acople dados por un momento de igual magnitud en los extremos.

Finalmente, resulta que la rotación de la cuerda cuando alcanza el valor resistente al corte ( $\theta_{c,R}$ ) viene dado por:

$$\Theta_{c,R} = \frac{V_R}{12E_c I_e} * l_b^2 \quad (\text{Ecuación 5-28})$$

Es importante recordar que en ASCE/SEI 41-13 se establecen los parámetros "d" y "e" se refieren a rotaciones de cuerda en la viga, mientras que las curvas de esfuerzo deformación en ETABS basa en el desplazamiento, como se muestra en la Figura 4.18 y 4.19 por lo que se debe transformar para poder ingresar al programa ( $\Delta = \theta_c \cdot L$ , ver Figura 4.16).

### 5.17 Resumen de cálculos numéricos para definición de rotulas plásticas.

En las tablas 13 a 16 se muestra los resultados del análisis de rotaciones y rotaciones cuerda para la definición de las rotulas plásticas en el programa ETABS.

VIGA	CONTROLADO POR FLEXION						LIMITES DE ROTULAS PLASTICAS		
	My(kN-m)	Mu/My	$v=2*M_u/bh$	a	b	c	IO	LS	CP
"VAFC280 N19"	1121.54	1.08	0.29	0.021	0.042	0.542	0.002	0.013	0.038
"VAFC280 N19"	1121.54	1.08	0.29	0.021	0.042	0.542	0.002	0.013	0.038
"VAFC280 N16"	1323.74	1.08	0.35	0.022	0.044	0.595	0.002	0.013	0.039
"VAFC280 N16"	1323.74	1.09	0.35	0.022	0.044	0.598	0.002	0.013	0.040
"VAFC280 N16"	1323.74	1.09	0.35	0.022	0.044	0.598	0.002	0.013	0.040
"VAFC280 N15"	1323.74	1.09	0.35	0.022	0.044	0.598	0.002	0.013	0.040
"VAFC280 N15"	1323.74	1.09	0.35	0.022	0.044	0.598	0.002	0.013	0.040
"VAFC350"	1350.54	1.09	0.32	0.021	0.043	0.567	0.002	0.013	0.038
"VAFC350"	1350.54	1.09	0.32	0.021	0.043	0.567	0.002	0.013	0.038
"VAFC350"	1350.54	1.09	0.32	0.021	0.043	0.567	0.002	0.013	0.038
"VAFC350"	1350.54	1.09	0.32	0.021	0.043	0.567	0.002	0.013	0.038
"VAFC350 N9"	1572.85	1.10	0.37	0.022	0.045	0.622	0.002	0.013	0.040
"VAFC490 N8"	1617.88	1.10	0.39	0.023	0.045	0.635	0.002	0.014	0.041
"VAFC490"	1906.25	1.10	0.41	0.023	0.046	0.662	0.002	0.014	0.042
"VAFC490"	1906.25	1.10	0.41	0.023	0.046	0.662	0.002	0.014	0.042
"VAFC490"	1906.25	1.10	0.41	0.023	0.046	0.662	0.002	0.014	0.042
"VAFC490"	1906.25	1.10	0.41	0.023	0.046	0.662	0.002	0.014	0.042
"VAFC490"	1906.25	1.10	0.41	0.023	0.046	0.662	0.002	0.014	0.042
"VAFC490 N2"	1385.5497	1.10	0.30	0.021	0.042	0.549	0.002	0.013	0.038

Tabla 18 Calculo de rotaciones para rotulas controladas por flexión y definición de los límites de aceptación haciendo uso del ASCE/SEI 41-13 para los ejes número 3 y 8.

VIGA	d'	e'	c	Vu (ETABS)	LIMITES DE ROTULAS PLASTICAS		
					IO	LS	CP
"V AFC280 N19"	0.011	0.030	0.3	269.3277	0.007	0.023	0.030
"V AFC280 N19"	0.011	0.030	0.3	318.4688	0.007	0.023	0.030
"V AFC280 N16"	0.017	0.036	0.3	367.7902	0.011	0.027	0.036
"V AFC280 N16"	0.017	0.036	0.3	412.0812	0.011	0.027	0.036
"V AFC280 N16"	0.017	0.036	0.3	448.6902	0.011	0.027	0.036
"V AFC280 N15"	0.017	0.036	0.3	477.6567	0.011	0.027	0.036
"V AFC280 N15"	0.017	0.036	0.3	500.7704	0.011	0.027	0.036
"V AFC350"	0.026	0.046	0.3	579.6782	0.018	0.034	0.046
"V AFC350"	0.026	0.046	0.3	606.7705	0.018	0.034	0.046
"V AFC350"	0.026	0.046	0.3	640.4779	0.018	0.034	0.046
"V AFC350"	0.026	0.046	0.3	678.3598	0.018	0.034	0.046
"V AFC350 N9"	0.028	0.048	0.3	717.2769	0.019	0.036	0.048
"V AFC490 N8"	0.024	0.044	0.3	751.8437	0.016	0.033	0.044
"V AFC490"	0.020	0.040	0.3	889.7095	0.014	0.030	0.040
"V AFC490"	0.020	0.040	0.3	895.8525	0.014	0.030	0.040
"V AFC490"	0.020	0.040	0.3	884.4725	0.014	0.030	0.040
"V AFC490"	0.020	0.040	0.3	840.0566	0.014	0.030	0.040
"V AFC490"	0.020	0.040	0.3	742.1141	0.014	0.030	0.040
"V AFC490 N2"	0.037	0.056	0.3	581.0042	0.025	0.042	0.056

Tabla 19 Calculo de rotaciones para rotulas controladas por corte y definición de los límites de aceptación haciendo uso del ASCE/SEI 41-13 para los ejes número 3 y 8.

VIGA	CONTROLADO POR FLEXION						IO	LS	CP
	My(kN-m)	Mu/My	v=2*M u/lb/bh	a	b	c			
"V AFC280 N17"	1408.54	1.08	0.37	0.022	0.045	0.617	0.002	0.013	0.040
"V AFC280 N17"	1408.54	1.08	0.37	0.022	0.045	0.617	0.002	0.013	0.040
"V AFC280 N17"	1408.54	1.08	0.37	0.022	0.045	0.617	0.002	0.013	0.040
"V AFC280 N17"	1408.54	1.08	0.37	0.022	0.045	0.617	0.002	0.013	0.040
"V AFC280"	1687.81	1.07	0.44	0.024	0.047	0.686	0.002	0.014	0.043
"V AFC280"	1687.81	1.07	0.44	0.024	0.047	0.686	0.002	0.014	0.043
"V AFC280"	1687.81	1.07	0.44	0.024	0.047	0.686	0.002	0.014	0.043
"V AFC350"	2034.59	1.07	0.47	0.024	0.049	0.721	0.002	0.015	0.044
"V AFC350"	2034.59	1.07	0.47	0.024	0.049	0.721	0.002	0.015	0.044
"V AFC350"	2034.59	1.07	0.47	0.024	0.049	0.721	0.002	0.015	0.044
"V AFC350"	2034.59	1.07	0.47	0.024	0.049	0.721	0.002	0.015	0.044
"V AFC350 N9"	2415.79	1.07	0.56	0.026	0.052	0.806	0.003	0.016	0.047
"V AFC490 N8"	2100.90	1.08	0.49	0.025	0.050	0.741	0.002	0.015	0.045
"V AFC490"	2501.57	1.08	0.53	0.026	0.051	0.783	0.003	0.015	0.046
"V AFC490"	2501.57	1.08	0.53	0.026	0.051	0.783	0.003	0.015	0.046
"V AFC490"	2501.57	1.08	0.53	0.026	0.051	0.783	0.003	0.015	0.046
"V AFC490"	2501.57	1.08	0.53	0.026	0.051	0.783	0.003	0.015	0.046
"V AFC490"	2501.57	1.08	0.53	0.026	0.051	0.783	0.003	0.015	0.046
"V AFC490 N2"	1779.7452	1.11	0.39	0.023	0.046	0.638	0.002	0.014	0.041

Tabla 20 Calculo de rotaciones para rotulas controladas por flexión y definición de los límites de aceptación haciendo uso del ASCE/SEI 41-13 para los ejes número 5 y 6.

VIGA	d'	e'	c	Vu (ETABS)	LIMITES DE ROTULAS PLASTICAS		
					IO	LS	CP
"VAFC280 N17"	0.011	0.030	0.3	494.2288	0.007	0.023	0.030
"VAFC280 N17"	0.011	0.030	0.3	561.7761	0.007	0.023	0.030
"VAFC280 N17"	0.017	0.036	0.3	632.1778	0.011	0.027	0.036
"VAFC280 N17"	0.017	0.036	0.3	696.4361	0.011	0.027	0.036
"VAFC280"	0.017	0.036	0.3	750.7073	0.011	0.027	0.036
"VAFC280"	0.017	0.036	0.3	794.4762	0.011	0.027	0.036
"VAFC280"	0.017	0.036	0.3	829.0573	0.011	0.027	0.036
"VAFC350"	0.026	0.046	0.3	961.4194	0.018	0.034	0.046
"VAFC350"	0.026	0.046	0.3	996.6273	0.018	0.034	0.046
"VAFC350"	0.026	0.046	0.3	1032.6517	0.018	0.034	0.046
"VAFC350"	0.026	0.046	0.3	1069.9134	0.018	0.034	0.046
"VAFC350 N9"	0.028	0.048	0.3	1104.2263	0.019	0.036	0.048
"VAFC490 N8"	0.024	0.044	0.3	1128.3705	0.016	0.033	0.044
"VAFC490"	0.020	0.040	0.3	1321.4057	0.014	0.030	0.040
"VAFC490"	0.020	0.040	0.3	1293.0368	0.014	0.030	0.040
"VAFC490"	0.020	0.040	0.3	1247.2531	0.014	0.030	0.040
"VAFC490"	0.020	0.040	0.3	1151.1711	0.014	0.030	0.040
"VAFC490"	0.020	0.040	0.3	980.0532	0.014	0.030	0.040
"VAFC490 N2"	0.017	0.037	0.3	714.8872	0.011	0.027	0.037

Tabla 21 Calculo de rotaciones para rotulas controladas por corte y definición de los límites de aceptación haciendo uso del ASCE/SEI 41-13 para los ejes número 5 y 6.

### 5.18 Calculo de rigidez efectiva y comparación con ACI 318-19.

Se realizo un análisis de rigidez efectiva tomando en cuenta para ello lo definido en el Apéndice A del ACI 318-19 (ACI, 2019), referente a la verificación de diseño usando Análisis no Lineal, se establece que este tipo de análisis deben ser tridimensionales y deben de cumplir con los requisitos del reglamento general de construcciones.

De la Tabla A8.4 Valores de la rigidez efectiva a flexión se presenta a continuación la fórmula para vigas de acople con y sin refuerzo en diagonal

$$K_e = 0.07 \left( \frac{t_n}{h} \right) E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g \quad (\text{Ecuación 5-29})$$

Donde:

Ln/h= Relación de aspecto de la viga de acople

Ec = Modulo de elasticidad del concreto reforzado

Ig = = Inercia de la sección transversal de la viga de Acople

Adicional se presenta la tabla desarrollada en el ACI 318-19

**Tabla A.8.4 — Valores de la rigidez efectiva<sup>[1]</sup>**

Componente		Axial	Flexión	Cortante
Vigas	no preesforzadas	$1.0E_cA_g$	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	preesforzadas	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Columnas con compresión causada por las cargas de diseño de gravedad <sup>[2]</sup>	$\geq 0.5A_gf'_c$	$1.0E_cA_g$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	$\leq 0.1A_gf'_c$ o con tracción	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_cA_{gt}$ (tracción)	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Muros estructurales <sup>[3]</sup>	en el plano	$1.0E_cA_g$	$0.35E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
	fuera del plano	$1.0E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Diafragmas (solo en el plano) <sup>[4]</sup>	no preesforzados	$0.25E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.25E_cA_g$
	preesforzados	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Vigas de acople	con o sin refuerzo en diagonal	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{\ell_n}{h}\right)E_cI_g \leq 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Losas de cimentación	en el plano	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	fuera del plano <sup>[5]</sup>		$0.5E_cI_g$	

<sup>[1]</sup> Los valores tabulados para axial, flexión y cortante deben aplicarse simultáneamente al definir la rigidez efectiva de un elemento, a menos que se justifiquen combinaciones alternativas.

<sup>[2]</sup> Para columnas con compresión axial entre los límites indicados, la rigidez a flexión debe determinarse por medio de interpolación lineal.

<sup>[3]</sup> Los valores tabulados son adecuados cuando los miembros se modelan utilizando elementos tipo línea para representar sus propiedades.

<sup>[4]</sup> Se debe permitir que los diafragmas se modelen como rígidos en su propio plano si esto no conduce a diferencias en los resultados de los análisis.

<sup>[5]</sup> Los valores de rigidez dados para losas de cimentación dependen de las condiciones generales de la losa de cimentación. Cuando los muros u otros miembros verticales imponen fuerzas suficientemente grandes, incluyendo fuerzas locales en aberturas locales de los muros debidas a la reversión de las fuerzas, los valores de rigidez deben disminuirse.

**Tabla 22 Valores de rigidez efectiva a utilizarse en análisis no lineal de estructuras (ACI, 2019) Pág. 593.**

Así mismo se utilizó la ecuación que determina la rigidez efectiva para vigas de acople con refuerzo en diagonal KDCB (Stiffnes Diagonally reinforced concrete coupling beam por sus siglas en ingles) de la investigación de (Son Vu & Beyer, 2015) relacionada al cálculo de rigidez efectiva, haciendo uso de las fórmulas empíricas determinadas por medio del ensayo de 144 vigas de acople.

$$K_{DCB} = \frac{I_e}{I_g} = 0.65 (1.6 + 0.9 \frac{l}{d})(0.4 + 1.7\rho_{sd})(0.7 + \frac{14}{f'_c}) \quad (\text{Ecuación 5-30})$$

Donde

Ie= Inercia Efectiva de la viga de Acople

Ig = Inercia de la sección transversal de la viga de Acople

l/d = Relación de aspecto de la viga de Acople.

$\rho_{sd}$  = Cuantía de acero del refuerzo en diagonal y longitudinal de la viga de acople.

Conociendo ambos enfoques de análisis estructural no lineal de historia en el tiempo, determine que la opción más conservadora de rigidez efectiva en las vigas de acople es utilizar las fórmulas de la investigación de (Son Vu, Li, & Beyer, 2015).

Para estar en contexto y poder realizar comparativos se realizaron las siguientes tablas de cálculo, que se usó en cada una de las vigas de acople para determinar la rigidez a flexión de cada uno de los elementos tipo Frame que se utilizaron para el correcto modelado de las vigas de acople en ETABS.

ANÁLISIS PARA DETERMINAR RIGIDEZ EFECTIVA DE VIGAS DE ACOUPLE EJE 3							Rigidez efectiva ACI 318-19			
Table 4	Rigidez efectiva Son. Vu (2014)		$K_{DCB} = \frac{I_e}{I_g} = 0.65 \left( 1.6 + 0.9 \frac{l}{d} \right) (0.4 + 1.7 \rho_{sd}) \left( 0.7 + \frac{14}{f'_c} \right)$				$0.07 \left( \frac{\ell_n}{h} \right) E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g$			
EJE ESTRUCTURAL		3								
Identificación de viga de acople		l	d	l/d	$\rho_s$ (long)	f'c	kexp	ACI 318-19	kexp / ACI 318-19	
Mario X. 2020	NIVEL									
"VAFC280 N19"	LOSA 19/N20	2.45	1	1.96	0.71	27.5	3.77	13.71	0.275	
"VAFC280 N19"	LOSA 18/N19	2.45	1	1.96	0.71	27.5	3.77	13.71	0.275	
"VAFC280 N16"	LOSA 17/N18	2.45	1	1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348	
"VAFC280 N16"	LOSA 16/N17	2.45	1	1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348	
"VAFC280 N16"	LOSA 15/N16	2.45	1	1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348	
"VAFC280 N15"	LOSA 14/N15	2.45	1	1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348	
"VAFC280 N15"	LOSA 13/N14	2.45	1	1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348	
"VAFC350"	LOSA 12/N13	2.45	1	1.96	1.66	34.2	8.36	13.71	0.610	
"VAFC350"	LOSA 11/N12	2.45	1	1.96	1.66	34.2	8.36	13.71	0.610	
"VAFC350"	LOSA 10/N11	2.45	1	1.96	1.66	34.2	8.36	13.71	0.610	
"VAFC350"	LOSA 9/N10	2.45	1	1.96	1.66	34.2	8.36	13.71	0.610	
"VAFC350 N9"	LOSA 8/N9	2.45	1	1.96	2.05	34.2	10.08	13.71	0.735	
"VAFC490 N8"	LOSA 7/N8	2.45	1	1.96	1.45	34.2	7.19	13.71	0.524	
"VAFC490"	LOSA 6/N7	2.45	1	1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416	
"VAFC490"	LOSA 5/N6	2.45	1	1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416	
"VAFC490"	LOSA 4/N5	2.45	1	1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416	
"VAFC490"	LOSA 3/N4	2.45	1	1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416	
"VAFC490"	LOSA 2/N3	2.45	1	1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416	
"VAFC490 N2"	LOSA 1/N2	2.45	1	1.96	0.98	41.1	4.86	13.71	0.355	

Tabla 23 Análisis para la determinación de la rigidez de vigas de acople para el eje estructural 3 del edificio de 20 niveles.

ANÁLISIS PARA DETERMINAR RIGIDEZ EFECTIVA DE VIGAS DE ACOPLÉ EJE 5							Rigidez efectiva ACI 318-19			
Table 4	Rigidez efectiva Son. Vu (2014) $\kappa_{DCB} = \frac{I_e}{I_g} = 0.65 \left( 1.6 + 0.9 \frac{l}{d} \right) (0.4 + 1.7 \rho_{sd}) \left( 0.7 + \frac{14}{f'_c} \right)$						$0.07 \left( \frac{\ell_n}{h} \right) E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g$			
EJE ESTRUCTURAL							5			
Identificación de viga de acople		l	d	l/d	$\rho_{sd}$	$f'_c$	kexp	ACI 318-19	kexp / 318-19	ACI
Mario X. 2020	NIVEL									
"V AFC280 N17"	LOSA 19/N20	2.45	1	1.96	107	27.5	6.07	13.71	0.443	
"V AFC280 N17"	LOSA 18/N19	2.45	1	1.96	107	27.5	6.07	13.71	0.443	
"V AFC280 N17"	LOSA 17/N18	2.45	1	1.96	107	27.5	6.07	13.71	0.443	
"V AFC280 N17"	LOSA 16/N17	2.45	1	1.96	107	27.5	6.07	13.71	0.443	
"V AFC280"	LOSA 15/N16	2.45	1	1.96	135	27.5	7.38	13.71	0.538	
"V AFC280"	LOSA 14/N15	2.45	1	1.96	135	27.5	7.38	13.71	0.538	
"V AFC280"	LOSA 13/N14	2.45	1	1.96	135	27.5	7.63	13.71	0.566	
"V AFC350"	LOSA 12/N13	2.45	1	1.96	166	34.2	8.36	13.71	0.610	
"V AFC350"	LOSA 11/N12	2.45	1	1.96	166	34.2	8.36	13.71	0.610	
"V AFC350"	LOSA 10/N11	2.45	1	1.96	166	34.2	8.36	13.71	0.610	
"V AFC350"	LOSA 9/N10	2.45	1	1.96	166	34.2	8.36	13.71	0.610	
"V AFC350 N9"	LOSA 8/N9	2.45	1	1.96	2.05	34.2	10.08	13.71	0.735	
"V AFC490 N8"	LOSA 7/N8	2.45	1	1.96	2.00	34.2	9.54	13.71	0.696	
"V AFC490"	LOSA 6/N7	2.45	1	1.96	2.00	41.1	8.95	13.71	0.653	
"V AFC490"	LOSA 5/N6	2.45	1	1.96	2.00	41.1	8.95	13.71	0.653	
"V AFC490"	LOSA 4/N5	2.45	1	1.96	2.00	41.1	8.95	13.71	0.653	
"V AFC490"	LOSA 3/N4	2.45	1	1.96	2.00	41.1	8.95	13.71	0.653	
"V AFC490"	LOSA 2/N3	2.45	1	1.96	2.00	41.1	8.95	13.71	0.653	
"V AFC490 N2"	LOSA 1/N2	2.45	1	1.96	161	41.1	7.38	13.71	0.539	

Tabla 24 Análisis para la determinación de la rigidez de vigas de acople para el eje estructural 5 del edificio de 20 niveles.

ANÁLISIS PARA DETERMINAR RIGIDEZ EFECTIVA DE VIGAS DE ACOPLÉ EJE 6							Rigidez efectiva ACI 318-19			
Table 4	Rigidez efectiva Son. Vu (2014) $\kappa_{DCB} = \frac{I_e}{I_g} = 0.65 \left( 1.6 + 0.9 \frac{l}{d} \right) (0.4 + 1.7 \rho_{sd}) \left( 0.7 + \frac{14}{f'_c} \right)$						$0.07 \left( \frac{\ell_n}{h} \right) E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g$			
EJE ESTRUCTURAL							6			
Identificación de viga de acople		l	d	l/d	$\rho_{sd}$	$f'_c$	kexp	ACI 318-19	kexp / 318-19	ACI
Mario X. 2020	NIVEL									
"V AFC280 N17"	LOSA 19/N20	2.45	1	1.96	107	27.5	6.07	13.71	0.443	
"V AFC280 N17"	LOSA 18/N19	2.45	1	1.96	107	27.5	6.07	13.71	0.443	
"V AFC280 N17"	LOSA 17/N18	2.45	1	1.96	107	27.5	6.07	13.71	0.443	
"V AFC280 N17"	LOSA 16/N17	2.45	1	1.96	107	27.5	6.07	13.71	0.443	
"V AFC280"	LOSA 15/N16	2.45	1	1.96	135	27.5	7.38	13.71	0.538	
"V AFC280"	LOSA 14/N15	2.45	1	1.96	135	27.5	7.38	13.71	0.538	
"V AFC280"	LOSA 13/N14	2.45	1	1.96	135	27.5	7.63	13.71	0.566	
"V AFC350"	LOSA 12/N13	2.45	1	1.96	166	34.2	8.36	13.71	0.610	
"V AFC350"	LOSA 11/N12	2.45	1	1.96	166	34.2	8.36	13.71	0.610	
"V AFC350"	LOSA 10/N11	2.45	1	1.96	166	34.2	8.36	13.71	0.610	
"V AFC350"	LOSA 9/N10	2.45	1	1.96	166	34.2	8.36	13.71	0.610	
"V AFC350 N9"	LOSA 8/N9	2.45	1	1.96	2.05	34.2	10.08	13.71	0.735	
"V AFC490 N8"	LOSA 7/N8	2.45	1	1.96	2.00	34.2	9.54	13.71	0.696	
"V AFC490"	LOSA 6/N7	2.45	1	1.96	2.00	41.1	8.95	13.71	0.653	
"V AFC490"	LOSA 5/N6	2.45	1	1.96	2.00	41.1	8.95	13.71	0.653	
"V AFC490"	LOSA 4/N5	2.45	1	1.96	2.00	41.1	8.95	13.71	0.653	
"V AFC490"	LOSA 3/N4	2.45	1	1.96	2.00	41.1	8.95	13.71	0.653	
"V AFC490"	LOSA 2/N3	2.45	1	1.96	2.00	41.1	8.95	13.71	0.653	
"V AFC490 N2"	LOSA 1/N2	2.45	1	1.96	161	41.1	7.38	13.71	0.539	

Tabla 25 Análisis para la determinación de la rigidez de vigas de acople para el eje estructural 6 del edificio de 20 niveles.



ANÁLISIS PARA DETERMINAR RIGIDEZ EFECTIVA DE VIGAS DE ACOPLAJE EJE 8						Rigidez efectiva ACI 318-19			
Rigidez efectiva Son. Vu (2014)		$K_{DCB} = \frac{I_e}{I_g} = 0.65 \left( 1.6 + 0.9 \frac{l}{d} \right) (0.4 + 1.7 \rho_{sd}) \left( 0.7 + \frac{14}{f'_c} \right)$				$0.07 \left( \frac{l_n}{h} \right) E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g$			
EJE ESTRUCTURAL		8							
Identificación de viga de acople		l	d	l/d	$\rho_{sd}$	$f'_c$	kexp	ACI 318-19	kexp / ACI 318-19
Mario X. 2020 NIVEL									
"V AFC280 N19"	LOSA 19/N20	2.45	1	1.96	0.71	27.5	3.77	13.71	0.275
"V AFC280 N19"	LOSA 18/N19	2.45	1	1.96	0.71	27.5	3.77	13.71	0.275
"V AFC280 N16"	LOSA 17/N18	2.45	1	1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348
"V AFC280 N16"	LOSA 16/N17	2.45	1	1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348
"V AFC280 N16"	LOSA 15/N16	2.45	1	1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348
"V AFC280 N15"	LOSA 14/N15	2.45	1	1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348
"V AFC280 N15"	LOSA 13/N14	2.45	1	1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348
"V AFC350"	LOSA 12/N13	2.45	1	1.96	0.98	34.2	5.36	13.71	0.391
"V AFC350"	LOSA 11/N12	2.45	1	1.96	0.98	34.2	5.36	13.71	0.391
"V AFC350"	LOSA 10/N11	2.45	1	1.96	0.98	34.2	5.36	13.71	0.391
"V AFC350"	LOSA 9/N10	2.45	1	1.96	0.98	34.2	5.36	13.71	0.391
"V AFC350 N9"	LOSA 8/N9	2.45	1	1.96	1.19	34.2	6.28	13.71	0.458
"V AFC490 N8"	LOSA 7/N8	2.45	1	1.96	1.45	34.2	7.19	13.71	0.524
"V AFC490"	LOSA 6/N7	2.45	1	1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416
"V AFC490"	LOSA 5/N6	2.45	1	1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416
"V AFC490"	LOSA 4/N5	2.45	1	1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416
"V AFC490"	LOSA 3/N4	2.45	1	1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416
"V AFC490"	LOSA 2/N3	2.45	1	1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416
"V AFC490 N2"	LOSA LN2	2.45	1	1.96	0.98	41.1	4.86	13.71	0.355

Tabla 26 Análisis para la determinación de la rigidez de vigas de acople para el eje estructural 8 del edificio de 20 niveles.

Además de estos cálculos numéricos también se debe aplicar lo descrito en A.9 del ACI 318-19 relacionada a la resistencia esperada de los materiales, se define que la resistencia esperada del concreto se debe de incrementar en un 30% , este es un valor adecuado con concretos que tengan un año de haberse colado, por lo que es factible hacer uso de esto también ya que se espera que el sismo de diseño tenga una probabilidad de un 5% en 50 años, por lo que estadísticamente durante el primer año de la construcción de la estructura, la probabilidad que el sismo de diseño se presente es casi nula.

### 5.19 Escalamiento de registros sintéticos con el programa SeismoMatch 2020.

Para realizar el análisis no lineal tiempo historia, se utilizaron tres registros aceleró gráficos sintéticos proporcionados por el MSc. Ing. Miguel Peralta Salas, quien es asesor de este trabajo de graduación, estos acelerogramas sintéticos tienen una duración de 30, 35 y 40 segundos. producto de haberle proporcionado el espectro de diseño Elástico de AGIES NSE 2018, a continuación, se verán en imágenes de los resultados del escalamiento en SeismoMatch 2020 de los mismos

para su correcta implementación en el programa ETABS 2018.

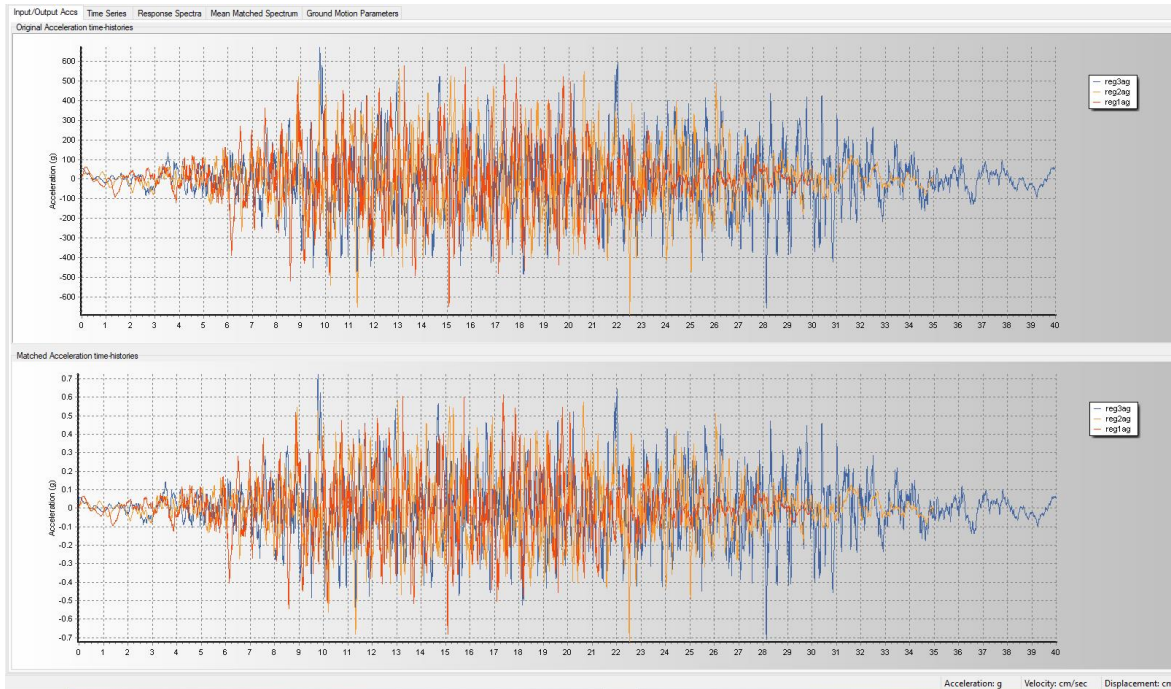


Figura 50 Escalamiento de registros proporcionados por MSc. Ing. Miguel Peralta

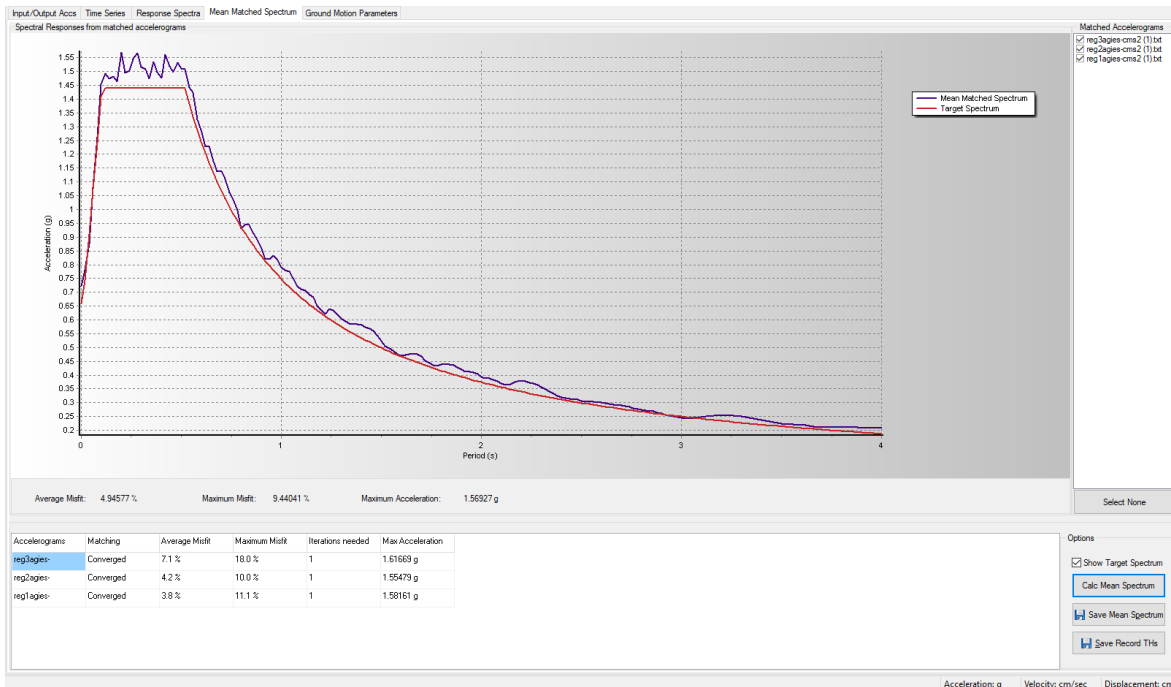


Figura 51 Calculo del promedio de los espectros de respuesta para los registros sintéticos.

Esto muestra una convergencia apropiada al espectro de diseño elástico de AGIES NSE 2018, por lo que se da por valido el uso de los tres registros sintéticos con las siguientes consideraciones:

1. Se deberá de tener al menos tres pares de registros sintéticos, que consistirán en un par de componentes de aceleración horizontal para cada dirección de análisis, elegidas y escaladas al espectro de diseño normativo
2. Cuando no se cuente con registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.
3. Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores correctos al tipo de suelo y correctamente escalados.
4. Los valores de análisis estructural deberán de ser los máximos absolutos, para deformaciones, fuerzas internas de diseño.

#### **5.20 Análisis No lineal Rápido FNA (Fast Non Linear por sus siglas en ingles)**

Este es un método de análisis no lineal desarrollado por Edward L. Wilson Profesor Emérito de Ingeniería estructural en la Universidad de Berkeley en California en el año de 1996 para la compañía CSI (Computers and Structres Inc. Por sus siglas en ingles), es un método numérico para el análisis aproximado para elementos no lineales en una estructura, que se conocen deben presentar un comportamiento estructural inelástico, esta forma de analizar la estructura en tiempos es muy similar al análisis lineal tiempo historia, lo que conduce a un bajo consumo de costo computacional comparado con el método de integración directa.

La Respuesta de estructuras reales sujetas a cargas dinámicas de larga duración presenta un comportamiento significativo no lineal. De forma genera el comportamiento no lineal incluyen efectos de desplazamiento largos y las propiedades no lineales de los materiales

El problema más complicado asociado a estos largos desplazamientos de la estructura, conlleva a deformaciones excesivas en todos los miembros de la estructura, donde se requiere de un costo computacional elevado y tiempo de cálculo para obtener una solución, afortunadamente, las deformaciones excesivas rara vez ocurren en estructuras reales hechas de acero y concreto reforzado.

Sin embargo, ciertos tipos de deformaciones grandes, como las que se dan en aisladores de base y elementos tipo GAP y zonas de plastificación conocidas, para el caso de esta investigación vigas de acople que presenta un comportamiento histórico, se pueden tratar como elementos no lineales haciendo uso del método de FNA

El tipo más común de comportamiento no lineal se da en las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales o fuerza-deformación de los elementos, estas son relaciones no lineales.

Esto se debe a la filosofía de diseño actual de que "una estructura bien diseñada debe tener un número limitado de miembros que requieren ductilidad y que el mecanismo de falla sea claramente definido ". Este enfoque minimiza el costo de reparación después de un sismo de gran intensidad.

La forma de usar este análisis se describe en los siguientes pasos.

1. Evaluación de Vectores de Ritz dependientes de la carga (LDR Load Dependt Ritz Vectors por sus siglas en inglés) con elementos no lineales removidos y la adición de elementos nulos adicionados para dar estabilidad a la estructura
2. Se resuelven todas las ecuaciones modales con las fuerzas no lineales en el lado derecho de la ecuación de movimiento generalizada
3. Se usa integración exacta en cada paso de tiempo
4. El equilibrio entre fuerzas y energía se satisfacen para cada paso de tiempo por iteración.

### **5.21 Método de los Vectores de Ritz dependientes de la carga (LDR)**

Para el análisis sísmico de estructuras, el método de los vectores de Ritz produce resultados más adecuados y precisos que cuando se usan Eigenvectores o vectores propios.

Se requiere de pocos modos de vectores de Ritz para alcanzar los mismos resultados que los Eigenvectores, por lo que el costo computacional y de tiempo es menor. Los Vectores de Ritz pueden ser usado para realizar análisis no lineales, por lo que son los ideales y son los que se usaron en esta investigación y proporcionan resultados confiables siempre que se llegue a un 100% de la participación de masa modal.

### **5.22 Comparación entre el método FNA y el método de integración directa en análisis lineales tiempo historia.**

El análisis modal no lineal tiempo historia, conocido como Fast Non linear Analysis (FNA), es generalmente más preciso y eficiente que el análisis de integración directa tiempo-historia.

La precisión del método FNA dependen de la suficiencia de formas modales adecuadas, similar a como lo hacen la integración directa requiere de pequeños pasos de tiempo para caracterizar de forma adecuada el comportamiento dinámico de las estructuras.

El amortiguamiento se utiliza de forma diferente en este método de análisis, FNA limita el amortiguamiento proporcional en los extremos de frecuencia a 0.999995 de la frecuencia critica, mientras que el método de la integración directa usa un amortiguamiento proporcional a la masa y la rigidez en la que la

amortiguación a frecuencias muy bajas o muy altas puede superar el amortiguamiento crítico.

Se recomienda utilizar una tolerancia de convergencia predeterminado de  $1 * 10E^{-4}$  durante la aplicación de FNA.

### 5.23 Ecuaciones de Equilibrio fundamentales

Del libro de (L. Wilson, 2002) se establece lo siguiente, se define el FNA como un método que tiene un simple enfoque en el que las ecuaciones fundamentales de la mecánica (Equilibrio, fuerza-deformación y compatibilidad) se satisfacen. Este equilibrio exacto de fuerzas de un modelo de computadora para una estructura en un determinado tiempo  $t$  esta expresado por la siguiente ecuación matricial:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) + \mathbf{R}(t)_{NL} = \mathbf{R}(t) \quad (\text{Ecuación 5-31})$$

Donde **M**, **C** y **K** son las matrices de masa, amortiguamiento proporcional y rigidez respectivamente. El tamaño de estas tres matrices cuadradas es igual al número total de pintos nodales de desplazamiento desconocidos  $N_d$ . La matriz de rigidez elástica **K** desprecia la rigidez de los elementos no lineales.

Los vectores dependientes del tiempo  $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ ,  $\dot{\mathbf{u}}(t)$ ,  $\mathbf{u}(t)$  y  $\mathbf{R}(t)$  son la aceleración, velocidad, desplazamiento y carga externa aplicada en un punto de nodo, respectivamente.  $\mathbf{R}(t)_{NL}$  Es el vector de fuerzas globales en el nodo, a partir de la suma de las fuerzas en los elementos no lineales y es calculada para cada iteración en un punto del tiempo.

Si el modelo computacional es inestable al retirar los elementos no lineales, se pueden agregar “elementos elásticos efectivos” en la ubicación de los elementos

no lineales que tengan una rigidez arbitraria. Si estas fuerzas efectivas  $\mathbf{K}_e \mathbf{u}(t)$ , son adicionas a ambos lados de la ecuación 4.20, la ecuación de equilibrio puede ser rescrita como sigue:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + (\mathbf{K} + \mathbf{K}_e)\mathbf{u}(t) = \mathbf{R}(t) - \mathbf{R}(t)_{NL} + \mathbf{K}_e \mathbf{u}(t) \quad (\text{Ecuación 5-32})$$

Donde  $\mathbf{K}_e$  es un valor arbitrario de rigidez efectiva. Por tanto, las ecuaciones de equilibrio dinámico para un modelo de computadora no lineal se pueden escribir como:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \bar{\mathbf{K}}\mathbf{u}(t) = \bar{\mathbf{R}}(t) \quad (\text{Ecuación 5-33})$$

La matriz de rigidez elástica  $\bar{\mathbf{K}}$  se define como  $\mathbf{K} + \mathbf{K}_e$  y es conocida. La carga externa efectiva  $\bar{\mathbf{R}}(t)$  se define como  $\mathbf{R}(t) - \mathbf{R}(t)_{NL} + \mathbf{K}_e \mathbf{u}(t)$ , que debe ser evaluada por iteración. Si se puede hacer una buena estimación de la rigidez elástica efectiva, la tasa de convergencia puede acelerarse debido al termino de carga desconocido  $-\mathbf{R}(t)_{NL} + \mathbf{K}_e \mathbf{u}(t)$  que debe ser pequeño.

Después de ver esta teoría se confirma que esta metodología es adecuada y producirá resultados satisfactorios como se verá más adelante, en los resultados del análisis no lineal dinámico.

## 5.24 Resultados de análisis dinámico no lineal FNA.

Realizado las corridas correspondientes se procede a realizar un análisis de datos, a través de la utilización de tablas de datos y gráficos que describen el comportamiento de la estructura para los tres registros sintéticos que se tienen y se comparan los desplazamientos, derivas laterales y esfuerzos internos de diseño inelásticos de la estructura los contra comparan los desplazamientos, derivas

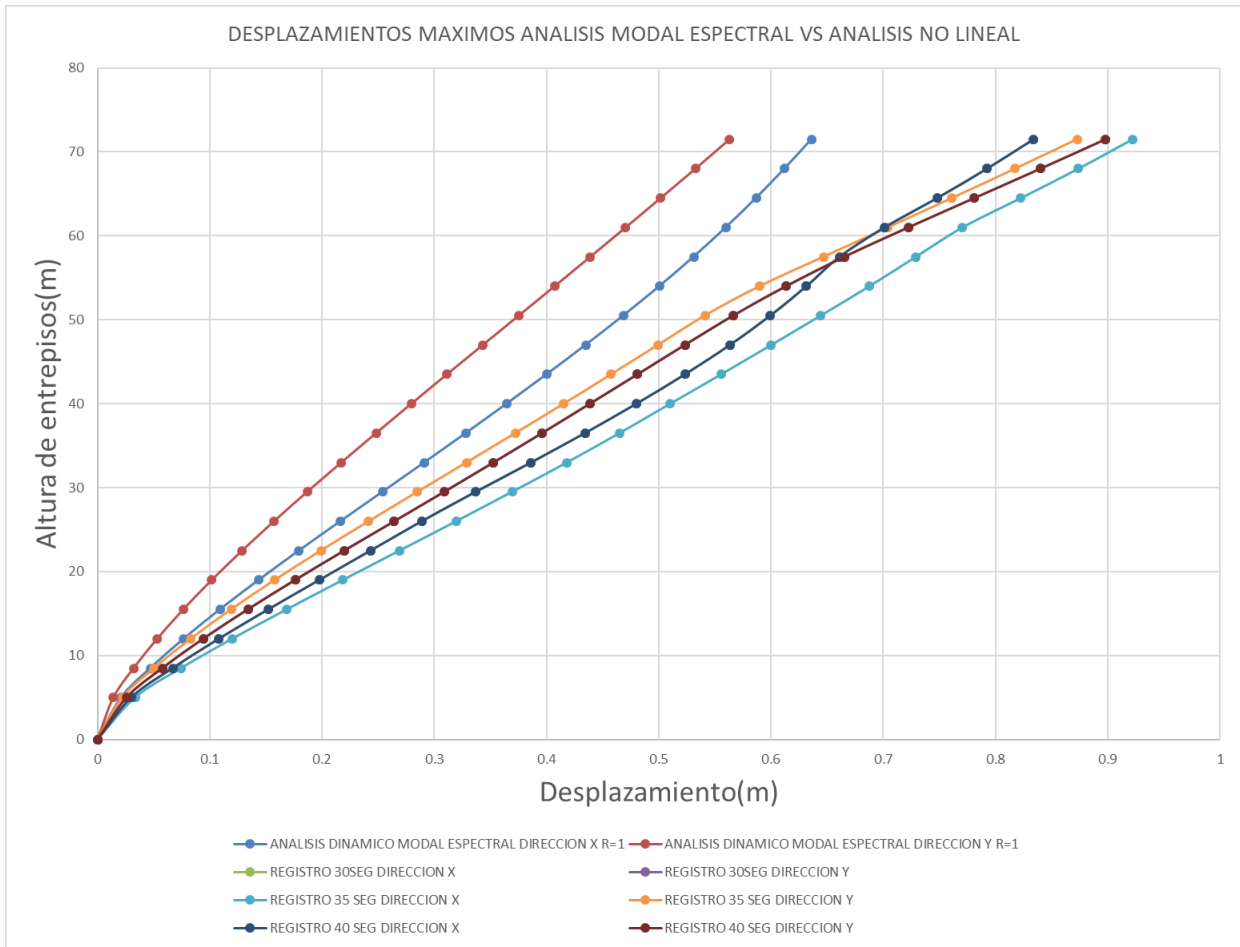
laterales y esfuerzos internos de diseño del análisis modal espectral con un espectro de respuesta elástico con R=1.00.

Agregar límites de deformación elástica multiplicada por 1.5, columna de validación. Sacar máximos y límites de la deformación

DESPLAZAMIENTOS (m)				REGISTRO 30 SEG		REGISTRO 35 SEG		REGISTRO 40 SEG	
Piso	Altura (m)	ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL DIRECCION X R=1	ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL DIRECCION Y R=1	DIRECCION X	DIRECCION Y	DIRECCION X	DIRECCION Y	DIRECCION X	DIRECCION Y
LOSA 20/N21	71.5	0.636176	0.562953	0.833769	0.898001	0.922135	0.872649	0.833769	0.898001
LOSA 19/N20	68	0.612089	0.532571	0.792249	0.840005	0.873664	0.817554	0.792249	0.840005
LOSA 18/N19	64.5	0.586742	0.501615	0.74798	0.78116	0.822566	0.761188	0.74798	0.78116
LOSA 17/N18	61	0.559795	0.470395	0.700867	0.722187	0.770394	0.704168	0.700867	0.722187
LOSA 16/N17	57.5	0.531078	0.438882	0.660837	0.665338	0.728916	0.646692	0.660837	0.665338
LOSA 15/N16	54	0.500599	0.407124	0.63139	0.613371	0.687523	0.58986	0.63139	0.613371
LOSA 14/N15	50.5	0.468469	0.375191	0.599251	0.566274	0.644226	0.541089	0.599251	0.566274
LOSA 13/N14	47	0.434887	0.343183	0.563284	0.523187	0.600125	0.49925	0.563284	0.523187
LOSA 12/N13	43.5	0.400095	0.311182	0.523217	0.480985	0.55545	0.457476	0.523217	0.480985
LOSA 11/N12	40	0.364513	0.279489	0.480017	0.43864	0.510127	0.415317	0.480017	0.43864
LOSA 10/N11	36.5	0.328149	0.248069	0.434154	0.395979	0.4649	0.372224	0.434154	0.395979
LOSA 9/N10	33	0.291156	0.217096	0.386229	0.352744	0.418118	0.328706	0.386229	0.352744
LOSA 8/N9	29.5	0.253768	0.186741	0.336834	0.308843	0.369246	0.284892	0.336834	0.308843
LOSA 7/N8	26	0.216336	0.157217	0.288811	0.264349	0.319405	0.241494	0.288811	0.264349
LOSA 6/N7	22.5	0.179373	0.128775	0.24322	0.219824	0.268967	0.198886	0.24322	0.219824
LOSA 5/N6	19	0.143509	0.101716	0.197507	0.176013	0.218452	0.157814	0.197507	0.176013
LOSA 4/N5	15.5	0.10911	0.076432	0.152143	0.133916	0.168543	0.118976	0.152143	0.133916
LOSA 3/N4	12	0.076643	0.053101	0.108087	0.094129	0.11991	0.082842	0.108087	0.094129
LOSA 2/N3	8.5	0.046917	0.032165	0.066902	0.057731	0.074386	0.050252	0.066902	0.057731
LOSA 1/N2	5	0.020782	0.014089	0.030012	0.025793	0.033433	0.02204	0.030012	0.025793
BASE/N1	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 27 Comparativo de desplazamientos de análisis modal espectral con R= 1.00 vs análisis dinámico no lineal tiempo historia.





*Figura 52 Grafico de desplazamientos máximos de entreciso de análisis modal espectral con R=1.00 y análisis dinámico no lineal tiempo historia.*

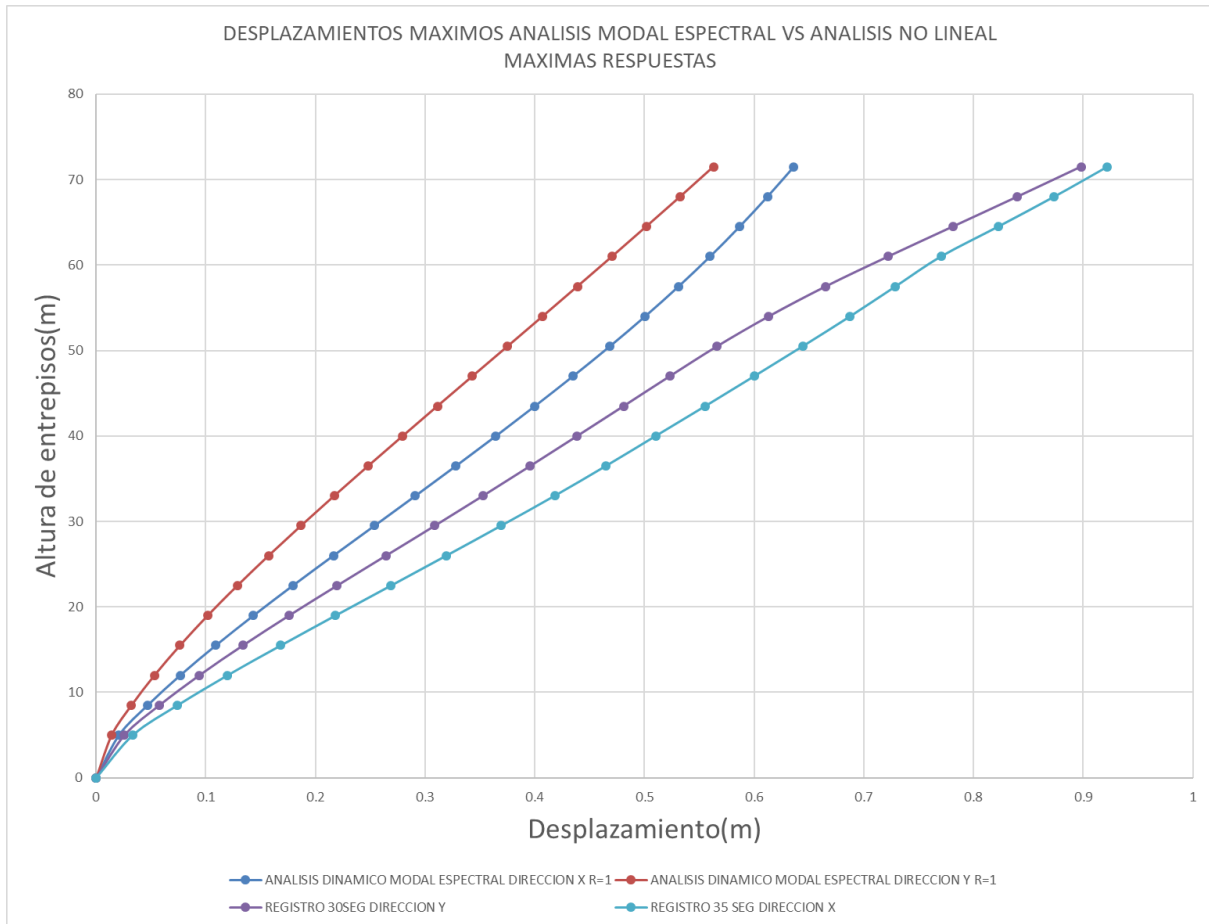


Figura 53 Grafico de selección de los registros sintéticos que dan la máxima respuesta estructural de desplazamiento comparada con la respuesta del análisis modal espectral con R=1.00.

Se puede determinar que el máximo desplazamiento inelástico de la estructura lo producen los registros de 30 segundos para la dirección Y-Y y para la dirección X-X lo produce el registro sintético de 35 segundos respectivamente, a la vez que se comprueba que la deformación inelástica cuando hay disipación de energía debe de ser el máximo desplazamiento del análisis modal espectral multiplicado por un factor de amplificación de 1.5 como lo indica (Villarreal Castro & Díaz La Rosa Sánchez, 2016) en su libro Edificación con Disipadores Viscosos.

Piso	Altura (m)	DATOS DE DERIVAS LATERALES		REGISTRO 30 SEG		REGISTRO 35 SEG		REGISTRO 40 SEG	
		ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL DIRECCION X R=1	ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL DIRECCION Y R=1	DIRECCION X	DIRECCION Y	DIRECCION X	DIRECCION Y	DIRECCION X	DIRECCION Y
LOSA 20/N21	71.5	0.00781	0.009128	0.01193	0.01678	0.01439	0.01592	0.01193	0.01678
LOSA 19/N20	68	0.00830	0.009237	0.01269	0.01701	0.01520	0.01613	0.01269	0.01701
LOSA 18/N19	64.5	0.00886	0.009361	0.01363	0.01721	0.01596	0.01634	0.01363	0.01721
LOSA 17/N18	61	0.00943	0.009469	0.01454	0.01732	0.01661	0.01648	0.01454	0.01732
LOSA 16/N17	57.5	0.00994	0.009542	0.01522	0.01728	0.01707	0.01651	0.01522	0.01728
LOSA 15/N16	54	0.01036	0.009572	0.01551	0.01711	0.01708	0.01640	0.01551	0.01711
LOSA 14/N15	50.5	0.01067	0.009554	0.01542	0.01674	0.01734	0.01614	0.01542	0.01674
LOSA 13/N14	47	0.01088	0.009496	0.01506	0.01618	0.01750	0.01572	0.01506	0.01618
LOSA 12/N13	43.5	0.01096	0.009349	0.01523	0.01541	0.01714	0.01510	0.01523	0.01541
LOSA 11/N12	40	0.01106	0.009224	0.01525	0.01466	0.01656	0.01449	0.01525	0.01466
LOSA 10/N11	36.5	0.01111	0.009047	0.01498	0.01383	0.01598	0.01376	0.01498	0.01383
LOSA 9/N10	33	0.01110	0.008823	0.01439	0.01336	0.01578	0.01290	0.01439	0.01336
LOSA 8/N9	29.5	0.01099	0.008544	0.01434	0.01312	0.01560	0.01250	0.01434	0.01312
LOSA 7/N8	26	0.01076	0.0082	0.01426	0.01282	0.01553	0.01222	0.01426	0.01282
LOSA 6/N7	22.5	0.01037	0.007777	0.01381	0.01253	0.01515	0.01176	0.01381	0.01253
LOSA 5/N6	19	0.00990	0.007252	0.01317	0.01204	0.01462	0.01110	0.01317	0.01204
LOSA 4/N5	15.5	0.00932	0.006684	0.01264	0.01137	0.01402	0.01032	0.01264	0.01137
LOSA 3/N4	12	0.00852	0.005993	0.01181	0.01040	0.01307	0.00931	0.01181	0.01040
LOSA 2/N3	8.5	0.00749	0.005176	0.01056	0.00913	0.01171	0.00807	0.01056	0.00913
LOSA 1/N2	5	0.00416	0.002819	0.00601	0.00516	0.00669	0.00441	0.00601	0.00516
BASE/N1	0	0.00000	0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

Tabla 28 Comparativo de derivas laterales de análisis modal espectral con R= 1.00 vs análisis dinámico no lineal tiempo historia.

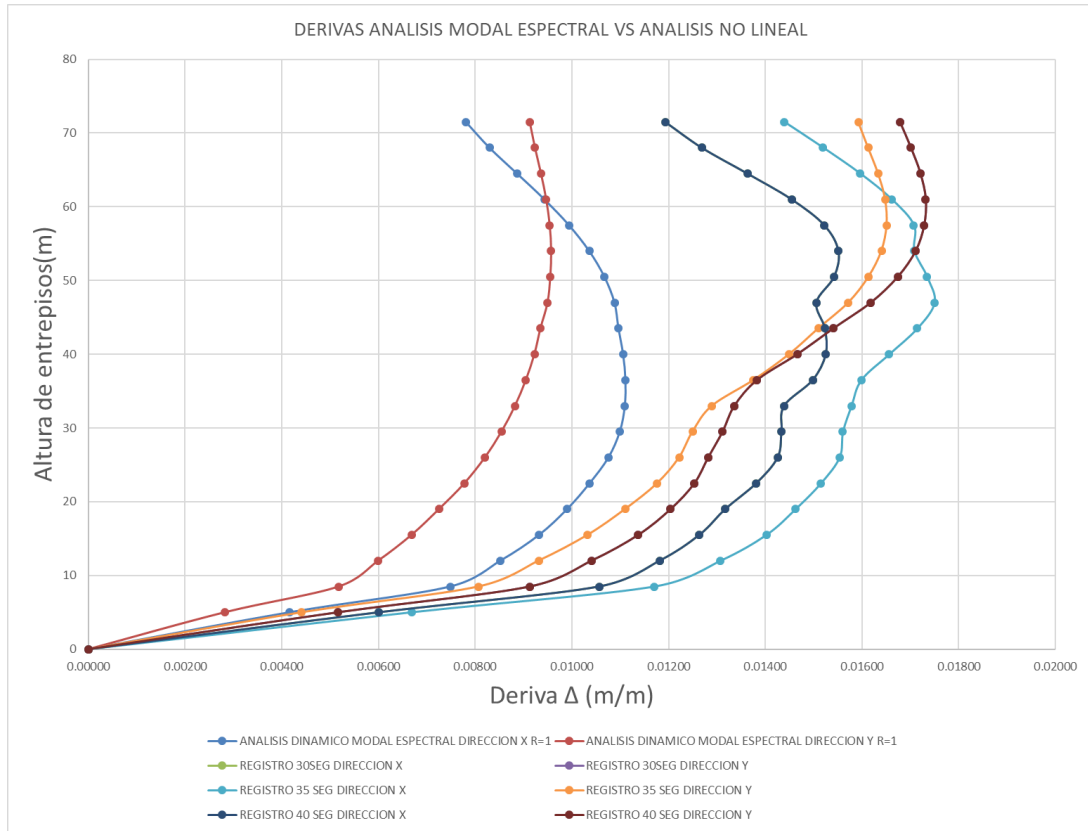


Figura 54 Grafico de derivas laterales de entrecapso de análisis modal espectral con R=1.00 y análisis dinámico no lineal tiempo historia.

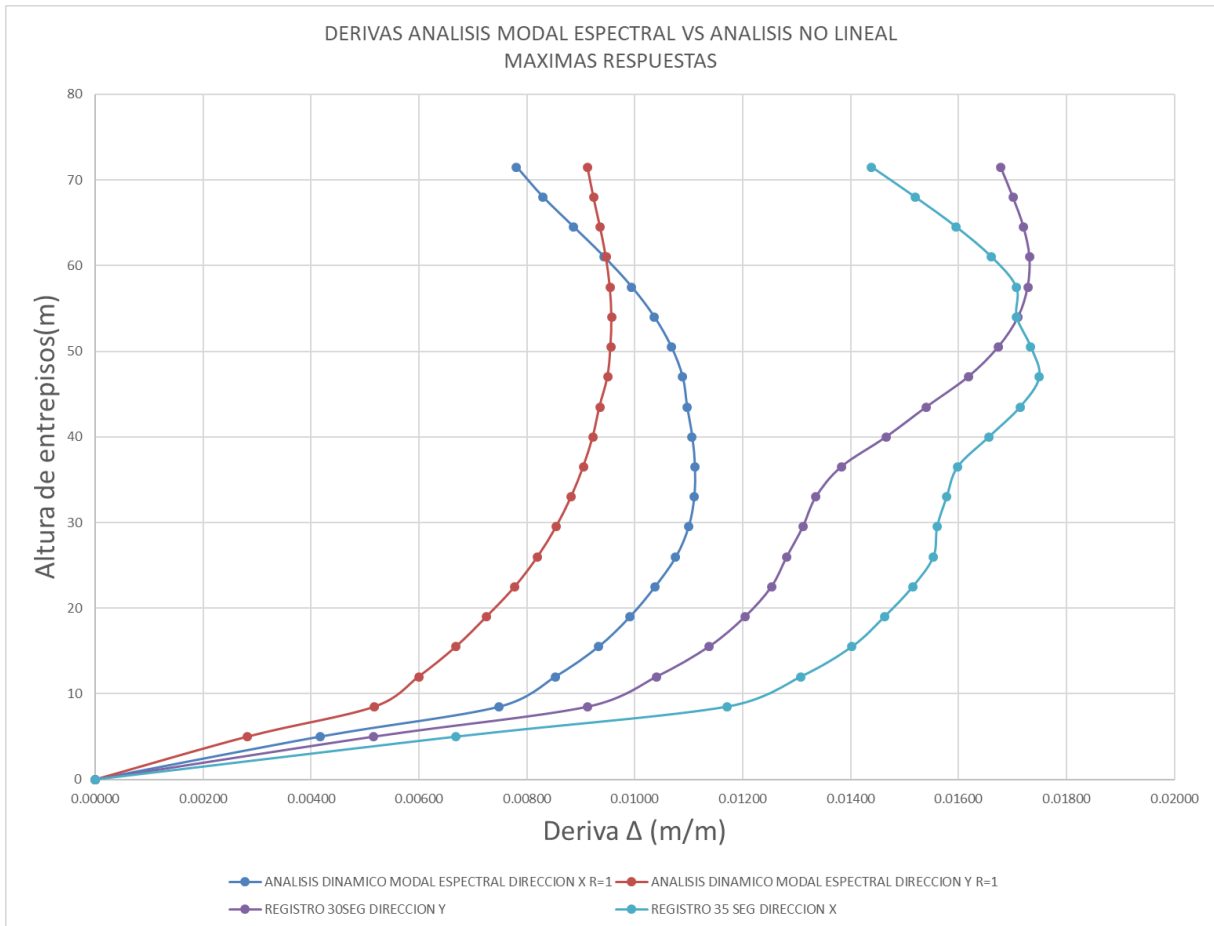


Figura 55 Grafico de selección de los registros sintéticos que dan la máxima respuesta estructural de deriva lateral comparada con la respuesta del análisis modal espectral con R=1.00.

## 6. DISIPACION DE ENERGIA, ANALISIS Y CONTROL DE VIBRACIONES

### 6.1 Energía disipada

La energía de entrada de un sismo se disipa a través del amortiguamiento viscoso y la cedencia de los elementos estructurales, para un sismo.

Estas cantidades de energía pueden describirse al integrar la ecuación de movimiento de un sistema inelástico, ecuación que se describe a continuación:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_S(u) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (\text{Ecuación 6-1})$$

Donde:  $f_S(u)$  es la fuerza restauradora para un sistema elastoplástico.

Al integrarla con respecto a la deformación del sistema inelástica queda de la siguiente forma

$$\int_0^u m\ddot{u}(t)du + \int_0^u c\dot{u}(t)du + \int_0^u f_S(u)du = -\int_0^u m\ddot{u}_g(t)du \quad (\text{Ecuación 6-2})$$

El lado derecho de esta ecuación es la entrada de energía a la estructura desde el inicio de la excitación sísmica.

$$E_I(t) = -\int_0^u m\ddot{u}_g(t)du \quad (\text{Ecuación 6-3})$$

El primer término del lado izquierdo en la Ecuación (5.1) es la energía cinética de la masa asociada a su movimiento relativo al terreno donde esta se localiza.

$$E_K(t) = \int_0^u m\dot{u}(t)du = \int_0^u m\dot{u}(t)du = \frac{m\dot{u}^2}{2} \quad (\text{Ecuación 6-4})$$

El segundo término en el lado izquierdo de la ecuación (5.1), es la energía

disipada por el amortiguamiento viscoso inherente a la estructural

$$E_D(t) = \int_0^u f_D(t) du = \int_0^u c\dot{u}(t) du \quad (\text{Ecuación 6-5})$$

El último término de la ecuación (5.1) es la suma de dos energías, la primera debida por la cedencia de los elementos y la otra la energía de deformación recuperable del sistema.

$$\int_0^u f_S(u) du = E_Y(t) + E_S(t) \quad (\text{Ecuación 6-7})$$

## 6.2 Balance energético

La ecuación (5.1) puede describirse y definirse en función de la energía del sistema, como una ecuación de la conservación de la energía de la siguiente forma

$$E_I(t) = E_K(t) + E_D(t) + E_Y(t) + E_S(t) \quad (\text{Ecuación 6-8})$$

Donde:

$E_I$  - Energía de entrada de la excitación sísmica

$E_K$  - Energía cinética de la masa del sistema estructural

$E_D$  - Energía de amortiguamiento viscoso

$E_Y$  - Energía irre recuperable disipada por el sistema estructural a través de la cedencia

$E_S$  - Energía de deformación elástica recuperable.

Si se desea que un sistema estructural tenga la capacidad de soportar las sollicitaciones sísmicas a las cuales estará expuesta durante su vida útil, la capacidad de respuesta debe ser mayor que la demanda sísmica. Esto quiere decir que la Energía de entrada  $E_I$ , tiene que ser disipada por las energías internas del sistema o de respuesta, tal que exista un equilibrio dinámico de las mismas y que debe ser la suma de la energía cinética ( $E_K$ ), Elástica ( $E_S$ ), Amortiguamiento  $E_D$  y de cedencia o inelástica ( $E_Y$ )

Asumiendo que la energía de entrada es constante, será evidente que el desempeño estructural puede ser optimizado de dos formas:

- A través del método convencional, es decir, aumentando la rigidez y la ductilidad en el sistema, incrementando así la energía por deformación inelástica ( $E_Y$ ).
- Incrementando el amortiguamiento interno ( $E_D$ ) mediante la incorporación de dispositivos suplementarios colocados en lugares estratégicos.

La primera alternativa representa al diseño clásico, en donde se trabaja en función de la resistencia y la ductilidad de la estructura para que este soporte las diferentes sollicitaciones sísmicas producidas por un movimiento telúrico.

El ingeniero a cargo del diseño se apoya en el amortiguamiento inherente de la estructura, la misma que oscila entre 1% y 5% (edificaciones de concreto armado). Este diseño permite cierto grado de daño en la estructura, pero sin que esta llegue al colapso.

### **6.3 Comportamiento histéretico de rotulas plásticas.**

El comportamiento de las vigas de acople ante la sollicitación sísmica del acelerograma sintético, es esperada como lo predice la teoría, con una degradación de la rigidez entre ciclos, se eligió el registro de 40 segundos para realizar el diagrama de la misma y con ello se puede determinar la energía disipada por una viga de acople al determinar el área bajo la curva debido a todos los ciclos histéricos y realizar la sumatoria de las mismas, para este caso en particular la energía disipada tiene un valor de 7.93 tonf-m.

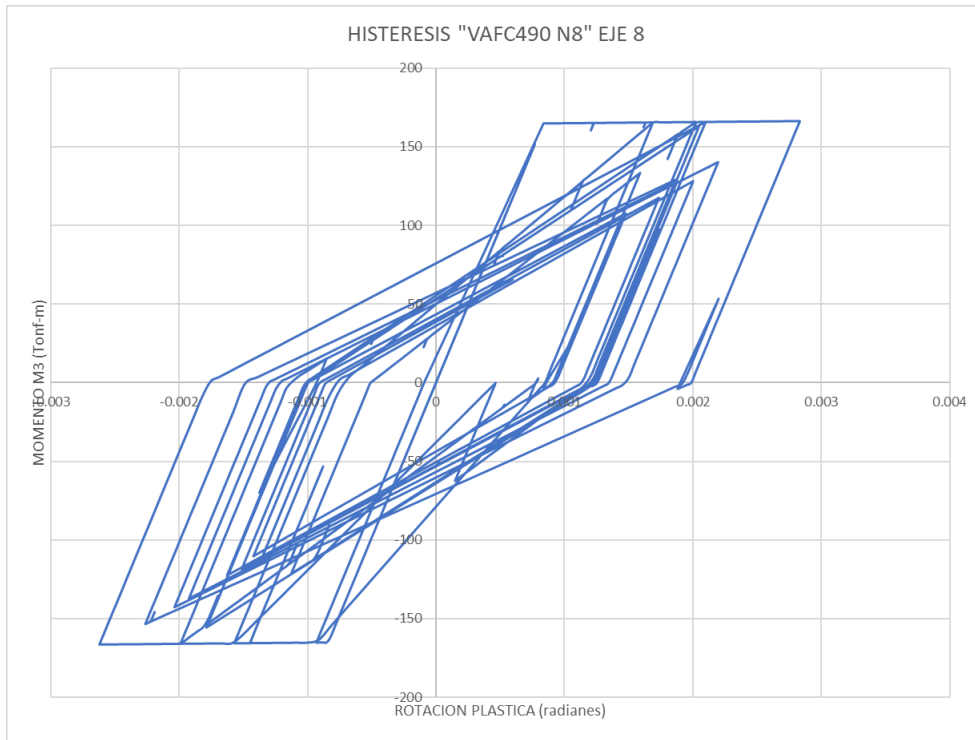


Figura 56 Histéresis viga de Acople Eje 8 N8

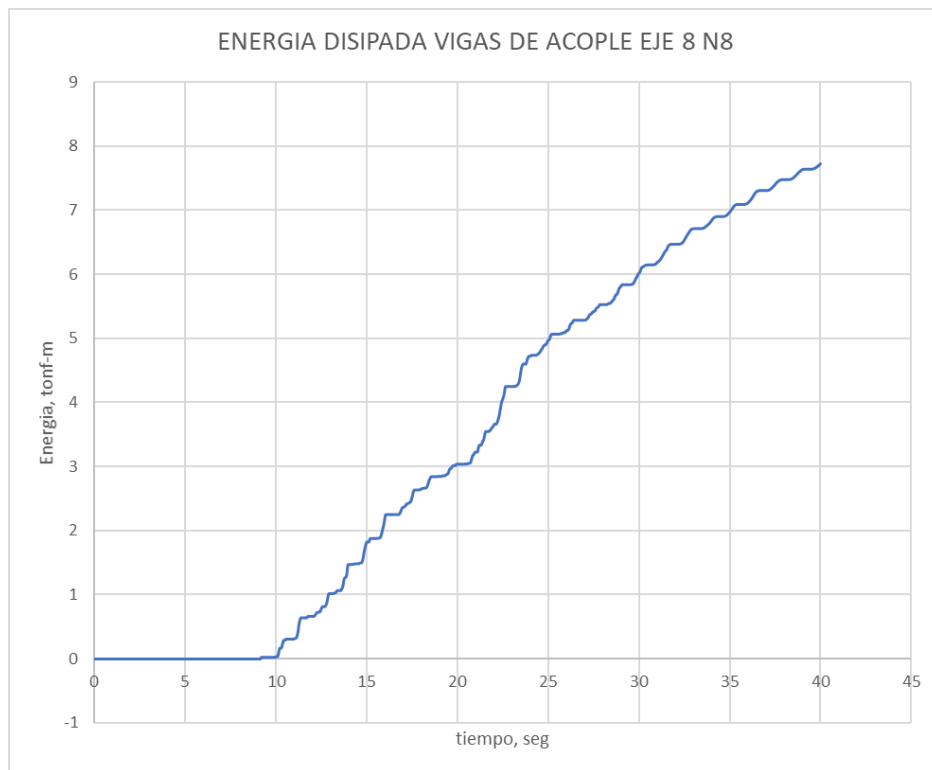


Figura 57 Energía disipada por Viga de Acople Eje 8 N8 7.93 tonf-m.



## 6.4 Disipación de Energía del sistema estructural E4

Hasta aquí se ha tocado el tema de disipación de energía por elementos estructurales, es necesario saber cuánta energía del sismo es disipada ahora por el sistema estructural trabajando en conjunto.

De la sección 5.2 es necesario realizar el balance energético al edificio de 20 niveles para determinar cuál es su capacidad de disipar energía del sismo, todo esto solo se puede lograr visualizar correctamente cuando se realiza el análisis dinámico no lineal tiempo historia, que nos permite conocer cuál es el comportamiento de las estructuras en función de cualquier instante de tiempo.

A continuación, se presenta gráficamente la comparativa de la energía de ingreso al sistema y las diversas formas en las que la misma se disipa.

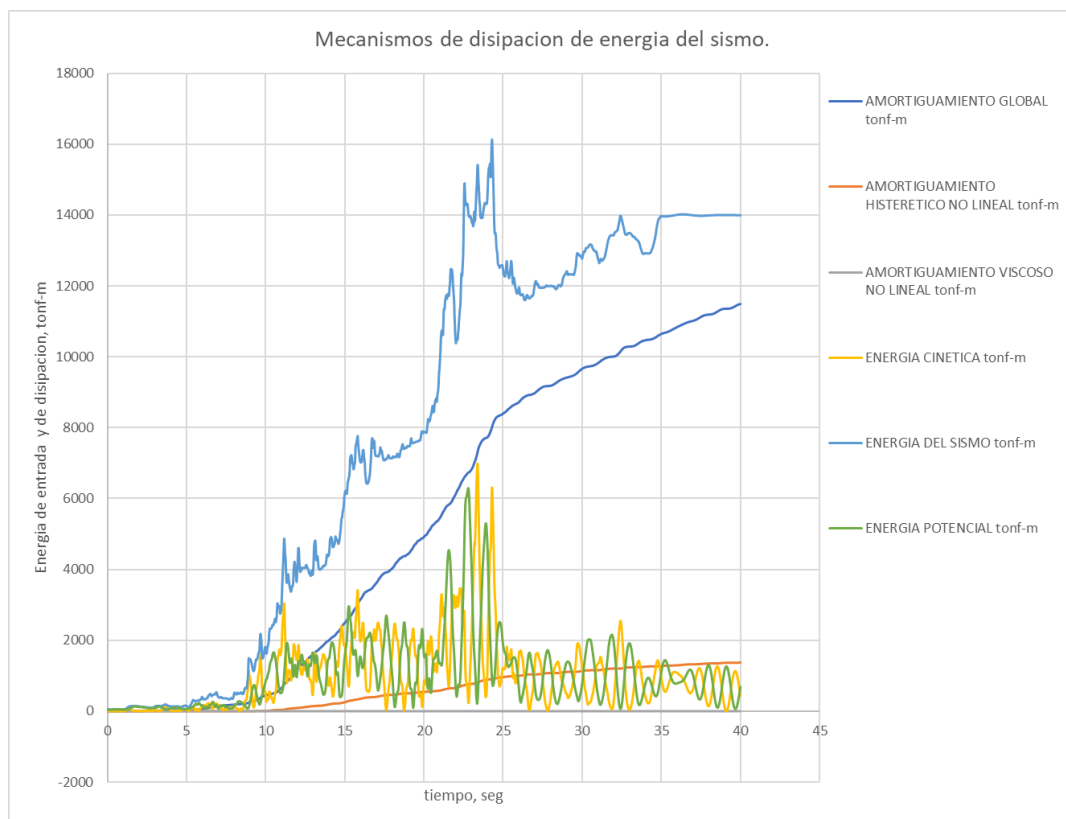


Figura 58 Energía de la entrada del sismo vs Mecanismos de disipación

La cantidad de energía que ingresa por el sismo es del orden de 16000 tonf-m, de la cual cerca del 11800 tonf-m las absorbe el amortiguamiento global del sistema y unas 1400 tonf-m son disipadas por el amortiguamiento histérico no lineal, lo que podemos determinar que un 10.00 % de la energía del sismo es disipada por el daño en los elementos estructurales principalmente en las vigas de acople.

En la siguiente grafica se observa la energía disipada por el amortiguamiento histérico en las vigas de acople contra la disipación por histéresis del sistema global.

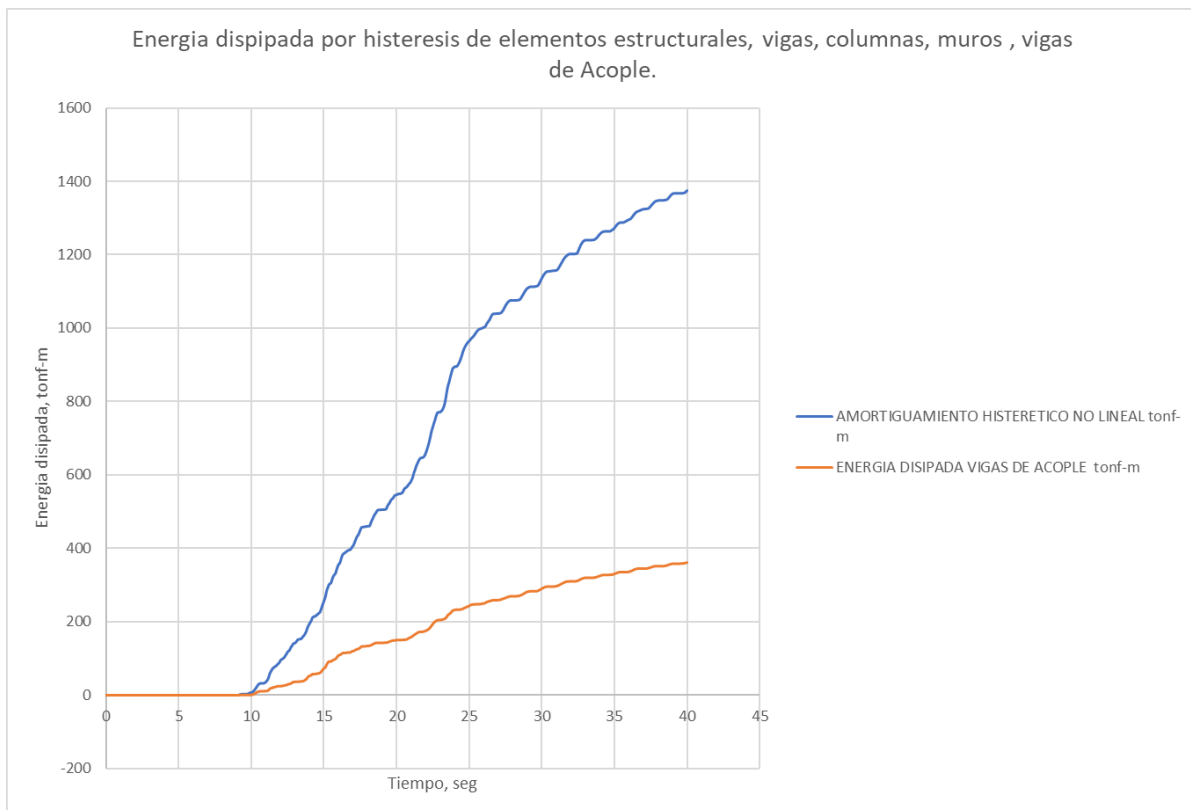


Figura 59 Energía disipada por comportamiento histérico no lineal.

De la figura 52 se pueden observar lo siguiente, las vigas de acople disipan un 27% del total de la energía disipada por amortiguamiento histérico no lineal, lo que indica la alta efectividad de este tipo de elementos, que actúen como fusibles del sistema estructural, garantizando la integridad estructural, si lo comparamos con

la cantidad de columnas, vigas y muros estructurales que este sistema presenta. A su vez podemos decir que 2.5% de la energía del sismo es disipada por el arreglo de las vigas de acople.

### **6.5 Análisis y Control de vibraciones por desempeño estructural (Performance Check)**

El control de vibraciones para un sistema estructural E-4 se logra al dimensionar adecuadamente los muros estructurales a cortante, así como su respectivo análisis y diseño, el uso de vigas de acople incrementa el control de derivas laterales, lo que conduce a estructuras menos vulnerables estructuralmente ante eventuales sismos potenciales.

Hasta este punto se ha cumplido con todos las condicionantes de diseño estructural, dicho de otra forma, se ha cumplido con lo mínimo establecido por la Normativa AGIES NSE 2018, ACI 318-19, se han diseñado las vigas de acople para los esfuerzos de cortante y flexión que el sistema estructural E-4 será sometido, todo con la metodología del análisis modal espectral.

Una forma de saber que nuestra estructura es adecuada es realizar el análisis dinámico no lineal tiempo historia, lo que nos conduce a conocer cuál es el desempeño estructural de nuestros elementos en función de la rotulación plástica que se de en los mismos.

Para optimizar vigas de acople se debe considerar que las mismas cumplan con los niveles de desempeño para el cuales fueron diseñados.

A continuación, se presentan gráficos de desempeño estructural de ocupación inmediata, Seguridad de vida y Prevención de colapso.

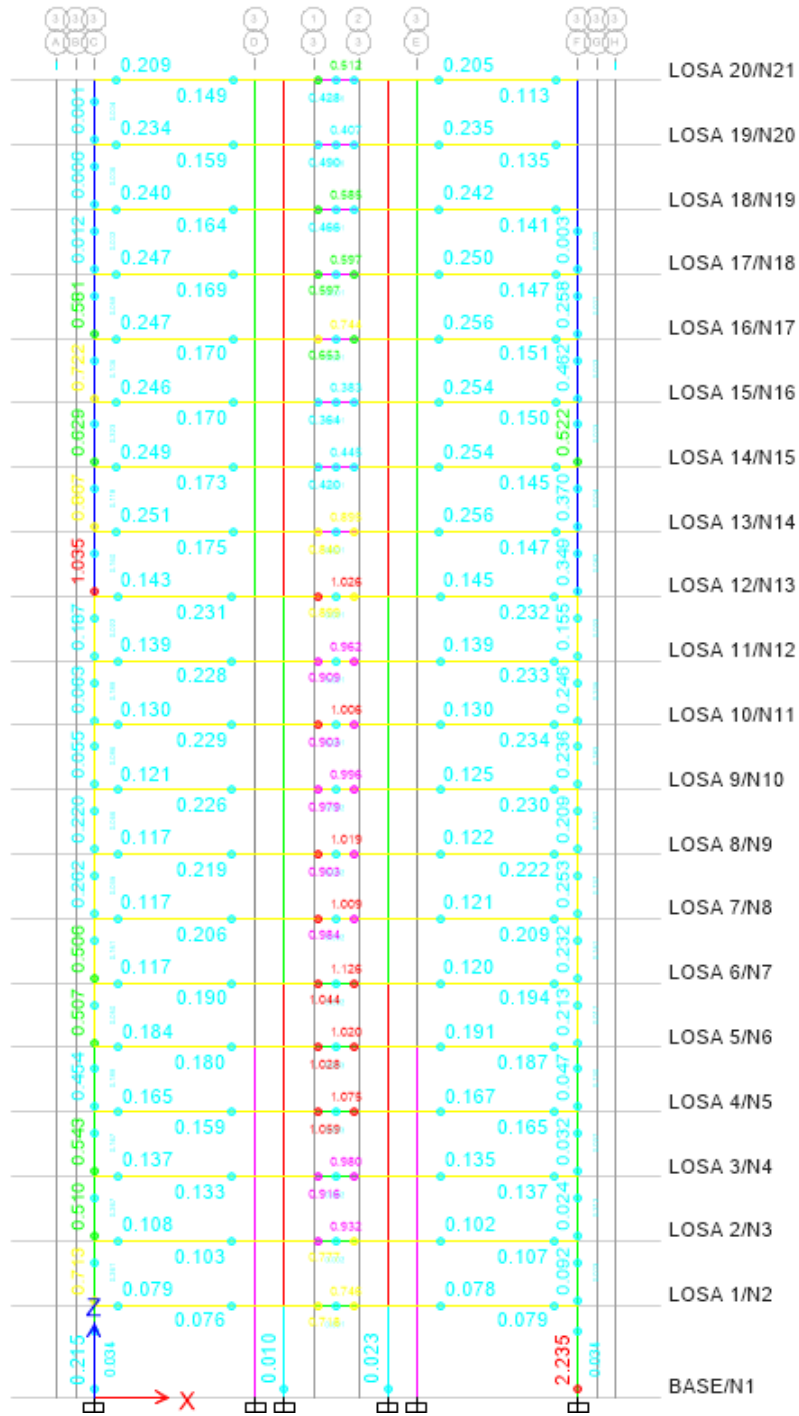


Figura 60 Performance Check para Ocupación inmediata, indica que al menos 12 vigas de acople no cumplen para este nivel de desempeño.

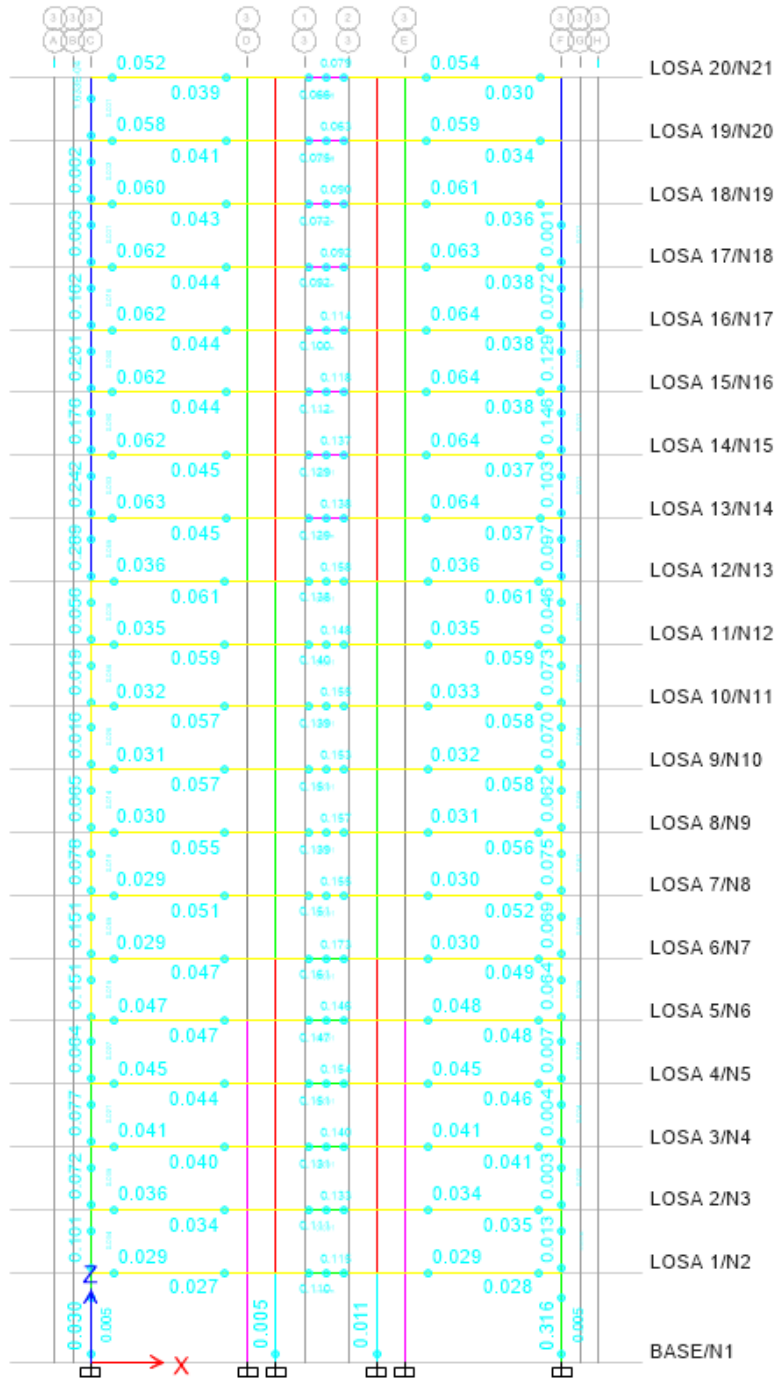


Figura 61 Performance Check para Seguridad de vida, indica que todos los elementos estructurales cumplen, este es uno de los niveles de desempeño para el que se diseñó la estructura.

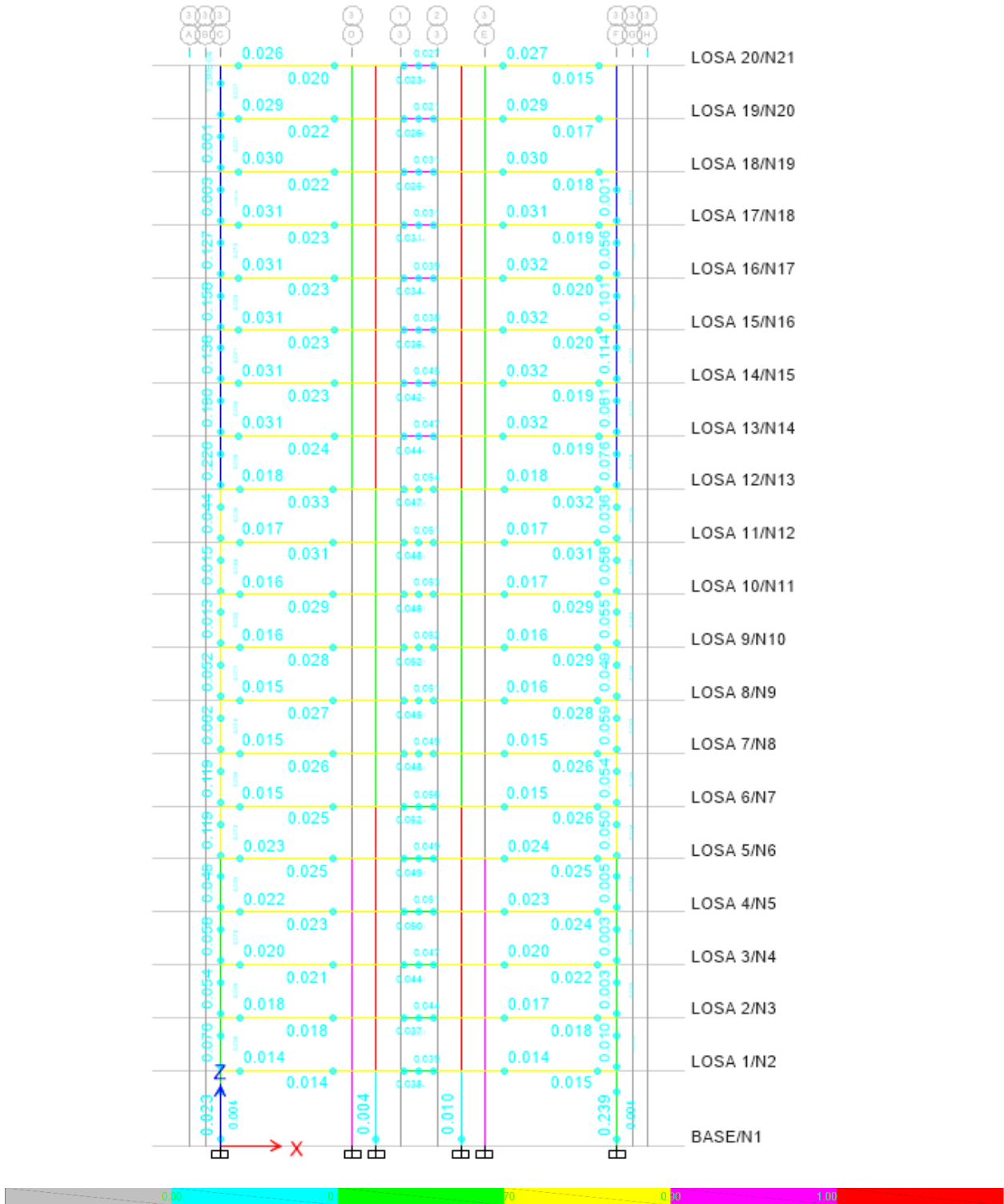


Figura 62 Performance Check para Prevención de colapso, indica que todos los elementos estructurales cumplen, este es uno de los niveles de desempeño para el que se diseñó la estructura.

## PRUEBA DE HIPOTESIS.

Durante la presente investigación se determinó que la hipótesis inicial reduce la vulnerabilidad de los sistemas estructurales E-2 según AGIES (2018), partiendo que la deriva lateral de un 106% de deriva lateral permisible en dirección de análisis X en sistemas duales no acoplados y reducir la misma al 84% de la deriva lateral permisible haciendo uso de vigas de acople.

## CONCLUSIONES

- El análisis estructural estático y dinámico modal espectral basado en la normativa vigente, para un sistema estructural E4 disminuye la deriva lateral hasta límites permisibles, lo que disminuye la vulnerabilidad sísmica.
- El uso de elementos Shell en el modelado de este tipo de estructuras no es adecuado ya que la definición de rotulas plásticas da resultados erróneos, donde los muros de corte rotulan antes que las vigas de acople.
- El uso de elementos Frame en el modelado de este tipo de estructuras si es adecuado, siempre y cuando las dimensiones del muro sean modeladas exactamente en el elemento Frame(columnas) y se asignen brazos rígidos a las vigas que se conecten con las columnas para simular la rigidez del muro hasta la ubicación de las rotulas plásticas.
- La correcta definición de propiedades de materiales no lineales es clave en el éxito del análisis estructural dinámico no lineal, de no ser correctamente definidas se puede no encontrar coherencia en el mismo
- El uso de un acelerograma sintético para el espectro de diseño de la normativa AGIES, permite la correcta implementación de análisis no lineal, al no contar con registros reales con contenido de frecuencias adecuado para el territorio de Guatemala.
- La correcta definición de rotulas plásticas (Hinges), proporciona lazos de histéresis predichos en la teoría haciendo uso adecuado de relaciones de histéresis como la de Takeda.
- El uso del desempeño estructural nos permite saber el grado de daño que



sufrirán los diseños estructurales y conocer de antemano estrategias para la correcta intervención que se deba de realizar.

- La normativa en muchas de las situaciones permitirá alcanzar un desempeño estructural adecuado, en función de la filosofía de diseño, cuando esto no se alcanza generalmente es por problemas de irregularidades tipológicas o falta de redundancia estructural, aunque se cumpla con la norma el nivel de desempeño no será adecuado.
- El uso del análisis dinámico no lineal, permite una comprensión total del comportamiento estructural.
- La energía de entrada del sismo debe estar en equilibrio dinámico con la estructura, para que esta sea lo más eficiente posible en función de desempeño estructural.
- Las vigas de acople para este edificio en particular absorben aproximadamente un 2.5% de la energía del sismo, el comportamiento histórico global absorbe un 8.5% de la energía del sismo, es decir todos los demás componentes estructurales, muros de corte, vigas a flexión y columnas en flexo compresión biaxial.
- La energía del sismo es disipada aproximadamente en los siguientes porcentajes, un 74 % debido al amortiguamiento global inherente a los materiales constitutivos del sistema estructural E4, la disipación inherente a la respuesta inercial de la estructura en un 10% (Energía cinética), la respuesta elástica de la estructura en un 7.5% (Energía potencial), y la energía por amortiguamiento Histerético no lineal (deformación, agrietamiento, calor y diversos mecanismos de disipación) en un 8.5%.

- Se puede comprobar que los niveles de desempeño para la selección de 11 pares de registros acelerograficos correctamente escalados y usando la respuesta media de los, dan un respuesta de la relación D/C en los objetivos de desempeños menor que la respuesta máxima de los tres pares de registros sintéticos, por lo que a criterio es más adecuado usar los 11 pares de registros recomendados por ASCE.

## RECOMENDACIONES

1. Hacer uso adecuado de los programas comerciales como ETABS, SAP2000 entre otros, ya que, si no se realiza un modelo adecuado, tanto de propiedades de materiales, secciones de elementos estructurales, casos de carga y combinaciones, fuerzas sísmicas, se puede incurrir en errores potenciales de cálculo estructural, lo que sería el primer paso para aumentar la vulnerabilidad sísmica de cualquier estructura.
2. Realizar un análisis estructural no lineal dinámico, conlleva a investigar, recopilar información en otros países de investigación, normas internacionales, en fin, un proceso bastante complejo, por lo que se requiere de mucha determinación y de contar con una persona idónea y con experiencia en este tipo de soluciones que pueda brindar los conocimientos necesarios para realizar esto.
3. La diferencia entre un análisis no lineal estático versus uno dinámico radica, no solo en el uso de fuerzas de empuje monotónicas, sino también está relacionado con cuestiones geométricas como la altura, ya que el primer análisis se puede realizar en estructuras de baja altura, pero fallan en implementarse en edificios de altura considerable.
4. Hacer uso del método FNA (Fast non Linear Analysis), tiene ventajas computacionales ya que hace uso de los vectores de Ritz en lugar de eigenvalores, lo que reduce los tiempos de análisis computacional en gran medida, en lugar de hacer uso del método de integración directa.
5. Realizar más investigación en el campo de la disipación de energía, adicionando elementos como los son los amortiguadores viscosos, el aislamiento de base, y otras nuevas tecnologías que permitan reducir la vulnerabilidad sísmica para sistemas estructurales E4.

6. De ser posible considerar la implementación de un laboratorio de pruebas en el CUNOC, para comenzar a realizar pruebas destructivas en prototipos de vigas de acople, columnas, vigas, muros de corte, para determinar de mejor manera como se comportarán ante las sollicitaciones sísmicas reales y determinar las curvas histéreticas y la energía disipada por estos elementos.

## REFERENCIAS

- AGIES. (2018). NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL NSE 2018. *NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL NSE 2018*.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural(ACI 318-19) (Version en español y en sistema metrico S/)*. Farmington Hills, Michigan, U.S.A.: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI.
- Aoyama, H., & Sugano, T. (1968). A Generalized Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Structures Based on the Tests of Members. *Recent Researches on Structural Mechanics*, 15-30.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES. (2018). *NSE 2, DEMANDAS ESTRUCTURALES Y CONDICIONES DE SITIO*. Guatemala, Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES. (2018). *NSE 2.1 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS*. Guatemala, Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES. (2018). *NSE 3, DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES*. Guatemala, Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES. (2018). *NSE 7.1, DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO*. Guatemala, Guatemala.: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES.
- Beck, H. (1962). Contribution to the analysis of coupled shear walls. *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 59, No. 8, 1055-1070.
- Chan, H., & Tso, W. (1971). *Static and Dynamic Analysis of plane coupled Shear Walls*. Montreal, Canada: McGill University.
- Clough, R., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures*. Berkeley, California: Computers & Structures, Inc.
- Clough, R., & Jhonston, S. D. (1966). Effect of Stiffness Degradation on Earthquake

- Ductility Requirements. *Structural Engineering Lab, Report No. 66-16.*
- Coull, A., & Choudhury, J. (1967). Stresses and deflections in coupled shear walls. *Proceedings ACI Journal*, 65-72.
- Damiao Bezelga, J. (2015). *Vigas de Acoplamento de Paredes Estruturais - Procedimento de Modelação para Análise Sísmica de Estruturas de Betão Armado (in portuguese)*. Lisboa: Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa.
- FEDERAL EMERGENCY MANGEMENT AGENCY, FEMA. (1997). *NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washintong D.C., U.S.A.: FEDERAL EMERGENCY MANGEMENT AGENCY, FEMA.
- FEDERAL EMERGENCY MANGEMENT AGENCY, FEMA. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUIDINGS*. Washintong, U.S.A.: FEDERAL EMERGENCY MANGEMENT AGENCY, FEMA.
- Girijavallabhan, C. (1969). Analysis of shear wall with openings. *Journal Structural Division*, 2093-2103.
- IBC, I. B. (2018). *2018, INTERNACIONAL BUILDING CODE IBC*. BRUSELAS: CONSTRUCCION.
- Kent A., H., M. EERI, Bingnian, G., & Bahram M., S. (2000). *Behavior and Design of Reinforced Concrete, Steel, and Steel-Concreto Coupling Beams*. Columbia, U.S.A.
- L. Wilson, E. (2002). *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures (A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering)*. Berkeley, California, USA: Computers and Structures, Inc.
- Moehle, J. (2015). *Seismic JDesgin of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.
- Normas Europeas EN 1992-2:2005. (2005). *UNE-EN 1992-1-1:2010. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1. Reglas*. AEONOR.
- Normas Europeas EN 1998-1:2011. (2011). *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras*. AEONOR.

- Otani, S., & Sozen, M. (1972). *Behaviour of multi-story reinforced concrete frames during*. Urbana, Illinois: Structural Research Serie, No. 392.
- Paulay, R. P. (1983). *Estructuras de concreto Reforzado*. Mexico. DF: Limusa.
- Rosman, R. (1964). Approximate Analysis of Shear Walls Subjected to Lateral Load. *Proc., ACI Journal*, 717-734.
- Ruiz, P., & Penzien, J. (1969). *Probabilistic Study of Behavior of Structures during Earthquakes*. Berkeley, California: University of California.
- Son Vu, N., Li, B., & Beyer, K. (2015). Effective stiffness of reinforced concrete coupling beams. *Engineering Structures*, 371-382.
- Takeda, T., M.A. , S., & Nielsen, N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *Journal, Structural Division, ASCE, Vol 96, No. ST12*, 2557-2573.
- Villarreal Castro, P., & Díaz La Rosa Sánchez, M. (2016). *EDIFICACIONES CON DISIPADORES VISCOSOS*. Lima-Perú: Hecho el Depósito Legal en la Biblioteca Nacional del Perú.
- Wallace, J. (2007). *Modeling Issues for Tall Reinforced Concrete Wall Buildings*. Los Angeles California, U.S.A.: Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council Annual Meeting.

## ANEXOS

A continuación, se presentan las tablas de parámetros de cuantías de acero de refuerzo diagonal.

				DIMENSIONES DE DIAGONAL			
Area refuerzo diagonal				b (cm)	h (cm)		
Spandrel 1				30	40		
Ad (cm2)	psd			Area Acero	Cuantia final	Mario X. 2020	NIVEL
11.15	0.009	6 No. 6		17.10137742	0.014	OK	"VAFC280" LOSA 19/N20
14.08	0.012	6 No. 6		17.10137742	0.014	OK	"VAFC280" LOSA 18/N19
16.98	0.014	6 No. 6		17.10137742	0.014	OK	"VAFC280" LOSA 17/N18
19.4	0.016	6 No. 7		23.27687482	0.019	OK	"VAFC280 N15" LOSA 16/N17
21.14	0.018	6 No. 7		23.27687482	0.019	OK	"VAFC280 N15" LOSA 15/N16
22.22	0.019	6 No. 7		23.27687482	0.019	OK	"VAFC280 N15" LOSA 14/N15
22.77	0.019	6 No. 7		23.27687482	0.019	OK	"VAFC280" LOSA 13/N14
25.42	0.021	6 No. 8		30.40244875	0.025	OK	"VAFC350" LOSA 12/N13
26.27	0.022	6 No. 8		30.40244875	0.025	OK	"VAFC350" LOSA 11/N12
27.75	0.023	6 No. 8		30.40244875	0.025	OK	"VAFC350" LOSA 10/N11
29.74	0.025	6 No. 8		30.40244875	0.025	OK	"VAFC350" LOSA 9/N10
32.06	0.027	6 No. 9		38.47809919	0.032	OK	"VAFC350" LOSA 8/N9
34.4	0.029	6 No. 9		38.47809919	0.032	OK	"VAFC490 N8" LOSA 7/N8
41.04	0.034	6 No. 10		47.50382617	0.040	OK	"VAFC490" LOSA 6/N7
42.38	0.035	6 No. 10		47.50382617	0.040	OK	"VAFC490" LOSA 5/N6
43.26	0.036	6 No. 10		47.50382617	0.040	OK	"VAFC490" LOSA 4/N5
42.7	0.036	6 No. 10		47.50382617	0.040	OK	"VAFC490" LOSA 3/N4
39.46	0.033	6 No. 10		47.50382617	0.040	OK	"VAFC490" LOSA 2/N3
33.29	0.028	6 No. 9		38.47809919	0.032	OK	"VAFC490 N2" LOSA 1/N2

				DIMENSIONES DE DIAGONAL			
Area refuerzo diagonal				b (cm)	h (cm)		
Spandrel 2				30	40		
Ad (cm2)	psd requerida			Area Acero	Cuantia final	Mario X. 2020	NIVEL
22.03	0.018	9 No. 6		25.65206613	0.021	OK	"VAFC280 N20" LOSA 19/N20
26.31	0.022	9 No. 7		34.91531223	0.029	OK	"VAFC280 N17" LOSA 18/N19
30.55	0.025	9 No. 7		34.91531223	0.029	OK	"VAFC280 N17" LOSA 17/N18
34.18	0.028	9 No. 7		34.91531223	0.029	OK	"VAFC280 N17" LOSA 16/N17
36.96	0.031	9 No. 8		45.60367312	0.038	OK	"VAFC280" LOSA 15/N16
38.92	0.032	9 No. 8		45.60367312	0.038	OK	"VAFC280" LOSA 14/N15
40.19	0.033	9 No. 8		45.60367312	0.038	OK	"VAFC280" LOSA 13/N14
45.63	0.038	9 No. 9		57.71714879	0.048	OK	"VAFC350" LOSA 12/N13
47.22	0.039	9 No. 9		57.71714879	0.048	OK	"VAFC350" LOSA 11/N12
49.09	0.041	9 No. 9		57.71714879	0.048	OK	"VAFC350" LOSA 10/N11
51.36	0.043	9 No. 9		57.71714879	0.048	OK	"VAFC350" LOSA 9/N10
53.8	0.045	9 No. 9		57.71714879	0.048	OK	"VAFC350" LOSA 8/N9
55.91	0.047	9 No. 9		57.71714879	0.048	OK	"VAFC490 N8" LOSA 7/N8
65.62	0.055	9 No. 10		71.25573925	0.059	OK	"VAFC490" LOSA 6/N7
65.15	0.054	9 No. 10		71.25573925	0.059	OK	"VAFC490" LOSA 5/N6
64.45	0.054	9 No. 10		71.25573925	0.059	OK	"VAFC490" LOSA 4/N5
61.21	0.051	9 No. 10		71.25573925	0.059	OK	"VAFC490" LOSA 3/N4
53.82	0.045	9 No. 10		71.25573925	0.059	OK	"VAFC490" LOSA 2/N3
41.35	0.034	9 No. 8		45.60367312	0.038	OK	"VAFC490 N2" LOSA 1/N2

Tabla 29 Calculo de cuantía de acero para diagonales de vigas de acople

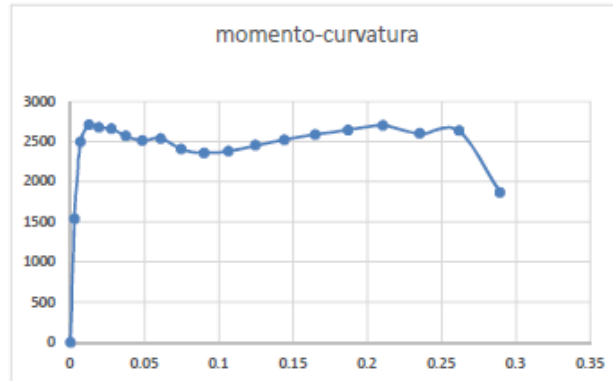


DIMENSIONES DE DIAGONAL							
Area refuerzo diagonal			b (cm)	h (cm)			
Spandrel 3			30	40			
Ad (cm2)	psd requerida		Area Acero	Cuantia final	Mario X. 2020	NIVEL	
22.03	0.018	9 No. 6	25.65206613	0.021	OK	"VAFC280 N20"	LOSA 19/N20
26.31	0.022	9 No. 7	34.91531223	0.029	OK	"VAFC280 N17"	LOSA 18/N19
30.55	0.025	9 No. 7	34.91531223	0.029	OK	"VAFC280 N17"	LOSA 17/N18
34.18	0.028	9 No. 7	34.91531223	0.029	OK	"VAFC280 N17"	LOSA 16/N17
36.96	0.031	9 No. 8	45.60367312	0.038	OK	"VAFC280"	LOSA 15/N16
38.92	0.032	9 No. 8	45.60367312	0.038	OK	"VAFC280"	LOSA 14/N15
40.19	0.033	9 No. 8	45.60367312	0.038	OK	"VAFC280"	LOSA 13/N14
45.63	0.038	9 No. 9	57.71714879	0.048	OK	"VAFC350"	LOSA 12/N13
47.22	0.039	9 No. 9	57.71714879	0.048	OK	"VAFC350"	LOSA 11/N12
49.09	0.041	9 No. 9	57.71714879	0.048	OK	"VAFC350"	LOSA 10/N11
51.36	0.043	9 No. 9	57.71714879	0.048	OK	"VAFC350"	LOSA 9/N10
53.8	0.045	9 No. 9	57.71714879	0.048	OK	"VAFC350"	LOSA 8/N9
55.91	0.047	9 No. 9	57.71714879	0.048	OK	"VAFC490 N8"	LOSA 7/N8
65.62	0.055	9 No. 10	71.25573925	0.059	OK	"VAFC490"	LOSA 6/N7
65.15	0.054	9 No. 10	71.25573925	0.059	OK	"VAFC490"	LOSA 5/N6
64.45	0.054	9 No. 10	71.25573925	0.059	OK	"VAFC490"	LOSA 4/N5
61.21	0.051	9 No. 10	71.25573925	0.059	OK	"VAFC490"	LOSA 3/N4
53.82	0.045	9 No. 10	71.25573925	0.059	OK	"VAFC490"	LOSA 2/N3
41.35	0.034	9 No. 8	45.60367312	0.038	OK	"VAFC490 N2"	LOSA 1/N2
DIMENSIONES DE DIAGONAL							
Area refuerzo diagonal			b (cm)	h (cm)			
Spandrel 4			30	40			
Ad (cm2)	psd		Area Acero	Cuantia final	Mario X. 2020	NIVEL	
11.15	0.009	6 No. 6	17.10137742	1.425	OK	"VAFC280"	LOSA 19/N20
14.08	0.012	6 No. 6	17.10137742	1.425	OK	"VAFC280"	LOSA 18/N19
16.98	0.014	6 No. 6	17.10137742	1.425	OK	"VAFC280"	LOSA 17/N18
19.4	0.016	6 No. 7	23.27687482	1.940	OK	"VAFC280 N15"	LOSA 16/N17
21.14	0.018	6 No. 7	23.27687482	1.940	OK	"VAFC280 N15"	LOSA 15/N16
22.22	0.019	6 No. 7	23.27687482	1.940	OK	"VAFC280 N15"	LOSA 14/N15
22.77	0.019	6 No. 7	23.27687482	1.940	OK	"VAFC280"	LOSA 13/N14
25.42	0.021	6 No. 8	30.40244875	2.534	OK	"VAFC350"	LOSA 12/N13
26.27	0.022	6 No. 8	30.40244875	2.534	OK	"VAFC350"	LOSA 11/N12
27.75	0.023	6 No. 8	30.40244875	2.534	OK	"VAFC350"	LOSA 10/N11
29.74	0.025	6 No. 8	30.40244875	2.534	OK	"VAFC350"	LOSA 9/N10
32.06	0.027	6 No. 9	38.47809919	3.207	OK	"VAFC350"	LOSA 8/N9
34.4	0.029	6 No. 9	38.47809919	3.207	OK	"VAFC490 N8"	LOSA 7/N8
41.04	0.034	6 No. 10	47.50382617	3.959	OK	"VAFC490"	LOSA 6/N7
42.38	0.035	6 No. 10	47.50382617	3.959	OK	"VAFC490"	LOSA 5/N6
43.26	0.036	6 No. 10	47.50382617	3.959	OK	"VAFC490"	LOSA 4/N5
42.7	0.036	6 No. 10	47.50382617	3.959	OK	"VAFC490"	LOSA 3/N4
39.46	0.033	6 No. 10	47.50382617	3.959	OK	"VAFC490"	LOSA 2/N3
33.29	0.028	6 No. 9	38.47809919	3.207	OK	"VAFC490 N2"	LOSA 1/N2

Tabla 30 Calculo de la cuantia de acero para diagonales de vias de acople

A continuación, se presenta la construcción de diagramas momento-curvatura de datos obtenidos de SAP2000.

"VAFC490"			
Curvature	Moment		
0	0		
0.002767	1539.5939		
0.006918	2501.5734	K=	1.082430002
0.01245	2707.7781	My=	2501.5734
0.01937	2675.5488	Mu=	2707.7781
0.02767	2665.1445		
0.03736	2570.389		
0.04843	2517.7641		
0.06088	2541.9393		
0.07471	2408.0773		
0.08993	2360.922		
0.1065	2384.7451		
0.1245	2453.4747		
0.1439	2523.4587		
0.1646	2590.4553		
0.1868	2649.7695		
0.2103	2702.1653		
0.2352	2601.4569		
0.2615	2634.1641		
0.2892	1871.2852		



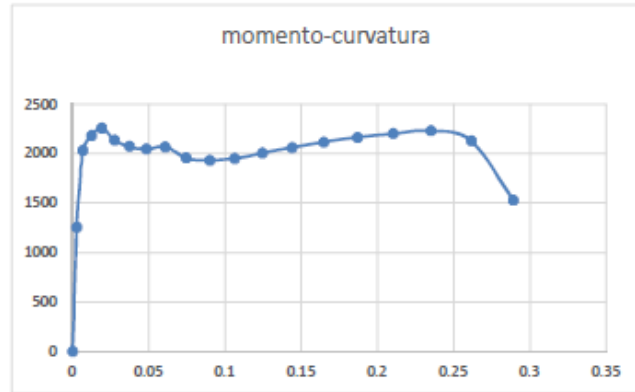
p

Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.92E-04	0.1969	1.84E-03	0	-1860	-439.0009	2298.6294	0	-1.50E-01	0.002767	1539.5939
-1.70E-03	0.2374	4.88E-03	0	-3216	-784.7683	4000.0365	0	-6.46E-01	0.006918	2501.5734
-2.65E-03	0.27	9.20E-03	0	-3665	-990.1544	4655.0549	0	1.90E-01	0.01245	2707.7781
-4.09E-03	0.2718	0.0143	0	-3597	-1240	4838.1564	0	1.1079	0.01937	2675.5488
-5.80E-03	0.2733	0.0205	0	-3675	-1265	4939.7017	0	-6.35E-03	0.02767	2665.1445
-8.34E-03	0.2597	0.0272	0	-3474	-1289	4761.9386	0	-1.5536	0.03736	2570.389
-0.0117	0.2419	0.0344	0	-3120	-1716	4833.688	0	-2.3869	0.04843	2517.7641
-0.0155	0.228	0.0424	0	-2745	-2242	4985.7076	0	-1.3132	0.06088	2541.9393
-0.024	0.1611	0.047	0	-2585	-2407	4993.1571	0	1.099	0.07471	2408.0773
-0.0314	0.1333	0.0541	0	-2263	-2415	4677.0235	0	-0.1932	0.08993	2360.922
-0.0382	0.1241	0.0632	0	-1988	-2463	4449.9153	0	-0.128	0.1065	2384.7451
-0.0454	0.1181	0.0731	0	-1741	-2748	4488.0089	0	-0.1045	0.1245	2453.4747
-0.053	0.1145	0.0839	0	-1522	-3134	4656.443	0	0.2309	0.1439	2523.4587
-0.0609	0.1128	0.0957	0	-1364	-3442	4806.313	0	0.1587	0.1646	2590.4553
-0.0694	0.1115	0.1084	0	-1231	-3725	4956.5112	0	0.3174	0.1868	2649.7695
-0.0783	0.1108	0.1219	0	-1120	-3963	5081.148	0	-2.1437	0.2103	2702.1653
-0.0868	0.1138	0.137	0	-1046	-3874	4921.4983	0	1.3925	0.2352	2601.4569
-0.0964	0.1142	0.1524	0	-971.9728	-4014	4985.0546	0	-0.8674	0.2615	2634.1641
-0.1034	0.1255	0.1718	0	-1006	-3145	4151.0233	0	0.478	0.2892	1871.2852

Tabla 31 Diagrama momento curvatura VAFC490 Eje 5 y 6

"VAF350"

Curvature	Moment	K=	My=	Mu=
0	0			
0.002767	1258.8516	1.073960547	2034.5915	2185.071
0.006918	2034.5915			
0.01245	2185.071			
0.01937	2260.5963			
0.02767	2139.0741			
0.03736	2071.9795			
0.04843	2046.7385			
0.06088	2071.7901			
0.07471	1957.2421			
0.08993	1934.7958			
0.1065	1954.3036			
0.1245	2007.6012			
0.1439	2064.6296			
0.1646	2118.9484			
0.1868	2165.8474			
0.2103	2204.1726			
0.2352	2235.3308			
0.2615	2127.7182			
0.2892	1527.7718			

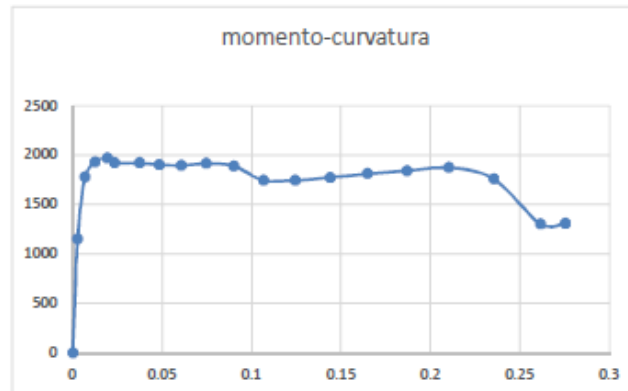


Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.97E-04	0.195	1.84E-03	0	-1504	-369.3024	1872.7096	0	-1.62E-01	0.002767	1258.8516
-1.73E-03	0.2327	4.85E-03	0	-2572	-685.6191	3256.4793	0	-6.50E-01	0.006918	2034.5915
-2.74E-03	0.2626	9.11E-03	0	-2862	-871.6361	3732.2995	0	-1.56E+00	0.01245	2185.071
-3.87E-03	0.283	0.0146	0	-3033	-1012	4044.8292	0	-0.6	0.01937	2260.5963
-6.13E-03	0.2615	0.0202	0	-2826	-1065	3892.0843	0	0.1737	0.02767	2139.0741
-8.74E-03	0.2489	0.0268	0	-2655	-1228	3882.5286	0	-0.0573	0.03736	2071.9795
-0.012	0.2354	0.0341	0	-2408	-1529	3936.6084	0	-0.289	0.04843	2046.7385
-0.016	0.2205	0.042	0	-2178	-1868	4044.4555	0	-1.5381	0.06088	2071.7901
-0.0248	0.1505	0.0463	0	-2074	-1975	4049.9596	0	1.309	0.07471	1957.2421
-0.0317	0.1303	0.0539	0	-1795	-1983	3778.5048	0	0.7399	0.08993	1934.7958
-0.0385	0.1212	0.0628	0	-1569	-2030	3599.3213	0	1.1999	0.1065	1954.3036
-0.0458	0.1152	0.0727	0	-1366	-2308	3673.3191	0	-0.8509	0.1245	2007.6012
-0.0534	0.1118	0.0835	0	-1196	-2615	3811.4995	0	0.6096	0.1439	2064.6296
-0.0613	0.1103	0.0953	0	-1077	-2856	3932.5802	0	-4.94E-01	0.1646	2118.9484
-0.0698	0.1092	0.1079	0	-973.9503	-3080	4052.8549	0	-0.9264	0.1868	2165.8474
-0.0796	0.1043	0.1205	0	-894.98	-3247	4140.3598	0	-1.2593	0.2103	2204.1726
-0.0906	0.0977	0.1332	0	-846.8504	-3352	4198.9372	0	-0.2332	0.2352	2235.3308
-0.0969	0.1123	0.1519	0	-764.6862	-3275	4038.7103	0	-1.4365	0.2615	2127.7182
-0.104	0.1234	0.1712	0	-770.2248	-2589	3360.2267	0	0.6222	0.2892	1527.7718

Tabla 32 Diagrama momento curvatura VAF350 Eje 5 y 6

"VAFC490 N2"

Curvature	Moment		
0	0		
0.002767	1157.4651		
0.006918	1779.7452	K=	1.109166807
0.01245	1933.0183	My=	1779.7452
0.01937	1974.0343	Mu=	1974.0343
0.02352	1928.4221		
0.03736	1921.9728		
0.04843	1903.834		
0.06088	1900.1782		
0.07471	1916.4035		
0.08993	1892.1638		
0.1065	1747.116		
0.1245	1746.8387		
0.1439	1776.8445		
0.1646	1812.701		
0.1868	1843.8681		
0.2103	1874.3043		
0.2352	1760.0071		
0.2615	1304.2099		
0.2753	1310.4645		

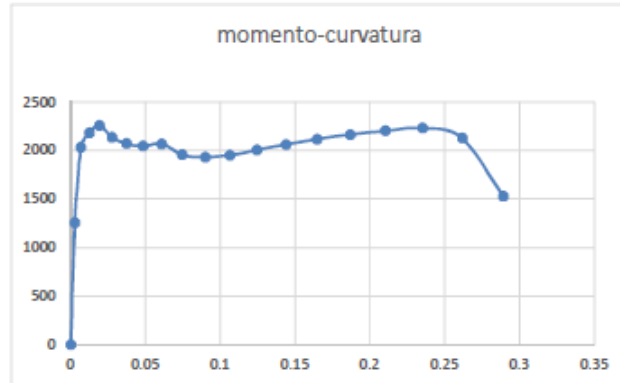


Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-6.95E-04	0.2318	1.94E-03	0	-1475	-233.5747	1707.9281	0	-9.54E-01	0.002767	1157.4651
-1.43E-03	0.2766	5.16E-03	0	-2462	-389.4747	2851.032	0	-4.45E-01	0.006918	1779.7452
-2.19E-03	0.3075	9.67E-03	0	-2834	-533.849	3366.575	0	-8.06E-01	0.01245	1933.0183
-3.07E-03	0.3242	0.0154	0	-2970	-632.8784	3604.5311	0	1.5864	0.01937	1974.0343
-3.90E-03	0.3172	0.0185	0	-2843	-793.1055	3635.6421	0	-0.2985	0.02352	1928.4221
-6.41E-03	0.3114	0.0291	0	-2979	-837.6003	3816.5279	0	-0.0606	0.03736	1921.9728
-9.27E-03	0.2915	0.0368	0	-2878	-899.4305	3777.0198	0	-0.1536	0.04843	1903.834
-0.0131	0.2676	0.0448	0	-2692	-899.4305	3591.4191	0	-0.1278	0.06088	1900.1782
-0.0176	0.2473	0.0535	0	-2414	-1191	3604.6811	0	0.3452	0.07471	1916.4035
-0.0238	0.2177	0.0617	0	-2163	-1532	3694.2335	0	-0.455	0.08993	1892.1638
-0.0355	0.1501	0.0659	0	-1967	-1654	3622.3543	0	0.3696	0.1065	1747.116
-0.0441	0.1285	0.0744	0	-1764	-1737	3499.7212	0	-1.9138	0.1245	1746.8387
-0.0518	0.1226	0.0851	0	-1589	-1813	3403.6095	0	1.6648	0.1439	1776.8445
-0.06	0.1187	0.0967	0	-1451	-1884	3335.5277	0	-0.1168	0.1646	1812.701
-0.0686	0.1155	0.1091	0	-1313	-2062	3377.0349	0	2.0791	0.1868	1843.8681
-0.0776	0.1137	0.1225	0	-1195	-2260	3456.4985	0	2.3007	0.2103	1874.3043
-0.0862	0.1167	0.1377	0	-1135	-2136	3270.615	0	-0.2558	0.2352	1760.0071
-0.086	0.1542	0.1629	0	-1046	-1996	3043.465	0	1.2259	0.2615	1304.2099
-0.0915	0.1508	0.1705	0	-1017	-2037	3052.4567	0	-1.5909	0.2753	1310.4645

Tabla 33 Diagrama momento curvatura VAFC490 N2 Eje 5 y 6

"VAF350 N9"

Curvature	Moment	K=	1.067189837
0	0	My=	2415.7865
0.002767	1453.8665	Mur=	2578.1028
0.006918	2415.7865		
0.01245	2578.1028		
0.01937	2571.021		
0.02767	2501.9752		
0.03736	2429.0583		
0.04843	2408.084		
0.06088	2318.2561		
0.07471	2274.3566		
0.08993	2290.6876		
0.1065	2335.0138		
0.1245	2410.2543		
0.1439	2489.459		
0.1646	2560.1587		
0.1868	2606.9171		
0.2103	2653.4707		
0.2352	2696.8825		
0.2615	2605.3958		
0.2892	1157.7205		

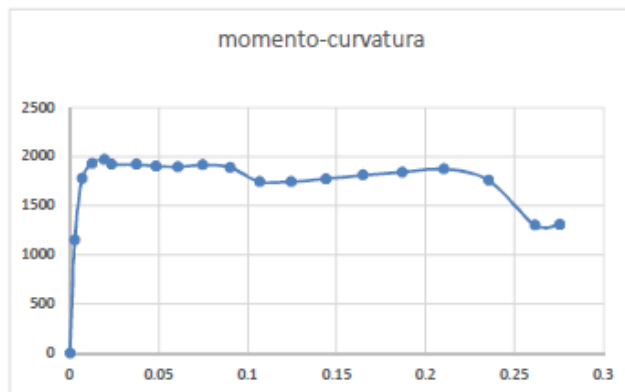


Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-8.47E-04	0.1769	1.79E-03	0	-1673	-503.2164	2174.4698	0	-1.32E+00	0.002767	1453.8665
-1.88E-03	0.2107	4.70E-03	0	-2894	-989.8015	3882.7383	0	-7.16E-01	0.006918	2415.7865
-2.99E-03	0.2432	8.86E-03	0	-3137	-1275	4411.904	0	3.20E-01	0.01245	2578.1028
-4.75E-03	0.238	0.0137	0	-3209	-1483	4691.7439	0	-0.1797	0.01937	2571.021
-6.94E-03	0.2321	0.0194	0	-3037	-1663	4699.2823	0	-0.9616	0.02767	2501.9752
-9.67E-03	0.224	0.0259	0	-2755	-1944	4699.3075	0	0.2604	0.03736	2429.0583
-0.0129	0.2175	0.0332	0	-2457	-2296	4751.7298	0	-0.7268	0.04843	2408.084
-0.0197	0.1595	0.0382	0	-2377	-2407	4785.6204	0	1.3338	0.06088	2318.2561
-0.0259	0.1366	0.0452	0	-2077	-2407	4484.5307	0	0.101	0.07471	2274.3566
-0.0323	0.1234	0.0532	0	-1795	-2417	4211.9018	0	-0.0501	0.08993	2290.6876
-0.0391	0.1162	0.0623	0	-1538	-2736	4273.4897	0	-0.0731	0.1065	2335.0138
-0.0462	0.1119	0.0723	0	-1322	-3137	4460.0656	0	1.0155	0.1245	2410.2543
-0.0537	0.1099	0.0832	0	-1169	-3472	4640.1143	0	-0.7429	0.1439	2489.459
-0.0615	0.1093	0.0952	0	-1055	-3738	4791.9876	0	-5.30E-01	0.1646	2560.1587
-0.072	0.0975	0.1057	0	-977.9546	-3918	4895.4651	0	-0.9211	0.1868	2606.9171
-0.083	0.0881	0.1171	0	-924.1087	-4063	4986.3548	0	-1.1263	0.2103	2653.4707
-0.0947	0.0805	0.1292	0	-871.2356	-4199	5070.2438	0	-0.3439	0.2352	2696.8825
-0.0994	0.1027	0.1494	0	-771.0106	-4189	4959.6818	0	-0.4524	0.2615	2605.3958
-0.0679	0.2481	0.2073	0	-634.3474	-2601	3234.6108	0	-0.9185	0.2892	1157.7205

Tabla 34 Diagrama momento curvatura VAF350 N9 Eje 5 y 6

"VAFC490 N8"

Curvature	Moment		
0	0		
0.002767	1330.736		
0.006918	2100.9029	K=	1.082447409
0.01245	2288.8194	My=	2100.9029
0.01937	2274.1169	Mu=	2274.1169
0.02767	2279.9477		
0.03736	2213.4311		
0.04843	2173.72		
0.06088	2175.6265		
0.07471	2205.4091		
0.08993	2024.9215		
0.1065	2008.0933		
0.1245	2053.8619		
0.1439	2102.3925		
0.1646	2151.9225		
0.1868	2195.5315		
0.2103	2235.9817		
0.2352	2127.4559		
0.2615	2152.5224		
0.2892	1553.4627		

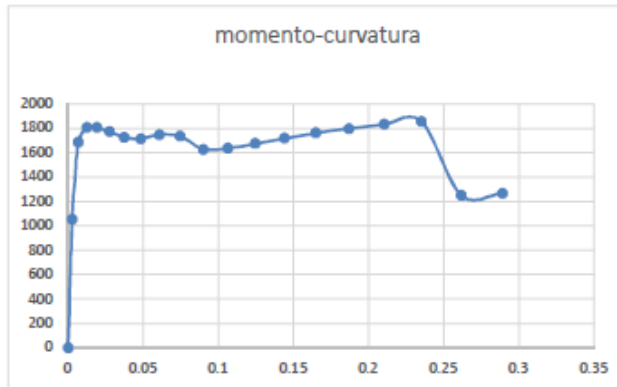


Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.42E-04	0.2149	1.89E-03	0	-1657	-318.7372	1975.5899	0	-4.15E-01	0.002767	1330.736
-1.56E-03	0.2581	5.03E-03	0	-2816	-526.8133	3342.6882	0	-5.83E-01	0.006918	2100.9029
-2.42E-03	0.2887	9.43E-03	0	-3256	-729.2419	3984.724	0	-9.93E-01	0.01245	2288.8194
-3.60E-03	0.2973	0.0148	0	-3195	-972.5177	4165.862	0	-1.9857	0.01937	2274.1169
-5.06E-03	0.3001	0.0213	0	-3315	-1010	4325.6698	0	-0.0975	0.02767	2279.9477
-7.33E-03	0.2867	0.0282	0	-3234	-1053	4286.1142	0	-1.7051	0.03736	2213.4311
-0.0105	0.2668	0.0356	0	-3042	-1068	4107.5939	0	-2.1123	0.04843	2173.72
-0.0144	0.2461	0.0435	0	-2736	-1395	4130.7286	0	-0.0395	0.06088	2175.6265
-0.0192	0.2258	0.0519	0	-2430	-1868	4297.0946	0	-1.052	0.07471	2205.4091
-0.0302	0.1475	0.0554	0	-2252	-1979	4233.2056	0	1.9541	0.08993	2024.9215
-0.0376	0.1305	0.0638	0	-1984	-2016	4000.2217	0	-0.1103	0.1065	2008.0933
-0.0448	0.1228	0.0736	0	-1767	-2098	3867.2537	0	2.327	0.1245	2053.8619
-0.0525	0.1182	0.0844	0	-1582	-2248	3829.7361	0	-0.2342	0.1439	2102.3925
-0.0605	0.1152	0.0961	0	-1414	-2536	3948.4918	0	-1.8712	0.1646	2151.9225
-0.0691	0.1129	0.1086	0	-1266	-2802	4065.7852	0	-1.9939	0.1868	2195.5315
-0.078	0.1121	0.1221	0	-1158	-3008	4166.751	0	0.248	0.2103	2235.9817
-0.0866	0.1147	0.1372	0	-1084	-2907	3991.7338	0	0.2567	0.2352	2127.4559
-0.0963	0.1146	0.1525	0	-1007	-3035	4042.9362	0	0.5142	0.2615	2152.5224
-0.1034	0.1255	0.1718	0	-1006	-2581	3587.0884	0	-0.1862	0.2892	1553.4627

Tabla 35 Diagrama momento curvatura VAFC490 N8 Eje 5 y 6

"V AFC280"

Curvature	Moment		
0	0		
0.002767	1054.7146		
0.006918	1687.812	K=	1.071644058
0.01245	1808.7337	My=	1687.812
0.01937	1806.7919	Mu=	1808.7337
0.02767	1774.3764		
0.03736	1727.506		
0.04843	1715.52		
0.06088	1749.4659		
0.07471	1735.3332		
0.08993	1629.1538		
0.1065	1637.0886		
0.1245	1675.9701		
0.1439	1719.9692		
0.1646	1762.5228		
0.1868	1798.9399		
0.2103	1833.2661		
0.2352	1856.0839		
0.2615	1252.8018		
0.2892	1268.5762		

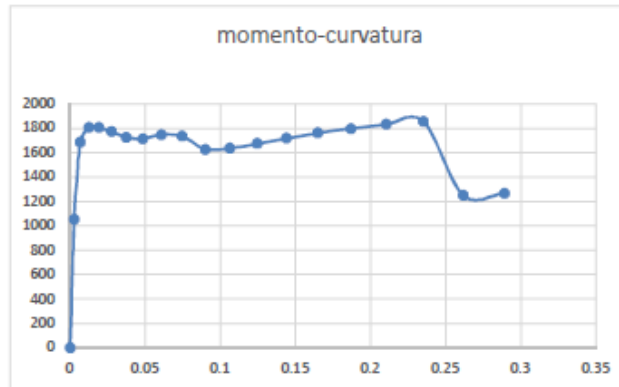


Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compress	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.89E-04	0.1978	1.84E-03	0	-1259	-303.6166	1561.8724	0	-2.50E-01	0.002767	1054.7146
-1.72E-03	0.2349	4.87E-03	0	-2131	-568.0105	2697.9663	0	-5.70E-01	0.006918	1687.812
-2.74E-03	0.2631	9.11E-03	0	-2354	-735.9926	3090.3313	0	2.21E-01	0.01245	1808.7337
-4.19E-03	0.2668	0.0142	0	-2363	-860.5911	3223.4855	0	-0.5442	0.01937	1806.7919
-6.11E-03	0.2623	0.0202	0	-2328	-896.161	3224.2362	0	0.4871	0.02767	1774.3764
-8.65E-03	0.2513	0.0269	0	-2216	-998.2972	3214.6452	0	-0.0504	0.03736	1727.506
-0.0118	0.2387	0.0343	0	-2051	-1215	3266.0415	0	0.6657	0.04843	1715.52
-0.0155	0.2279	0.0424	0	-1878	-1497	3374.3859	0	-0.2373	0.06088	1749.4659
-0.0222	0.1861	0.0489	0	-1808	-1589	3396.0326	0	-0.9697	0.07471	1735.3332
-0.0315	0.1321	0.054	0	-1579	-1646	3224.5126	0	-0.7745	0.08993	1629.1538
-0.0385	0.1218	0.0629	0	-1376	-1687	3063.6385	0	0.2657	0.1065	1637.0886
-0.0458	0.1154	0.0727	0	-1206	-1845	3050.5365	0	-0.2524	0.1245	1675.9701
-0.0535	0.1115	0.0835	0	-1058	-2104	3161.4412	0	-1.1541	0.1439	1719.9692
-0.0615	0.1096	0.0952	0	-949.7985	-2310	3259.5473	0	1.02E-01	0.1646	1762.5228
-0.07	0.1082	0.1077	0	-859.3685	-2496	3356.142	0	0.5014	0.1868	1798.9399
-0.0789	0.1076	0.1212	0	-783.9871	-2656	3439.307	0	-0.9151	0.2103	1833.2661
-0.0903	0.099	0.1335	0	-735.225	-2747	3482.1936	0	-0.1309	0.2352	1856.0839
-0.0941	0.1231	0.1547	0	-705.2127	-2100	2805.8637	0	0.815	0.2615	1252.8018
-0.1043	0.1223	0.1709	0	-661.8816	-2153	2814.0326	0	-0.7884	0.2892	1268.5762

Tabla 36 Diagrama momento curvatura V AFC280 Eje 5 y 6

"V AFC280"

Curvature	Moment		
0	0		
0.002767	1054.7146		
0.006918	1687.812	K=	1.071644058
0.01245	1808.7337	My=	1687.812
0.01937	1806.7919	Mu=	1808.7337
0.02767	1774.3764		
0.03736	1727.506		
0.04843	1715.52		
0.06088	1749.4659		
0.07471	1735.3332		
0.08993	1629.1538		
0.1065	1637.0886		
0.1245	1675.9701		
0.1439	1719.9692		
0.1646	1762.5228		
0.1868	1798.9399		
0.2103	1833.2661		
0.2352	1856.0839		
0.2615	1252.8018		
0.2892	1268.5762		



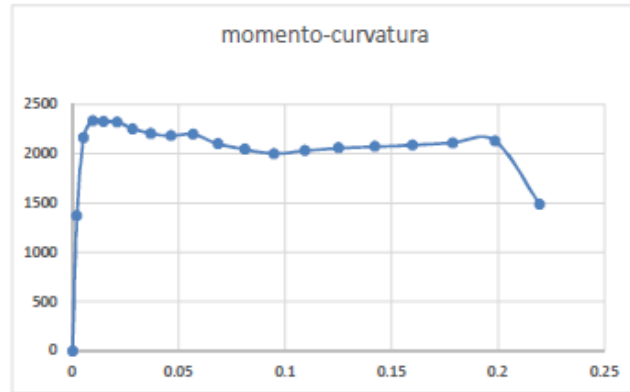
Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.89E-04	0.1978	1.84E-03	0	-1259	-303.6166	1561.8724	0	-2.50E-01	0.002767	1054.7146
-1.72E-03	0.2349	4.87E-03	0	-2131	-568.0105	2697.9663	0	-5.70E-01	0.006918	1687.812
-2.74E-03	0.2631	9.11E-03	0	-2354	-735.9926	3090.3313	0	2.21E-01	0.01245	1808.7337
-4.19E-03	0.2668	0.0142	0	-2363	-860.5911	3223.4855	0	-0.5442	0.01937	1806.7919
-6.11E-03	0.2623	0.0202	0	-2328	-896.161	3224.2362	0	0.4871	0.02767	1774.3764
-8.65E-03	0.2513	0.0269	0	-2216	-998.2972	3214.6452	0	-0.0504	0.03736	1727.506
-0.0118	0.2387	0.0343	0	-2051	-1215	3266.0415	0	0.6657	0.04843	1715.52
-0.0155	0.2279	0.0424	0	-1878	-1497	3374.3859	0	-0.2373	0.06088	1749.4659
-0.0222	0.1861	0.0489	0	-1808	-1589	3396.0326	0	-0.9697	0.07471	1735.3332
-0.0315	0.1321	0.054	0	-1579	-1646	3224.5126	0	-0.7745	0.08993	1629.1538
-0.0385	0.1218	0.0629	0	-1376	-1687	3063.6385	0	0.2657	0.1065	1637.0886
-0.0458	0.1154	0.0727	0	-1206	-1845	3050.5365	0	-0.2524	0.1245	1675.9701
-0.0535	0.1115	0.0835	0	-1058	-2104	3161.4412	0	-1.1541	0.1439	1719.9692
-0.0615	0.1096	0.0952	0	-949.7985	-2310	3259.5473	0	1.02E-01	0.1646	1762.5228
-0.07	0.1082	0.1077	0	-859.3685	-2496	3356.142	0	0.5014	0.1868	1798.9399
-0.0789	0.1076	0.1212	0	-783.9871	-2656	3439.307	0	-0.9151	0.2103	1833.2661
-0.0903	0.099	0.1335	0	-735.225	-2747	3482.1936	0	-0.1309	0.2352	1856.0839
-0.0941	0.1231	0.1547	0	-705.2127	-2100	2805.8637	0	0.815	0.2615	1252.8018
-0.1043	0.1223	0.1709	0	-661.8816	-2153	2814.0326	0	-0.7884	0.2892	1268.5762

Tabla 37 Diagrama momento curvatura V AFC280 Eje 5 y 6



"VAFC280 N20"

Curvature	Moment		
0	0		
0.002102	1369.8632		
0.005254	2165.9007	K=	1.078709564
0.009457	2336.3778	My=	2165.9007
0.01471	2325.4609	Mu=	2336.3778
0.02102	2323.08		
0.02837	2253.5735		
0.03678	2207.0666		
0.04624	2182.3829		
0.05674	2197.5368		
0.0683	2099.8587		
0.08091	2046.5651		
0.09457	2001.5977		
0.1093	2032.8071		
0.125	2059.6077		
0.1419	2074.7497		
0.1597	2089.1441		
0.1786	2111.2647		
0.1986	2131.3121		
0.2196	1488.5698		

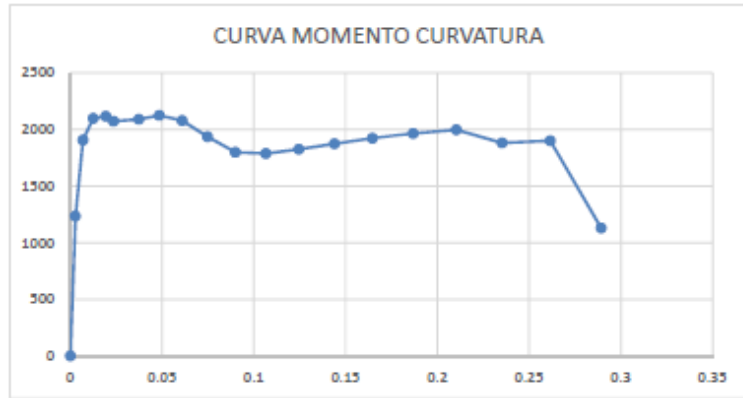


Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.06E-04	0.297	1.92E-03	0	-1338	-227.2429	1564.0592	0	-1.16E+00	0.002102	1369.8632
-1.52E-03	0.3432	5.05E-03	0	-2314	-454.1678	2768.2671	0	-2.27E-01	0.005254	2165.9007
-2.37E-03	0.3826	9.45E-03	0	-2539	-631.9386	3170.6733	0	-6.62E-02	0.009457	2336.3778
-3.66E-03	0.3843	0.0147	0	-2546	-785.2744	3331.5549	0	0.4612	0.01471	2325.4609
-5.32E-03	0.3796	0.0209	0	-2634	-819.3586	3452.9898	0	-0.7061	0.02102	2323.08
-7.79E-03	0.3585	0.0277	0	-2564	-885.8952	3449.476	0	-0.6315	0.02837	2253.5735
-0.0113	0.3257	0.0347	0	-2450	-931.4577	3379.7958	0	-1.2631	0.03678	2207.0666
-0.0156	0.2952	0.0422	0	-2273	-980.647	3253.5458	0	-0.1043	0.04624	2182.3829
-0.0206	0.2703	0.0504	0	-2068	-1191	3258.8147	0	-0.0865	0.05674	2197.5368
-0.0282	0.2197	0.0572	0	-1795	-1450	3245.5575	0	1.1164	0.0683	2099.8587
-0.0369	0.1769	0.0642	0	-1570	-1660	3231.5444	0	1.1644	0.08091	2046.5651
-0.0488	0.1168	0.0694	0	-1417	-1780	3197.3315	0	-0.2823	0.09457	2001.5977
-0.0582	0.1005	0.0784	0	-1274	-1888	3161.787	0	0.5775	0.1093	2032.8071
-0.0681	0.088	0.0882	0	-1151	-2074	3224.7441	0	-6.49E-02	0.125	2059.6077
-0.0812	0.0608	0.0962	0	-1065	-2191	3256.7257	0	0.3953	0.1419	2074.7497
-0.0952	0.0369	0.1045	0	-994.5398	-2285	3280.0136	0	0.3189	0.1597	2089.1441
-0.1085	0.0258	0.1148	0	-928.8947	-2369	3298.0669	0	0.4969	0.1786	2111.2647
-0.1211	0.0233	0.1272	0	-870.0804	-2417	3287.1913	0	0.1857	0.1986	2131.3121
-0.0958	0.1969	0.1788	0	-739.0213	-1990	2727.3488	0	-1.791	0.2196	1488.5698

Tabla 38 Diagrama momento curvatura VAFC280 N20 Eje 5 y 6

"V AFC490"	
Curvature	Moment
0	0
0.002767	1235.5191
0.006918	1906.2454
0.01245	2097.921
0.01937	2116.7719
0.02352	2072.2781
0.03736	2089.8217
0.04843	2124.6853
0.06088	2079.3596
0.07471	1936.6526
0.08993	1798.2198
0.1065	1788.3925
0.1245	1825.3452
0.1439	1874.3904
0.1646	1923.1548
0.1868	1965.0967
0.2103	1998.3447
0.2352	1881.2993
0.2615	1900.3271
0.2892	1129.6601

K= 1.100551377  
 My= 1906.2454  
 Mu= 2097.921

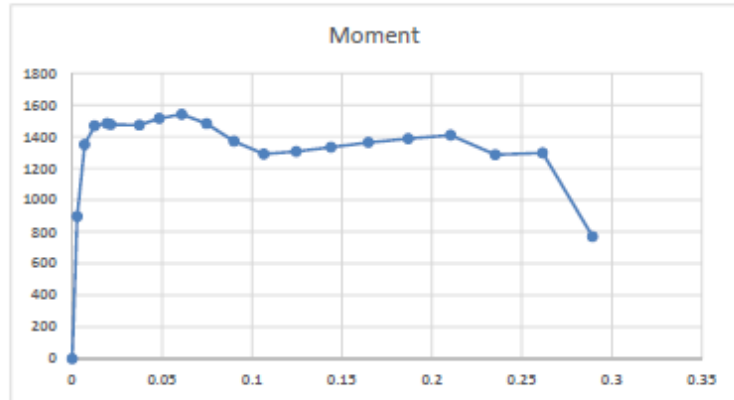


Concrete Strai	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Com	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Forc	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.10E-04	0.2265	1.92E-03	0	-1524	-301.6853	1825.1878	0	-7.32E-01	2.77E-03	1235.5191
-1.47E-03	0.2706	5.11E-03	0	-2556	-565.0318	3119.9814	0	-5.55E-01	6.92E-03	1906.2454
-2.25E-03	0.3019	9.60E-03	0	-2931	-774.5365	3702.7011	0	-2.34E+00	1.25E-02	2097.921
-3.03E-03	0.3266	0.0154	0	-2888	-856.4538	3744.5132	0	0.3198	0.01937	2116.7719
-3.76E-03	0.3232	0.0186	0	-2697	-1050	3744.5132	0	-1.8266	0.02352	2072.2781
-5.41E-03	0.3382	0.0301	0	-2590	-1177	3766.5082	0	-0.0754	0.03736	2089.8217
-8.19E-03	0.3139	0.0379	0	-2657	-1229	3884.3077	0	-1.5413	0.04843	2124.6853
-0.0135	0.2613	0.0444	0	-2707	-1284	3989.5061	0	-0.8418	0.06088	2079.3596
-0.0221	0.1873	0.049	0	-2613	-1336	3949.72	0	0.5539	0.07471	1936.6526
-0.0312	0.1364	0.0544	0	-2285	-1397	3680.8109	0	-1.3325	0.08993	1798.2198
-0.0378	0.128	0.0636	0	-2002	-1439	3440.4669	0	0.0375	0.1065	1788.3925
-0.0448	0.123	0.0737	0	-1777	-1533	3310.1693	0	-0.1857	0.1245	1825.3452
-0.0523	0.1198	0.0847	0	-1584	-1731	3314.5298	0	-0.3228	0.1439	1874.3904
-0.0601	0.1177	0.0965	0	-1411	-2014	3424.8016	0	0.1187	0.1646	1923.1548
-0.0685	0.1161	0.1092	0	-1263	-2269	3531.3405	0	-0.4156	0.1868	1965.0967
-0.0774	0.1151	0.1228	0	-1143	-2481	3624.9324	0	0.1722	0.2103	1998.3447
-0.086	0.1172	0.1378	0	-1077	-2361	3439.6043	0	2.01E+00	0.2352	1881.2993
-0.0957	0.1168	0.1531	0	-990.2917	-2497	3486.6182	0	-0.9634	0.2615	1900.3271
-0.1027	0.1277	0.1725	0	-1004	-1954	2958.4372	0	-0.3286	0.2892	1129.6601

Tabla 39 Diagrama momento curvatura VAFC490 Eje 3 Y 8

"VAFC350"	
Curvature	Moment
0	0
0.002767	897.8677
0.006918	1350.538
0.01245	1468.6415
0.01937	1483.8327
0.02145	1476.5485
0.03736	1473.6564
0.04843	1514.9947
0.06088	1541.2267
0.07471	1482.4407
0.08993	1371.5958
0.1065	1290.8132
0.1245	1306.7929
0.1439	1334.129
0.1646	1363.7651
0.1868	1387.857
0.2103	1409.8423
0.2352	1286.2019
0.2615	1297.3818
0.2892	770.1018

K= 1.087449224  
My= 1350.538  
Mu= 1468.6415

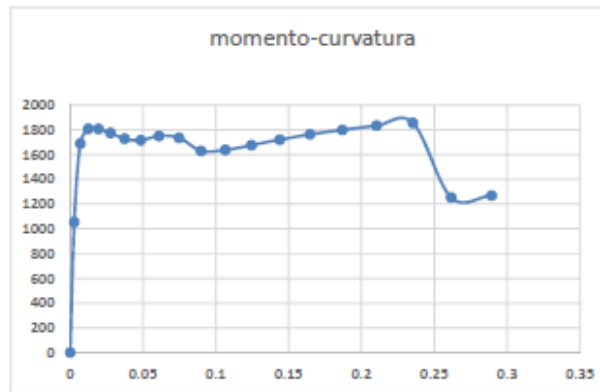


Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-6.76E-04	0.2387	1.96E-03	0	-1116	-201.3887	1315.8261	0	-1.40E+00	0.002767	897.8677
-1.38E-03	0.2829	5.20E-03	0	-1831	-370.6182	2201.1437	0	-4.03E-01	0.006918	1350.538
-2.12E-03	0.3128	9.73E-03	0	-2052	-505.0109	2556.7118	0	-5.43E-01	0.01245	1468.6415
-2.87E-03	0.3347	0.0156	0	-2032	-560.541	2591.5342	0	-1.3198	0.01937	1483.8327
-3.15E-03	0.336	0.0173	0	-1999	-594.7813	2592.9261	0	-0.458	0.02145	1476.5485
-5.11E-03	0.3461	0.0304	0	-1838	-792.6732	2630.216	0	-0.0549	0.03736	1473.6564
-7.49E-03	0.3283	0.0386	0	-1893	-808.7682	2700.6798	0	-1.4087	0.04843	1514.9947
-0.0111	0.3002	0.0468	0	-1902	-899.4305	2800.3346	0	-1.3285	0.06088	1541.2267
-0.0185	0.2351	0.0526	0	-1959	-899.4305	2860.2416	0	1.3789	0.07471	1482.4407
-0.0277	0.1753	0.0579	0	-1779	-1006	2785.2529	0	-0.2152	0.08993	1371.5958
-0.0375	0.1311	0.0639	0	-1575	-1044	2618.5291	0	-0.5741	0.1065	1290.8132
-0.0447	0.1242	0.0738	0	-1395	-1111	2504.1353	0	-1.1846	0.1245	1306.7929
-0.0522	0.12	0.0847	0	-1249	-1184	2434.9762	0	1.698	0.1439	1334.129
-0.0602	0.1172	0.0965	0	-1127	-1281	2408.3973	0	-6.03E-02	0.1646	1363.7651
-0.0687	0.1149	0.109	0	-1014	-1463	2477.1976	0	0.0656	0.1868	1387.857
-0.0777	0.1132	0.1224	0	-918.0477	-1626	2543.6749	0	-0.4148	0.2103	1409.8423
-0.0863	0.1162	0.1376	0	-868.8278	-1476	2343.5834	0	-1.2037	0.2352	1286.2019
-0.0961	0.1154	0.1527	0	-803.0507	-1574	2375.7026	0	-1.0062	0.2615	1297.3818
-0.0826	0.1974	0.1926	0	-728.3181	-1270	1998.6234	0	0.4623	0.2892	770.1018

Tabla 40 Diagrama momento curvatura VAFC350 Eje 3 Y 8

"VAFc280 N15"	
Curvature	Moment
0	0
0.002767	866.179
0.006918	1323.7381
0.01245	1444.3001
0.01937	1422.3965
0.02767	1439.5818
0.03736	1424.7323
0.04843	1452.273
0.06088	1436.0604
0.07471	1403.947
0.08993	1279.9769
0.1065	1267.9818
0.1245	1287.2203
0.1439	1317.9508
0.1646	1349.0606
0.1868	1373.9206
0.2103	1396.9396
0.2352	1273.75
0.2615	751.7363
0.2892	755.6769

K= 1.091076928  
M<sub>y</sub>= 1323.7381  
M<sub>u</sub>= 1444.3001

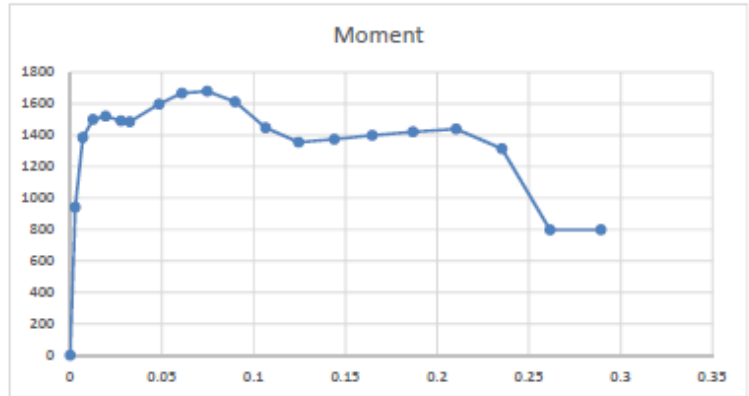


Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Com	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Forc	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.14E-04	0.2248	1.92E-03	0	-1051	-218.071	1267.7592	0	-8.44E-01	0.002767	866.179
-1.50E-03	0.2669	5.09E-03	0	-1738	-418.758	2155.8609	0	-4.13E-01	0.006918	1323.7381
-2.35E-03	0.2941	9.50E-03	0	-1947	-598.045	2544.7116	0	-2.83E-01	0.01245	1444.3001
-3.49E-03	0.3027	0.0149	0	-1803	-782.0672	2586.5661	0	1.3191	0.01937	1422.3965
-4.47E-03	0.3213	0.0219	0	-1780	-811.8762	2591.5342	0	0.0571	0.02767	1439.5818
-6.25E-03	0.3157	0.0293	0	-1767	-829.4087	2596.8207	0	-0.0317	0.03736	1424.7323
-9.12E-03	0.2946	0.037	0	-1786	-892.8953	2679.9978	0	1.3402	0.04843	1452.273
-0.0145	0.2451	0.0435	0	-1854	-899.4305	2752.7097	0	-0.3021	0.06088	1436.0604
-0.0212	0.1989	0.0499	0	-1813	-907.0947	2718.827	0	-0.7797	0.07471	1403.947
-0.0313	0.1352	0.0543	0	-1592	-1013	2604.5095	0	-0.2128	0.08993	1279.9769
-0.0381	0.1256	0.0633	0	-1385	-1050	2436.2124	0	0.7969	0.1065	1267.9818
-0.0452	0.12	0.0733	0	-1222	-1116	2338.4266	0	0.488	0.1245	1287.2203
-0.0527	0.1165	0.0842	0	-1085	-1244	2328.3404	0	-1.0868	0.1439	1317.9508
-0.0607	0.1142	0.096	0	-966.861	-1435	2402.1297	0	4.84E-02	0.1646	1349.0606
-0.0692	0.1124	0.1085	0	-866.9415	-1605	2471.7143	0	-0.2611	0.1868	1373.9206
-0.0782	0.1113	0.122	0	-787.5396	-1753	2538.8839	0	-1.2871	0.2103	1396.9396
-0.0867	0.1145	0.1372	0	-737.9637	-1603	2341.3789	0	0.7069	0.2352	1273.75
-0.0758	0.1931	0.1731	0	-672.415	-1301	1972.7927	0	-0.7861	0.2615	751.7363
-0.0872	0.1813	0.1879	0	-634.3665	-1350	1983.0792	0	-1.1018	0.2892	755.6769

Tabla 41 Diagrama momento curvatura VAFc280 N15 Eje 3 Y 8

"VAFC490 N2"	
Curvature	Moment
0	0
0.002767	942.157
0.006918	1385.5497
0.01245	1500.5623
0.01937	1521.1134
0.02767	1491.5754
0.03251	1485.198
0.04843	1597.0713
0.06088	1666.7429
0.07471	1679.0795
0.08993	1611.4753
0.1065	1447.8382
0.1245	1354.6366
0.1439	1374.437
0.1646	1398.3249
0.1868	1420.8066
0.2103	1439.4938
0.2352	1314.4888
0.2615	797.513
0.2892	799.3273

K= 1.097841095  
My= 1385.5497  
Mu= 1521.1134

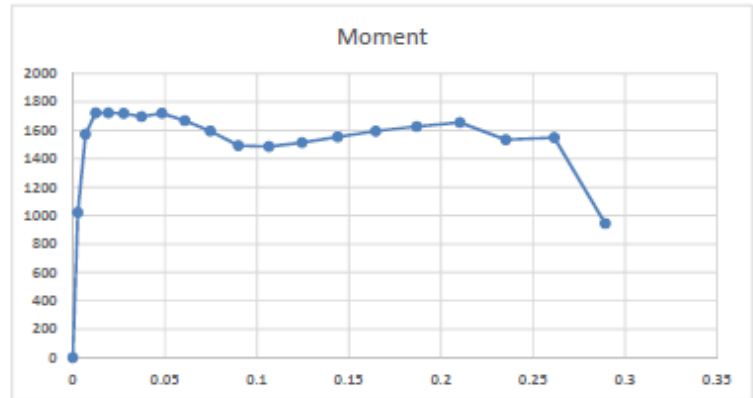


Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-6.22E-04	0.258	2.01E-03	0	-1205	-178.1551	1382.7693	0	-1.84E-01	2.77E-03	942.157
-1.24E-03	0.3033	5.34E-03	0	-1950	-309.0327	2259.0743	0	-2.18E-01	6.92E-03	1385.5497
-1.83E-03	0.3363	1.00E-02	0	-2194	-378.6275	2572.8561	0	-1.57E-01	1.25E-02	1500.5623
-2.39E-03	0.3597	0.016	0	-2204	-412.4314	2616.4686	0	0.1236	0.01937	1521.1134
-3.41E-03	0.3598	0.0229	0	-2109	-519.6665	2627.3053	0	-1.1012	0.02767	1491.5754
-3.94E-03	0.3617	0.027	0	-2073	-564.0173	2636.7834	0	-0.484	0.03251	1485.198
-5.62E-03	0.367	0.0405	0	-2122	-683.0206	2805.7855	0	1.0545	0.04843	1597.0713
-7.93E-03	0.3527	0.05	0	-2123	-792.6732	2915.0438	0	-0.1841	0.06088	1666.7429
-0.012	0.323	0.0591	0	-2132	-837.9967	2969.5754	0	-0.9046	0.07471	1679.0795
-0.0193	0.2684	0.0663	0	-2122	-899.4305	3021.4034	0	-0.3074	0.08993	1611.4753
-0.031	0.1917	0.0704	0	-1953	-955.4613	2908.939	0	0.7051	0.1065	1447.8382
-0.0435	0.1333	0.075	0	-1770	-1098	2868.7025	0	1.2714	0.1245	1354.6366
-0.0512	0.1271	0.0857	0	-1592	-1173	2763.633	0	-1.6031	0.1439	1374.437
-0.0592	0.1231	0.0974	0	-1448	-1244	2693.6861	0	1.9701	0.1646	1398.3249
-0.0678	0.1201	0.11	0	-1329	-1296	2625.3193	0	-8.47E-02	0.1868	1420.8066
-0.0768	0.1179	0.1234	0	-1230	-1334	2564.7621	0	0.6795	0.2103	1439.4938
-0.0854	0.1199	0.1384	0	-1144	-1365	2507.2961	0	-1.6251	0.2352	1314.4888
-0.0668	0.2276	0.1821	0	-997.5944	-1129	2126.4208	0	-0.4956	0.2615	797.513
-0.0771	0.2162	0.198	0	-943.7338	-1190	2132.9128	0	-0.8282	0.2892	799.3273

Tabla 42 Diagrama momento curvatura VAFC490 N2 Eje 3 Y 8

"VAFC350 N9"	
Curvature	Moment
0	0
0.002767	1021.7762
0.006918	1572.8502
0.01245	1723.2878
0.01937	1723.7511
0.02767	1719.1627
0.03736	1697.5321
0.04843	1720.4104
0.06088	1668.301
0.07471	1594.9715
0.08993	1492.7043
0.1065	1486.4573
0.1245	1514.6548
0.1439	1554.6513
0.1646	1594.3695
0.1868	1626.8842
0.2103	1655.4831
0.2352	1534.699
0.2615	1549.6321
0.2892	943.5126

K= 1.095646489  
 My= 1572.8502  
 Mu= 1723.2878

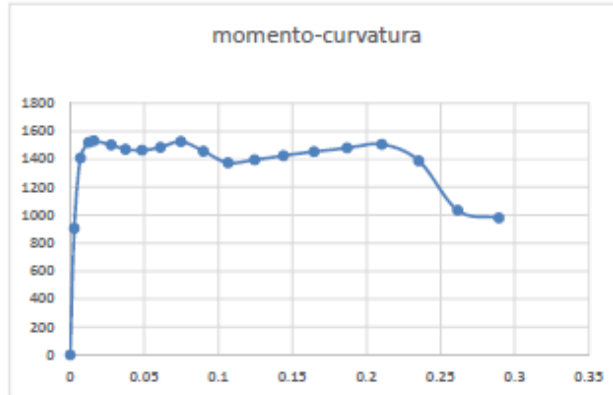


Concrete Strai	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Com	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Forc	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.18E-04	0.2234	1.92E-03	0	-1245	-258.2841	1502.248	0	-7.11E-01	2.77E-03	1021.7762
-1.50E-03	0.2659	5.08E-03	0	-2075	-493.9389	2568.4372	0	-4.73E-01	6.92E-03	1572.8502
-2.35E-03	0.2941	9.50E-03	0	-2350	-699.6554	3049.1427	0	-8.87E-01	1.25E-02	1723.2878
-3.31E-03	0.3122	0.0151	0	-2252	-845.61	3095.9625	0	-1.646	0.01937	1723.7511
-4.37E-03	0.3251	0.022	0	-2122	-974.5297	3095.9625	0	-1.0234	0.02767	1719.1627
-6.15E-03	0.3184	0.0294	0	-2109	-992.3338	3101.4774	0	-0.0616	0.03736	1697.5321
-9.20E-03	0.293	0.0369	0	-2134	-1065	3198.4777	0	-0.29	0.04843	1720.4104
-0.0152	0.2328	0.0427	0	-2199	-1068	3267.787	0	1.05E+00	0.06088	1668.301
-0.0228	0.1778	0.0483	0	-2083	-1156	3240.1204	0	0.3584	0.07471	1594.9715
-0.0314	0.1333	0.0541	0	-1811	-1182	2992.1151	0	-0.4843	0.08993	1492.7043
-0.0381	0.125	0.0632	0	-1580	-1223	2803.9521	0	0.7553	0.1065	1486.4573
-0.0452	0.1201	0.0733	0	-1397	-1301	2700.0049	0	1.7065	0.1245	1514.6548
-0.0527	0.1169	0.0843	0	-1235	-1522	2756.4466	0	-0.034	0.1439	1554.6513
-0.0606	0.115	0.0961	0	-1099	-1747	2846.3202	0	3.53E-01	0.1646	1594.3695
-0.069	0.1135	0.1087	0	-983.8825	-1949	2932.2269	0	-0.5743	0.1868	1626.8842
-0.0779	0.1126	0.1222	0	-896.0922	-2119	3014.3366	0	-0.4303	0.2103	1655.4831
-0.0865	0.1152	0.1373	0	-837.4995	-1982	2820.5554	0	1.5244	0.2352	1534.699
-0.0963	0.1148	0.1526	0	-771.5184	-2089	2859.2755	0	-0.7977	0.2615	1549.6321
-0.1033	0.1256	0.1719	0	-768.0756	-1646	2413.4839	0	-0.165	0.2892	943.5126

Tabla 43 Diagrama momento curvatura VAFC350 N9 Eje 3 Y 8

"VAFc280 N16"	
Curvature	Moment
0	0
0.002767	752.3264
0.006918	1121.5407
0.01245	1214.2226
0.01937	1226.7368
0.02767	1229.5198
0.03736	1219.3987
0.04843	1258.3409
0.06088	1291.6549
0.07471	1279.101
0.08993	1201.9154
0.1065	1092.9012
0.1245	1100.2279
0.1439	1118.9392
0.1646	1140.4734
0.1868	1158.1462
0.2103	1174.7786
0.2352	1049.0737
0.2615	633.9087
0.2892	639.5274

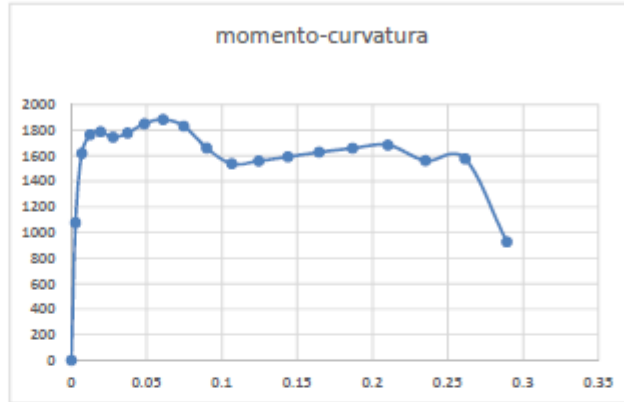
K= 1.082638018  
My= 1121.5407  
Mu= 1214.2226



Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compr	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Forc	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-6.68E-04	0.2415	1.97E-03	0	-931.2886	-166.2638	1097.451	0	-1.01E-01	0.002767	752.3264
-1.37E-03	0.2853	5.22E-03	0	-1515	-306.2067	1821.1856	0	-2.51E-01	0.006918	1121.5407
-2.10E-03	0.3146	9.75E-03	0	-1682	-419.6156	2101.4732	0	-1.44E-01	0.01245	1214.2226
-2.86E-03	0.3352	0.0156	0	-1666	-468.895	2135.6361	0	0.4351	0.01937	1226.7368
-3.73E-03	0.3483	0.0226	0	-1638	-517.3276	2154.4888	0	-0.5083	0.02767	1229.5198
-5.18E-03	0.3444	0.0304	0	-1528	-640.544	2168.1294	0	-0.3712	0.03736	1219.3987
-7.45E-03	0.3291	0.0386	0	-1574	-654.7118	2227.1402	0	-1.2641	0.04843	1258.3409
-0.0108	0.3063	0.0472	0	-1585	-729.7825	2315.1709	0	0.1023	0.06088	1291.6549
-0.0167	0.2588	0.0543	0	-1636	-747.3013	2382.6542	0	-0.3703	0.07471	1279.101
-0.0253	0.2018	0.0603	0	-1563	-747.3013	2310.4473	0	0.2245	0.08993	1201.9154
-0.0372	0.1339	0.0642	0	-1380	-885.9314	2266.0446	0	-0.2101	0.1065	1092.9012
-0.0445	0.1255	0.074	0	-1219	-941.8457	2160.0396	0	-0.9954	0.1245	1100.2279
-0.0522	0.1205	0.0848	0	-1089	-1004	2093.5469	0	0.7454	0.1439	1118.9392
-0.0602	0.1171	0.0964	0	-983.1034	-1062	2045.7403	0	1.07E+00	0.1646	1140.4734
-0.0688	0.1144	0.1089	0	-888.764	-1174	2062.2599	0	-0.026	0.1868	1158.1462
-0.0779	0.1125	0.1222	0	-806.0158	-1308	2115.0952	0	1.0194	0.2103	1174.7786
-0.0863	0.1162	0.1376	0	-760.3539	-1156	1915.5097	0	-1.1219	0.2352	1049.0737
-0.0729	0.2043	0.176	0	-674.941	-980.6023	1656.7454	0	1.2021	0.2615	633.9087
-0.0813	0.2017	0.1938	0	-631.0534	-1007	1637.8321	0	-0.2003	0.2892	639.5274

Tabla 44 Diagrama momento curvatura VAFc280 N16 Eje 3 Y 8

"VAF490 N8"			
Curvature	Moment		
0	0		
0.002767	1075.0304		
0.006918	1617.8757	K=	1.104351898
0.01245	1764.2386	My=	1617.8757
0.01937	1786.7041	Mu=	1786.7041
0.02767	1744.67		
0.03736	1777.593		
0.04843	1849.4675		
0.06088	1882.9625		
0.07471	1831.0407		
0.08993	1660.1523		
0.1065	1538.0727		
0.1245	1558.2317		
0.1439	1591.6624		
0.1646	1627.1591		
0.1868	1658.2029		
0.2103	1683.2693		
0.2352	1562.0368		
0.2615	1576.1659		
0.2892	925.7805		



Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Comp	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-6.64E-04	0.2429	1.97E-03	0	-1354	-230.4361	1583.0074	0	-1.54E+00	2.77E-03	1075.0304
-1.35E-03	0.2882	5.24E-03	0	-2230	-414.4422	2643.9591	0	-4.42E-01	6.92E-03	1617.8757
-2.02E-03	0.3205	9.83E-03	0	-2528	-538.4629	3066.0683	0	-1.10E-01	1.25E-02	1764.2386
-2.68E-03	0.3445	0.0158	0	-2527	-581.0985	3105.7253	0	-2.0553	0.01937	1786.7041
-3.83E-03	0.3446	0.0225	0	-2351	-760.3079	3110.0698	0	-0.857	0.02767	1744.67
-4.74E-03	0.356	0.0308	0	-2355	-806.0226	3160.367	0	-0.5596	0.03736	1777.593
-6.47E-03	0.3493	0.0396	0	-2315	-960.816	3275.8743	0	-0.1429	0.04843	1849.4675
-9.82E-03	0.3217	0.0481	0	-2361	-1002	3362.7563	0	-0.0285	0.06088	1882.9625
-0.0163	0.2645	0.0548	0	-2391	-1068	3457.7228	0	-1.08E+00	0.07471	1831.0407
-0.0264	0.189	0.0591	0	-2237	-1123	3362.1156	0	2.0971	0.08993	1660.1523
-0.0371	0.1345	0.0643	0	-1996	-1210	3203.642	0	-1.5861	0.1065	1538.0727
-0.0443	0.1274	0.0742	0	-1774	-1289	3065.6184	0	2.2472	0.1245	1558.2317
-0.0518	0.1229	0.0851	0	-1596	-1376	2971.9179	0	-0.1172	0.1439	1591.6624
-0.0597	0.1202	0.0969	0	-1450	-1461	2912.5167	0	1.7745	0.1646	1627.1591
-0.0682	0.1178	0.1095	0	-1314	-1630	2944.043	0	-0.1037	0.1868	1658.2029
-0.0771	0.1161	0.123	0	-1192	-1827	3019.7424	0	1.2356	0.2103	1683.2693
-0.0858	0.1183	0.1381	0	-1131	-1695	2825.1851	0	-0.2338	0.2352	1562.0368
-0.0956	0.1175	0.1533	0	-1045	-1820	2863.5861	0	-1.4238	0.2615	1576.1659
-0.082	0.1995	0.1932	0	-952.3047	-1462	2417.0186	0	2.3028	0.2892	925.7805

Tabla 45 Diagrama momento curvatura VAF490 N8 Eje 3 Y 8



"VAF280 N19"

Curvature	Moment
0	0
0.002767	650.6286
0.006918	945.0833
0.01245	1016.1152
0.01937	1029.0131
0.02352	1029.178
0.03736	1028.8219
0.04843	1076.6999
0.06088	1118.3215
0.07471	1142.2101
0.08993	1129.1483
0.1065	1026.4409
0.1245	978.3265
0.1439	954.7019
0.1646	966.6733
0.1868	977.8072
0.2103	989.2521
0.2352	860.5956
0.2615	542.2979
0.2892	542.0695

K= 1.075159407  
My= 945.0833  
Mu= 1016.1152



Concrete Strai	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Com	Steel Compres	Steel Tension	Prestress Forc	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-6.22E-04	0.2582	2.01E-03	0	-818.8232	-125.3623	943.9509	0	-2.35E-01	0.002767	650.6286
-1.25E-03	0.3029	5.34E-03	0	-1307	-220.9342	1527.5758	0	-1.92E-01	0.006918	945.0833
-1.86E-03	0.3334	9.99E-03	0	-1446	-284.0086	1729.2371	0	-2.75E-01	0.01245	1016.1152
-2.50E-03	0.3537	0.0159	0	-1440	-330.8097	1769.7902	0	-0.762	0.01937	1029.0131
-2.91E-03	0.3593	0.0195	0	-1436	-345.1111	1780.6042	0	-0.1001	0.02352	1029.178
-4.56E-03	0.361	0.031	0	-1375	-443.3517	1818.7366	0	-0.1121	0.03736	1028.8219
-6.17E-03	0.3556	0.0399	0	-1380	-512.4352	1891.0232	0	-1.0937	0.04843	1076.6999
-8.83E-03	0.3379	0.0491	0	-1421	-512.4352	1933.789	0	0.5851	0.06088	1118.3215
-0.0125	0.3156	0.0586	0	-1419	-586.1334	2004.2242	0	-1.3754	0.07471	1142.2101
-0.0185	0.2772	0.0671	0	-1436	-619.1925	2054.8052	0	-0.6667	0.08993	1129.1483
-0.0296	0.2049	0.0718	0	-1352	-621.7696	1973.1774	0	-0.3481	0.1065	1026.4409
-0.04	0.1619	0.0785	0	-1202	-768.0654	1970.5157	0	0.9331	0.1245	978.3265
-0.0513	0.1268	0.0857	0	-1086	-845.2125	1931.8492	0	0.3192	0.1439	954.7019
-0.0595	0.1215	0.0972	0	-981.2626	-892.8024	1874.0002	0	-6.48E-02	0.1646	966.6733
-0.0682	0.1178	0.1095	0	-894.6829	-927.1853	1822.491	0	0.6227	0.1868	977.8072
-0.0774	0.115	0.1227	0	-822.4845	-955.1549	1778.1163	0	0.4769	0.2103	989.2521
-0.0856	0.1191	0.1382	0	-759.1673	-974.7418	1733.7958	0	-0.1133	0.2352	860.5956
-0.0659	0.2308	0.1829	0	-664.65	-773.0327	1437.4607	0	-0.2221	0.2615	542.2979
-0.0767	0.2178	0.1985	0	-624.7866	-816.2819	1440.1401	0	-0.9284	0.2892	542.0695

Tabla 46 Diagrama momento curvatura VAF280 N19 Eje 3 Y 8

A continuación, se presentan los diagramas de balance energético de todos los mecanismos de disipación involucrados.

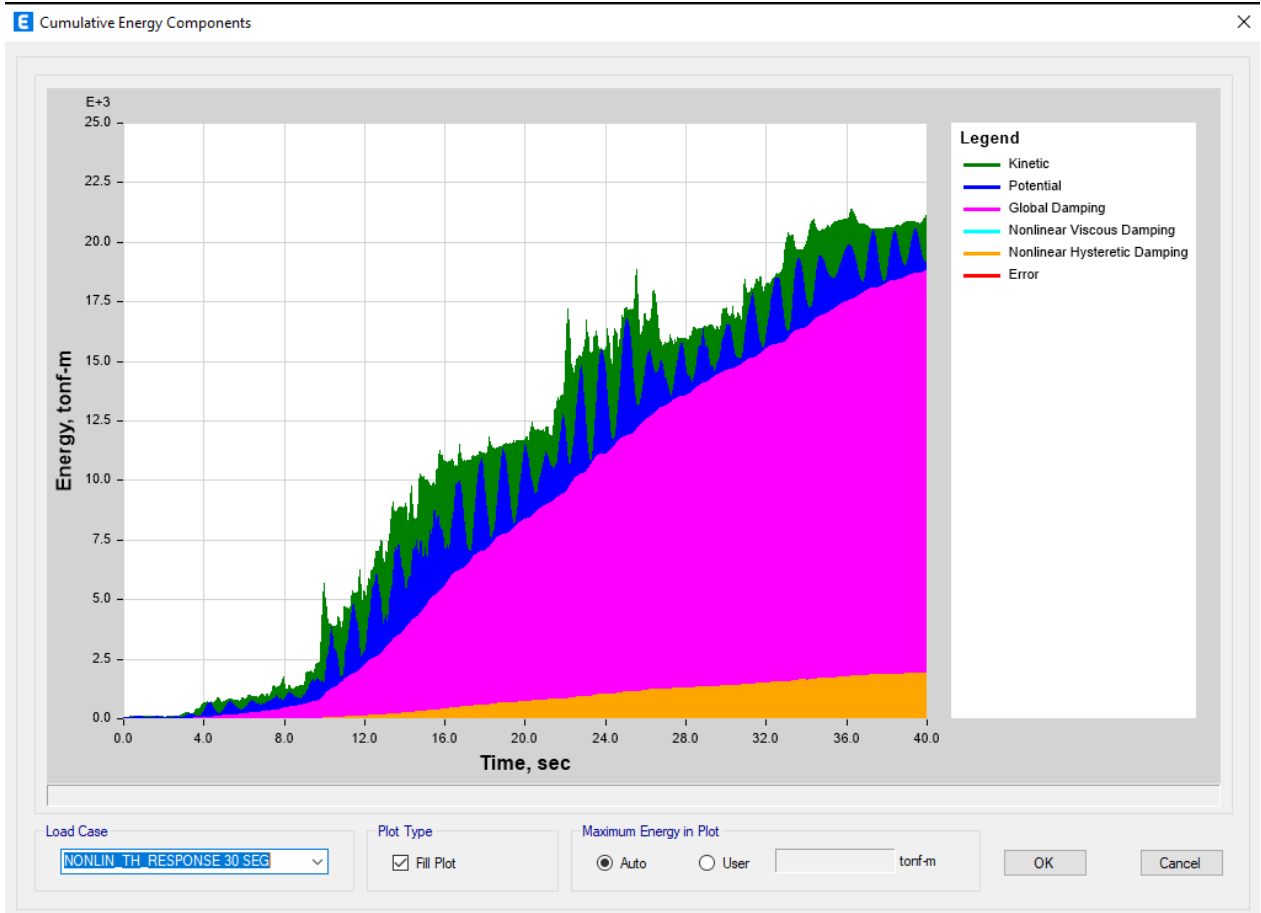


Figura 63 Tipos de energía en análisis energético para el registro sintético de 30 segundos.

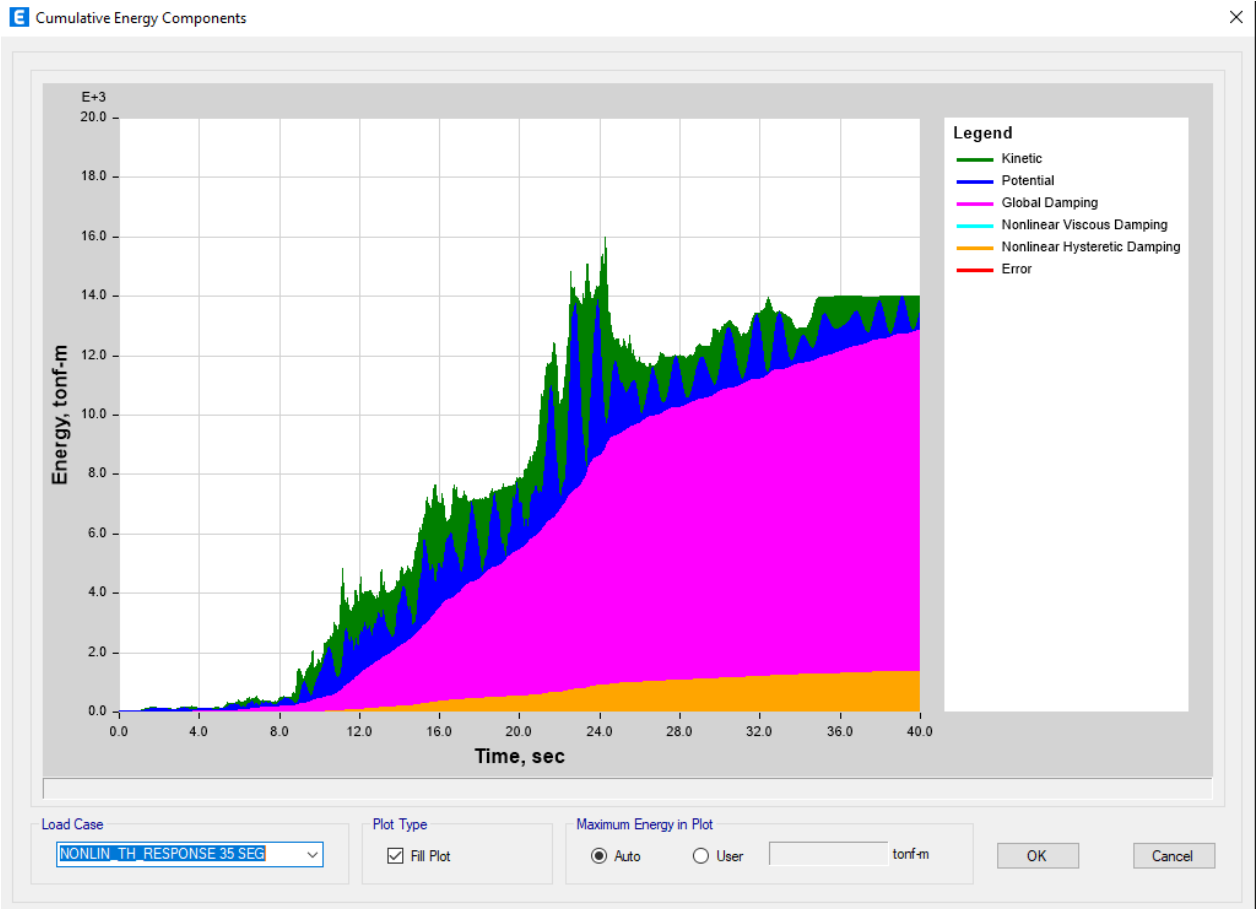


Figura 64 Tipos de energía en análisis energético para el registro sintético de 35 segundos.

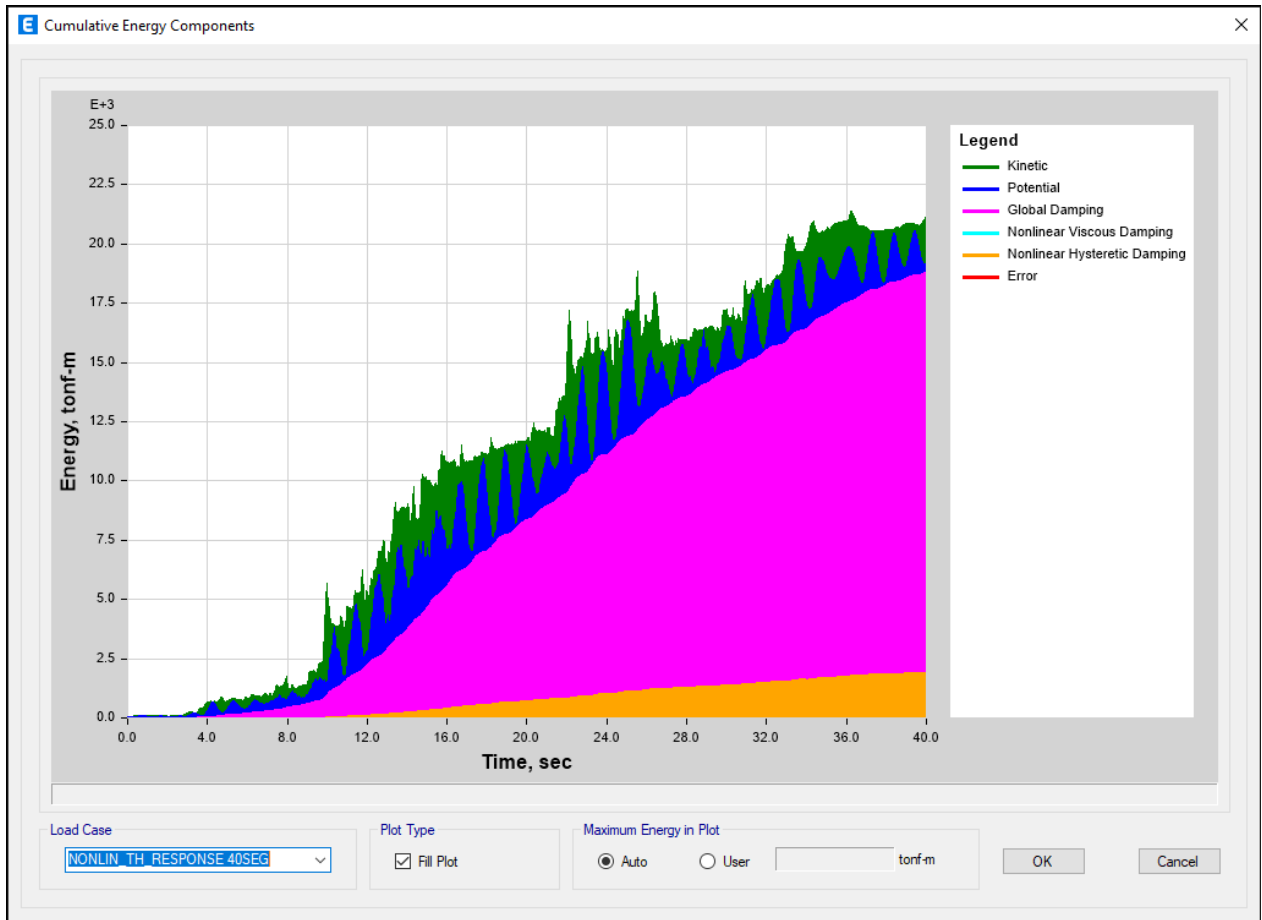


Figura 65 Tipos de energía en análisis energético para el registro sintético de 40 segundos.

# **PLANOS DESCRIPTIVOS**









