

OPTIMIZATION OF COUPLING BEAMS ON E4 SYSTEMS OF REINFORCED CONCRETE ACCORDING TO AGIES NSE 2018 AND ACI 318-19, FOR THE REDUCTION OF SEISMIC VULNERABILITY, THROUGH A NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSIS.

Mario Xicara López⁽¹⁾, Miguel Peralta Salas⁽²⁾, Genner Villarreal Castro⁽³⁾

⁽¹⁾Magister en Ingeniería estructural y sismorresistente, Universidad de San Carlos de Guatemala, Centro Universitario de Occidente, Calle Rodolfo Robles 29-99, Quezaltenango, Guatemala.
marioxicara@cunoc.edu.gt

⁽²⁾Magister en Ingeniería Estructural, Profesor Titular, Escuela de Ingeniería en Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica, Calle 15, Avenida 14, Cartago, Costa Rica.
mperalta@tec.ac.cr

⁽³⁾Doctor (PhD) en Ingeniería Sismorresistente, Profesor Extraordinario, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Privada Antenor Orrego, Av. América Sur 3145, Urb. Monserrate, Trujillo, Perú.
gvillarrealc@upao.edu.pe

Received: August 2021. Accepted: May 2022. Published: June 2022

ABSTRACT

In construction practice, very few structural designers currently make use of coupling beams for the construction of tall buildings, due to the architectural limitations with respect to the mezzanine height and useful height since they have ratio restrictions that generally architecture does not accept as a parameter of structural elements. The detailed correctness of a coupling beam must comply with several conditions that the ACI code 318 establishes, overcoming these limitations, if everything was done correctly the coupling beams offer a reduction of about 50% of the maximum allowed lateral drift compared to the use of beams governed by flexed behavior as will be seen in the present study. The research proposal is focused on making use of dynamic nonlinear structural analysis, the amount of energy absorbed in the coupled dual structural system and each coupling beam must be quantified to know what dimensions optimize the building beams of 20 level building proposed in this investigation, previously designed with ACI Code 318-19, which allows the use of high strength steels up to grade 100 in longitudinal and diagonal reinforcement, reducing the seismic vulnerability of the structure by having a correct seismic-resistant performance.

Keywords: Dual systems, Seismic vulnerability, Shear walls, Coupling beams.

OPTIMIZACIÓN DE VIGAS DE ACOUPLE EN SISTEMAS E4 DE CONCRETO ARMADO SEGÚN AGIES NSE 2018 Y ACI 318-19, PARA LA REDUCCIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, MEDIANTE UN ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

RESUMEN

En la práctica de la construcción en la República de Guatemala, actualmente muy pocos diseñadores estructurales 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 que generalmente la arquitectura no acepta como un parámetro de elementos estructurales. El correcto 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 ofrecen una reducción de alrededor de un 50% de la deriva lateral máxima permitida comparadas con el uso de vigas gobernadas por comportamiento flexionante como se verá en el presente estudio. La propuesta de investigación está enfocada en hacer uso del análisis estructural no lineal dinámico, se deberá de cuantificar la cantidad de energía absorbida en el sistema estructural E4 (sistema dual acoplado) y de cada viga de acople para saber que dimensiones optimizan las vigas de acople del edificio de 20 niveles propuesto en esta investigación, previamente diseñadas con el Código ACI 318-19, que permite el uso de aceros de alta resistencia hasta el grado 100 en el refuerzo longitudinal y diagonal, disminuyendo la vulnerabilidad sísmica de la estructura al tener un correcto desempeño sismorresistente.

Palabras clave: Sistemas duales, Vulnerabilidad sísmica, Muros de corte, Vigas de acople

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,

Se corrobora la hipótesis, analizando 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 plásticas basadas en la teoría de ciclos histreticos 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 obtuvieron tres pares de registros 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.

2. EDIFICIO EN ESTUDIO

2.1. Características generales del edificio

El cumplimiento de la normativa de Seguridad Estructural de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica 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 corte 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 tendrán, con una resistencia a compresión (f'_c) de 280 kg/cm², 350 kg/cm², 420 kg/cm², 490 kg/cm², y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm². 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, lo que condensa los grados de libertad a tres por piso, es decir se tienen libertad de movimiento traslacional en dos direcciones de análisis ortogonales entre sí y rotacional en planta, en cada uno de los niveles de la torre, se utilizaron secciones rectangulares en vigas perimetrales y principales del sistema de resistencia lateral y bajo el supuesto del uso del diafragma rígido esto es permitido.

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

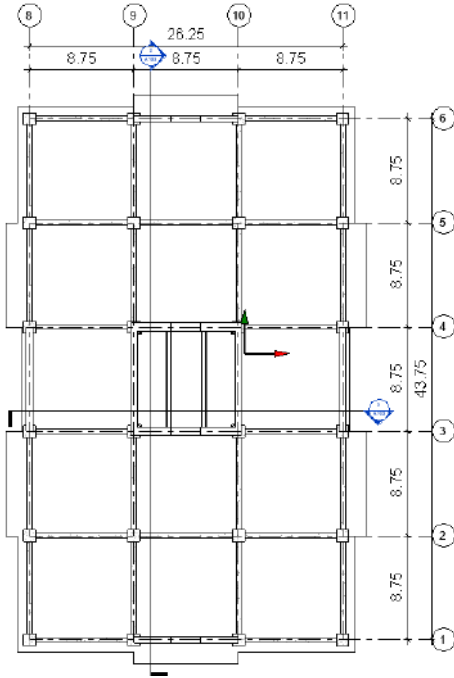
La configuración estructural de la edificación es la siguiente y se presenta en la Figura 1:

Cantidad de niveles = 20 pisos + área de azotea para eventos sociales

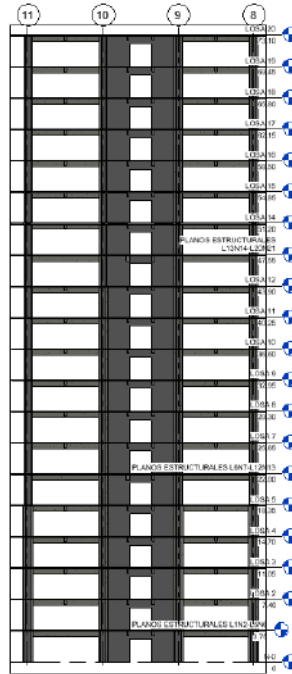
Dimensiones = 43.75 x 26.25 m a ejes

Área = 1,296.98 metros cuadrados

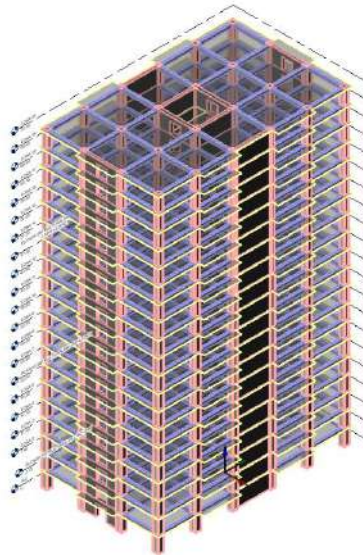
Uso = Apartamentos, hotel y oficinas



a) Planta esquemática



b) Elevación Norte y Sur



Codigo de colores

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

Sistema de Entrepiso = Amarillo (Losas macizas)

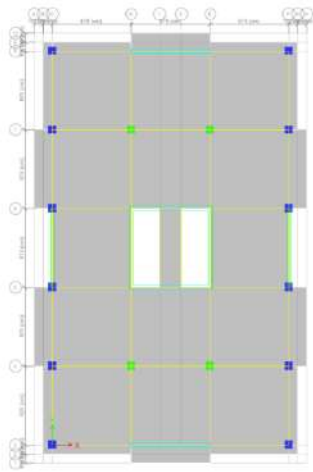
Sistema resistente a carga vertical (Columnas, muros y muros acoplados)

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

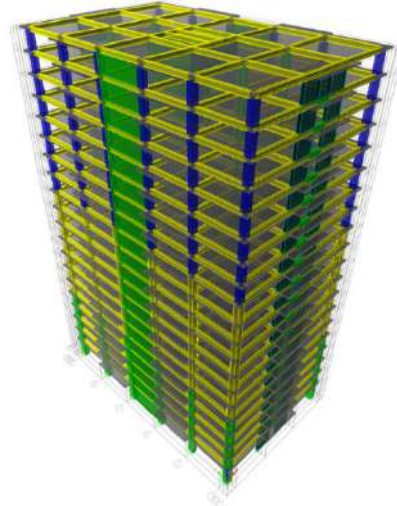
3. ANALISIS ESTRUCTURAL ESTATICO Y DINAMICO MODAL ESPECTRAL

3.1. Procedimiento de modelado

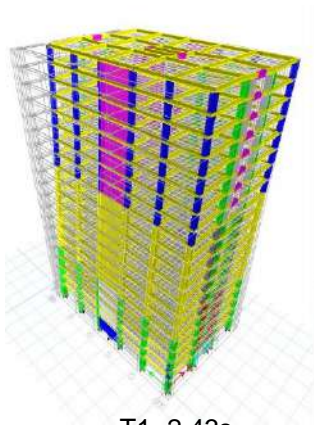
En este estudio, se eligió un edificio de concreto reforzado con sistema estructural E4 como problema para realizar la optimización de las vigas de acople. La estructura tiene tres claros en la dirección horizontal y cinco claros en la dirección vertical vista en planta, con longitudes a ejes de 8.75 m respectivamente. Se predeterminaron secciones de vigas, columnas y muros de corte, 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/cm² hasta los 490 kgf/cm², la resistencia a fluencia del acero se determinó inicialmente para el acero A706 grado 60, en la Figura 2 se muestra el edificio.



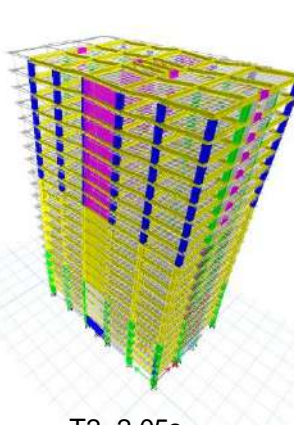
(a) Planta típica



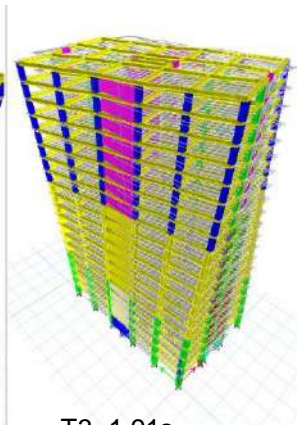
(b) Vista en 3D



T1=2.43s
(c) Modo 1



T2=2.05s
(d) Modo 2



T3=1.91s
(e) Moddo3

Figura 2 Modelo de un edificio en estudio y modos de vibraci3n principales ordenados, traslacionales los primeros dos y rotacional el tercero.

Factores de participaci3n 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 participaci3n de masa modal y periodos naturales de vibraci3n.

Se puede comprobar que los modos de vibraci3n de la estructura son ordenados, siendo los dos primeros dos de translaci3n y el tercero con comportamiento torsional en planta respectivamente.

3.2. 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, dado que es el parámetro que da valores máximos del espectro genérico de respuesta, igual que la clasificaci3n de la AGIES NSE (2018), el Factor de modificaci3n de respuesta post-elasticas $R=7$, y S_1 y S_s son 1.5 y 0.55 respectivamente. Únicamente las cargas gravitacionales descritas en la Tabla 2 y laterales seran consideradas durante el procedimiento de optimizaci3n y se utilizaran las combinaciones de carga de AGIES NSE 2 2018 como siguen:

Subestructura	Uso	CMS (kgf/m ²)	CVR (kgf/m ²)	CVNR (kgf/m ²)	CPER (kgf/m)
LOSAS 1- LOSA 19	Habitacional, oficinas	225	n/a	250	1450
LOSA 20	Azotea	225	125	n/a	350
ESCALERAS	Circulaci3n	100	n/a	500	n/a
PASILLO	Circulaci3n	125	n/a	500	n/a

Tabla 2 Integraci3n 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 ± Shd	(CR4)
0.9 M - Svd ± Shd	(CR5)
1.0 M - Svd ± 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.

3.3. Análisis de la estructura

Para validar los análisis estructurales propuestos, estático lineal y modal espectral.

Se realizó de acuerdo según lo especificado en la sección 6.6.3.1.1 y la tabla 6.6.3.1. del ACI 318-19 en la 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:

$I_{viga} = 0.35 I_g$, ACI 318-19(6.6.3.1.1a)	(Ecuación 3.1)
$I_{columna} = 0.70 I_g$, ACI 318-19 (6.6.3.1.1a)	(Ecuación 3.2)
$I_{muro} = 0.70 I_g$ (Sin agrietamiento), ACI 318-19 (6.6.3.1.1a)	(Ecuación 3.3)
$I_{muro} = 0.35 I_g$ (Agietado), ACI 318-19 (6.6.3.1.1a)	(Ecuación 3.4)
$A_{viga} = A_g$, ACI 318-19 (6.6.3.1.1a)	(Ecuación 3.5)
$A_{columna} = A_g$, ACI 318-19 (6.6.3.1.1a)	(Ecuación 3.6)
$A_{corte} = bwh$, ACI 318-19 (6.6.3.1.1a)	(Ecuación 3.7)

Donde; 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.

3.4. 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 a 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
- ndice 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
- $S_{cr} = 1.50 g$
- $S_{1r} = 0.55 g$
- 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 sera similar al sistema E3 (Sistema estructural de muros de alta o baja ductilidad) en todos los aspectos, excepto que debera 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 sollicitaciones sísmicas totales. Los marcos también podran 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 podran excluirse del sistema sismo-resistente, pero deberan 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 aplicara en elementos estructurales con componentes para aumentar la resistencia elástica.

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

ρ (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 más de tres ejes estructurales en ambas direcciones de análisis.

Cargas Permanentes para cálculo de masa sísmica: Peso propio (PP) + carga muerta superpuesta (CMS)+ 25% cargas vivas no reducibles (CVNR).

3.5. 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 calibración es = 29,638 Tonf.

Cortante Basal:

El cortante basal calibrado en la dirección Este-Oeste (X) es = 3000 Tonf.
El cortante basal calibrado en la dirección Norte- Sur (Y) es = 3271Tonf.

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 derivas 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 $\Delta u = 0.02/CdIe = 0.02/(5.5*1.25) = 0.002908$ (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 Δu	Nivel de Deriva	Deriva Máxima Admisible Δ_{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 3 Comparaci3n de derivas laterales admisibles vs derivas laterales unitarias máximas de entrespiso.

A continuaci3n, se presentarán los resultados en forma gráfica del análisis modal espectral y análisis esttico equivalente en el programa ETABS.

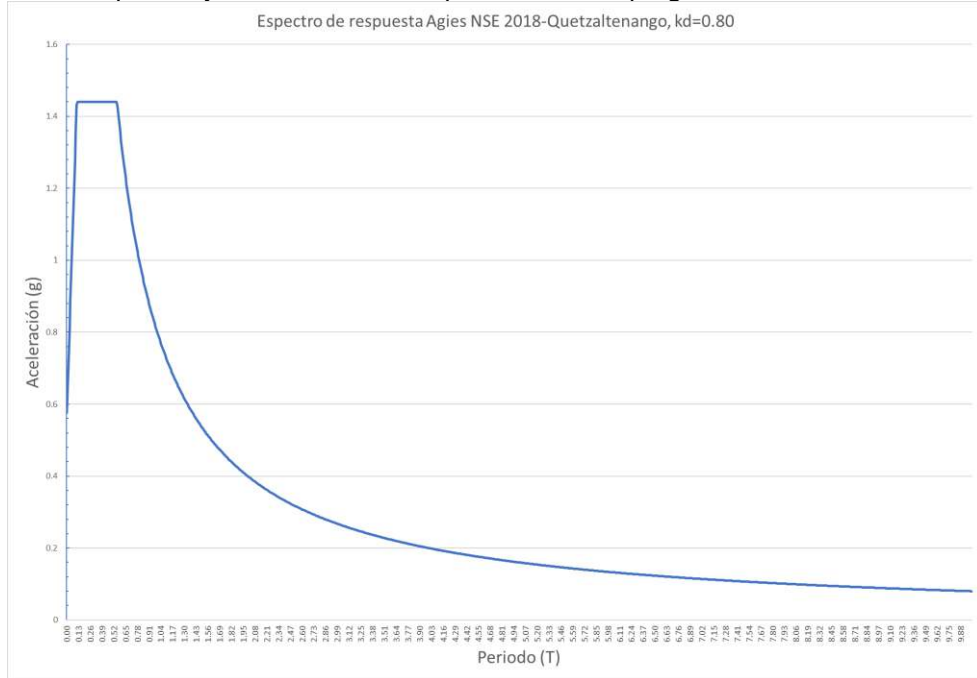


Figura 4 Espectro de respuesta AGIES NSE 2018 para la zona 9 de Quetzaltenango.

NIVEL DE ANALISIS	TIPO DE CASO SISMICO	CORTANTE BASAL X-X (Tonf)	CORTANTE BASAL Y-Y (Tonf)
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 4 Resultados de cortantes basales estticos, dinámico espectral de diseño y dinámico espectral de derivas calibrados a nivel de cedencia.

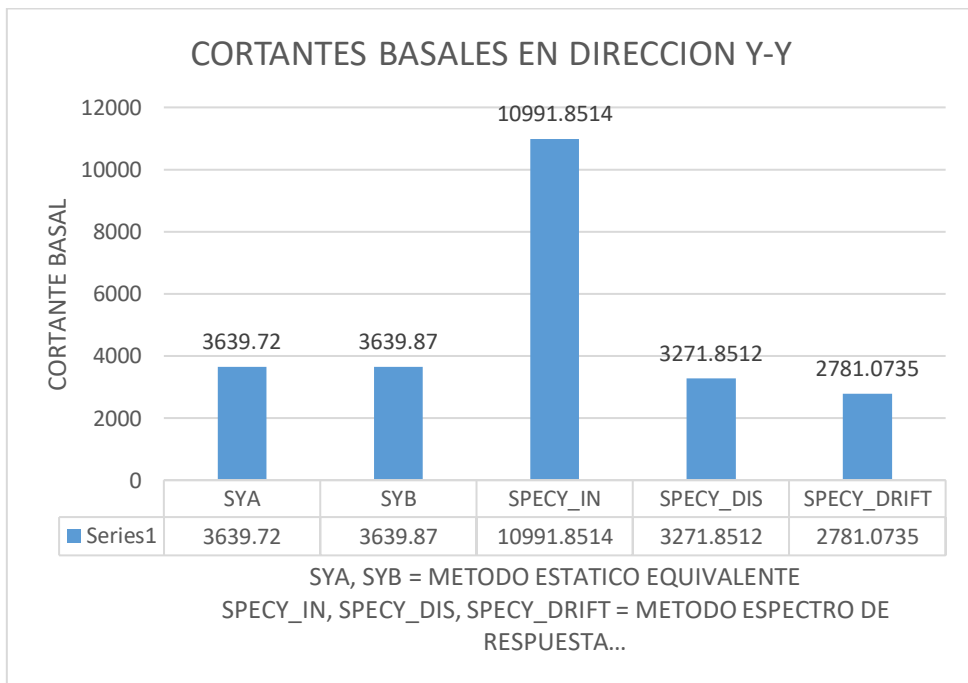
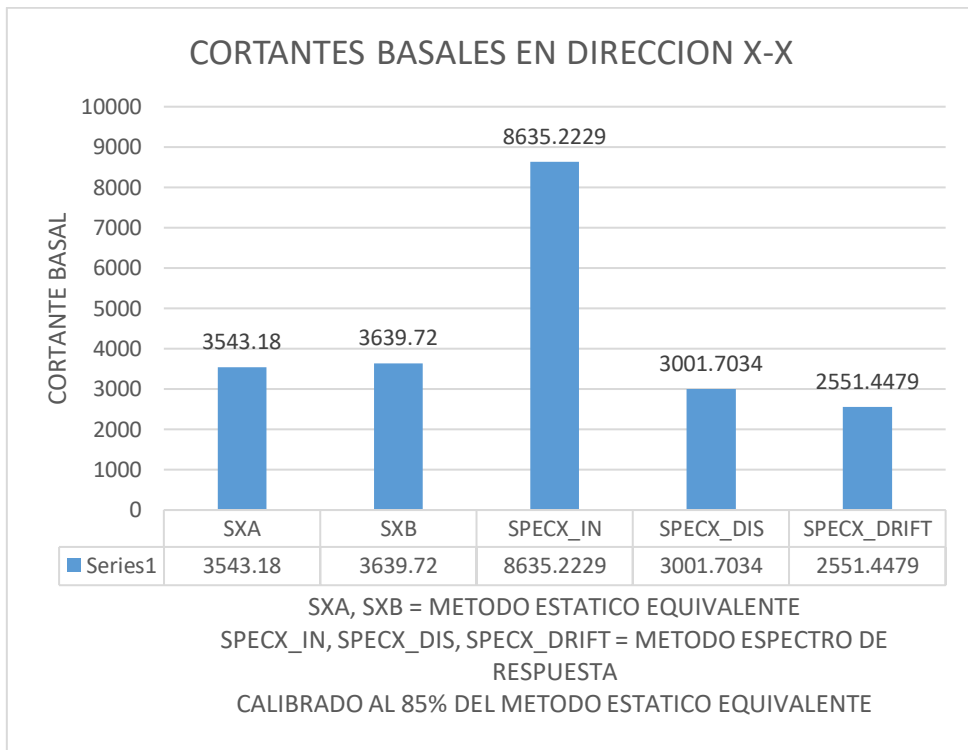


Figura 5 Representación gráfica de los métodos de calibración del sismo estático equivalente y el método modal espectral para las dos direcciones de análisis principal



Figura 6 Deriva lateral sentido Este-Oeste al límite de cedencia con el sismo de diseño dinámico al 99% de la deriva lateral máxima permisible.



Figura 7 Deriva lateral por nivel sentido Norte-Sur al límite de cedencia con el sismo de diseño dinámico al 67% de la deriva lateral máxima permisible.

En la tabla 3 se presenta un resumen de las secciones de diseño obtenidas para cada uno de los modelos en estudio.

ESTRUCTURA	Nivel	Vigas (cm)	Columnas (cm)	Muros estructurales X-X(cm)	Muros estructurales Y-Y(cm)
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 5 Secciones de diseño estructural

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

3.6. 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:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ecuación (3.8)}$$

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

Δ_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- Δ 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.

$$f_{p-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i} \quad \text{Ecuación (3.9)}$$

Dónde:

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

Q_i Índice de estabilidad del piso i

3.7. Efectos P-Delta

Para efectos prácticos se considera por medio del coeficiente de estabilidad Theta (θ), se describe la ecuaci3n en ASCE 7-16 (12.8-16) de la siguiente forma:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad \text{Ecuaci3n (3.10)}$$

D3nde:

P_x : Carga vertical total de dise1o sobre el nivel x

Δ : Deriva de dise1o

I_e : Factor de importancia

V_x : Cortante basal de dise1o 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 θ_{MAX} , la diferencia radica en límite máximo que se debe obtener por la siguiente ecuaci3n:

$$\theta_{MAX} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad \text{Ecuaci3n (3.11)}$$

Donde:

θ_{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.

β : Es una relaci3n 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 tom3 como 1.0, se toma este valor para esta del lado de la seguridad estructural.

Si de la ecuaci3n 3.11 despejamos $1/\beta$, podemos obtener para cada entrepiso la sobre resistencia requerida.

$$\frac{1}{\beta} = \frac{C_d \theta}{0.5} \quad \text{Ecuaci3n (3.12)}$$

En las tablas 4 y 5 se presenta el resumen de la verificaci3n 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)			
				$\beta = 1.00$ DATO CONSERVADOR			
DIRECCION X							
Nivel	hsx (m)	Px (Ton)	Δ_x (cm)	Vx (Ton)	θ_x	θ_{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 6 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)	Δ_x (cm)	V _x (Ton)	θ_x	θ_{max}	Conclusi3n
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 7 Revisi3n de Efecto P-Delta en direcci3n Norte-Sur.

3.8. 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 18.1.0

License #*1Z9ZXB5DB2GG6FK

ETABS Shear Wall Design

Spandrel Details

Story ID	Spandrel ID	Centroid X (in)	Centroid Y (in)	Depth (in)	Width (in)	LLRF
LOSA 5/N6	S1	488.7323	0	31.4981	19.688	1

Material Properties

E_c (lb/in ²)	f'_c (lb/in ²)	LT.Wt Factor (Unitless)	f_y (lb/in ²)	f_{yk} (lb/in ²)
4709800.78	6989.44	1	80000	80000

Design Code Parameters

ϕ_s	ϕ_c	ϕ_v	ϕ_v (Seismic)
0.9	0.95	0.75	0.6

Spandrel Flexural Design—Top Reinforcement

Station Location	Reinf Area in ²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M_u kip-ft
Left	8.5024	1.37	CR4X	-1000.8864
Right	8.5022	1.37	CR4X	-1000.8482

Spandrel Flexural Design—Bottom Reinforcement

Station Location	Reinf Area in ²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M_u kip-ft
Left	8.5024	1.37	CR4X	1000.8864
Right	8.5022	1.37	CR4X	1000.8482

Spandrel Shear Design

Station Location	A_{vel} in ² /ft	A_{vsh} in ² /ft	ShearCombo	V_u kip	ϕV_c kip	ϕV_s kip	ϕV_k kip
Left	2.0043	0.5906	CR4X	231.451	55.9	175.551	231.451
Right	2.0043	0.5906	CR4X	231.447	55.9	175.548	231.447

Spandrel Shear Design—Diagonal Reinforcement

Station Location	A_{diag} in ²	Shear Combo	V_u kip	$V_{u,Limit}$ 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

Grafica 3 Diseño de elemento Frame B2, Viga de acople unidades en sistema inglés.

REFUERZO DIAGONAL DE VIGA DE ACOPLA			
Valores de entrada en color amarillo			
f_y =	60	ksi	
f_c =	4	ksi	
A_{diag} =	2.02	in ²	
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	$4 + \left(\frac{14 - d_c}{3}\right)$ 4 in. $\leq S_x \leq$ 6 in.
Controla la maxima separacion S_{max} =	4.921	in	
Recubrimiento =	1	in	
Altura de estribos en la diagonal C/C, h_c =	13	in	
Espaciamento del refuerzo vertical C/C, h_x =	14	in	
A_g =	210.25	in ²	
A_{ch} =	169.00	in ²	
A_{sh} =	0.31	in ²	$A_{sh} = 0.3 \left(A_h \frac{f_c'}{f_y} \right) \left[\frac{A_{ch}}{A_g} - 1 \right]$
A_{sh} or	0.38	in ²	$A_{sh} = 0.09 s d_c \frac{f_c'}{f_y}$
A_{sh} max =	0.38	in ²	
seleccionar tamaño de barra para estribo y eslabon =	# 4		
Numero de patas =	3	No	
Area provista A_{sh} =	0.59	in ²	
REFUERZO ADICIONAL, HORIZONTAL Y VERTICAL EN VIGA DE ACOPLA			
h_s =	31.5	in	
S_{max} =	5.899	in	d/5
S_{max} or	12	12 in	ACI 318-19 SECCION 18.10.7.4
Acero minimo vertical A_{vert} =	0.591	in ² /feet	0.0025 $t_s S$
acero de ETABS A_{vert} =	0.591	in ² /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 ² /feet	0.0020 $t_s \times h$
A_{horiz} =	0.591	in ² /feet	
Required Horizontal Spacing =	4.5	in	
Choose S =	5	in	OK

Figura 7 Comprobación de diseño de viga de acople de programa ETABS, unidades en sistema inglés.

4. ANALISIS ESTRUCTURAL DINAMICO NO LINEAL Y NIVELES DE DESEMPEÑO

4.1. 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.

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 investigación.

4.2. Normativa para modelar y realizar un análisis no lineal dinámico.

La normativa inicial a utilizar está basado en los estudios, investigaciones de las publicaciones la American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-13 (2014), para determinar esto.

Son guías para la evaluación sísmica de estructuras existentes y nuevas, el programa ETABS hace empleo de esta normativa para determinar los niveles de desempeño y propiedades de rótulas plásticas, que son necesarias para realizar el análisis no lineal.

También se abordarán 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.

4.3. Modelos histéreticos

Un análisis de respuesta sísmica inelástica de estructuras requiere modelos de histéresis, los cuales pueden 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 deben 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.

El estado del arte no proporciona un método confiable para estimar la rigidez inicial, deformación de fluencia y la deformación última. 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 del refuerzo dentro del miembro. Por tanto, las expresiones empíricas son necesarias para la estimación de la deformación de fluencia y deformación última.

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 representada 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.

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.

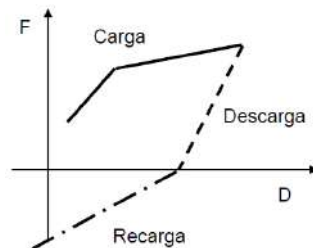


Figura 8 Definición de un ciclo de histéresis

4.4. 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.

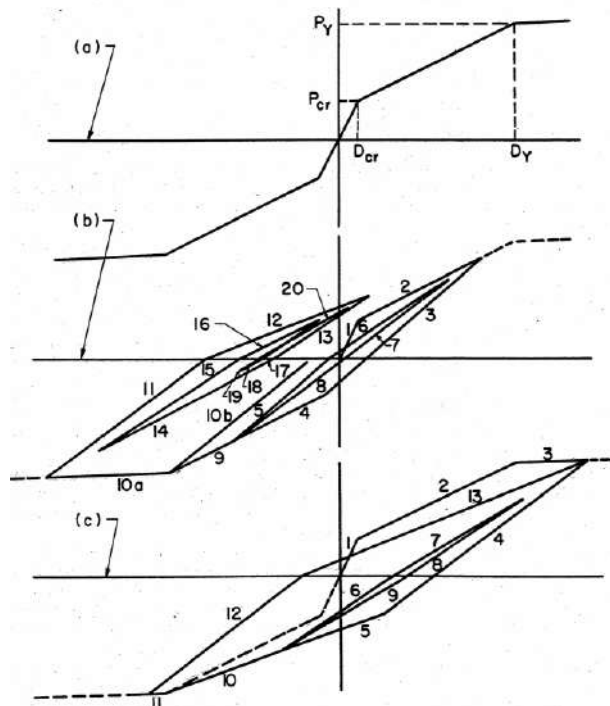


Figura 9 Modelo de Histeresis de Takeda

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 en Figura 9b. Si la descarga ocurre antes de la deformación representada por el segmento 2, las reglas no proveen un lazo histérico.
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 $P_2 < P_1$.	Descarga paralela a la curva de carga para medio ciclo.	Segmento 5 paralelo al segmento 3 en Figura 9b.
3	Una carga P_1 es alcanzada en una	La descarga sigue una línea recta que une el punto del	Segmento 10b en la Figura 9b.

- direcci3n de tal manera que $P_{cr} < P_1 < P$. Luego la carga se invierte a $-P_3$ de manera que $P_3 > P_1$.
- 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 no contiene tal punto, vaya al ciclo anterior y continúe el proceso hasta que se encuentre tal punto. A continuaci3n, conecte este punto hasta el punto de carga cero.
Excepci3n: Si el punto de fluencia no ha sido excedido y si el punto de carga cero no se encuentran dentro de la proyecci3n horizontal de la curva primaria para esa direcci3n de carga, conecte el punto de carga cero con el punto de fluencia para obtener la pendiente de carga.
- 5 La carga de Fluencia, P_y , se supera en una direcci3n. La curva de descarga sigue la pendiente dada por la ecuaci3n siguiente:
$$k_r = k_y (D_y/D)^{0.4}$$
Donde k_r = pendiente de la curva de descarga, k_y = pendiente de una línea que une el punto de fluencia en una direcci3n al punto de agrietamiento en la otra, D_y = deflexi3n en la fluencia, D = deflexi3n máxima en la direcci3n de la carga.
- 6 La carga de fluencia se supera en una direcci3n, pero la carga de agrietamiento no se El segmento 12 en la Figura 8b representa la excepci3n. Este está dirigido al punto de fluencia antes del punto más alto en el segmento 2. El segmento 8 en la figura 9b, representa una aplicaci3n rutinaria, donde el segmento 20 representa un caso donde la carga en la curva está dirigida al punto máximo en el segmento 12
- Segmento 4, en la Figura 9c.
- Segmentos 4 y 5 en la Figura 9c.

- supera en la dirección opuesta. Luego, la curva de carga está dirigida al punto de fluencia.
- 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, descarga 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 9b.

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. Estas reglas de histéresis son extensas y comprensibles

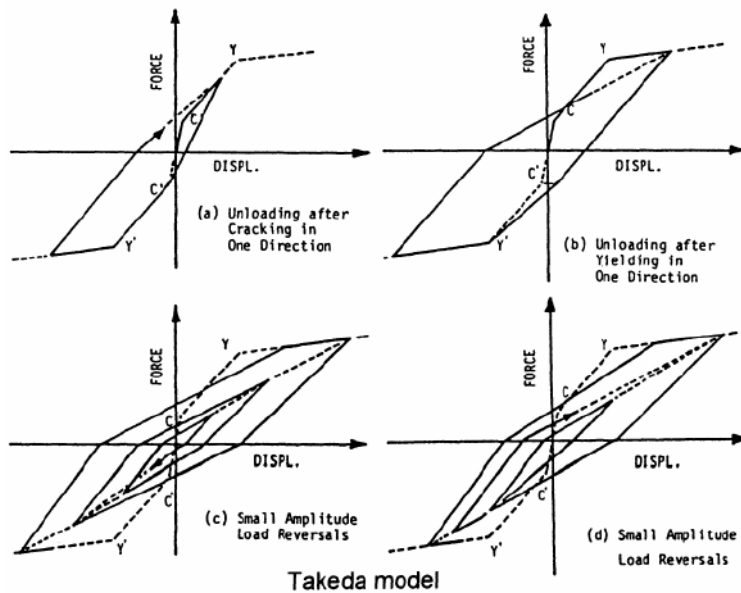


Figura 10 Modelo de Takeda (Tomado de Lecture Notes, Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings, August 2002 Shusuke Otani, Chapter 11, page 25).

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

$$E_h = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1 - \frac{D_c}{D_y} \mu^\alpha (1 - \beta + \mu\beta)}{1 - \frac{F_c}{F_y} \mu} \right) \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

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 10.

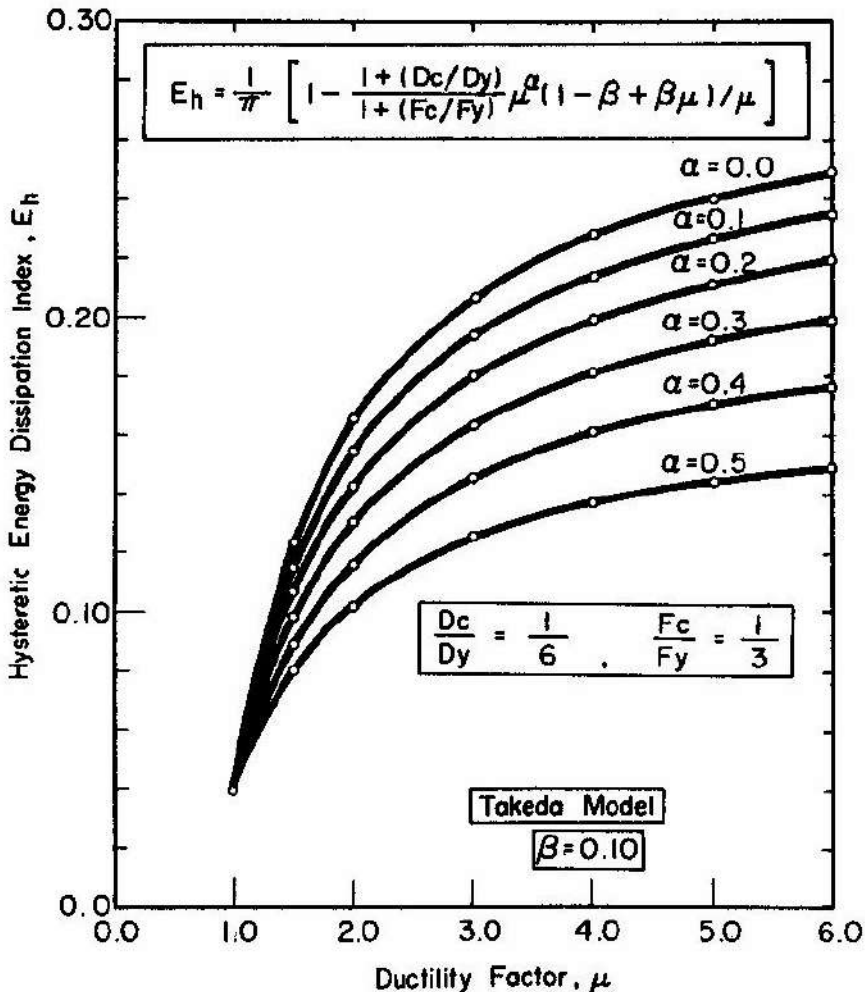


Figura 11 ndice de disipación de energía para el modelo de degradación de Takeda (Tomado de Lecture Notes, Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings, August 2002 Shusuke Otani, Chapter 11, page 25).

4.5. 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. Miguel Peralta Salas, 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.

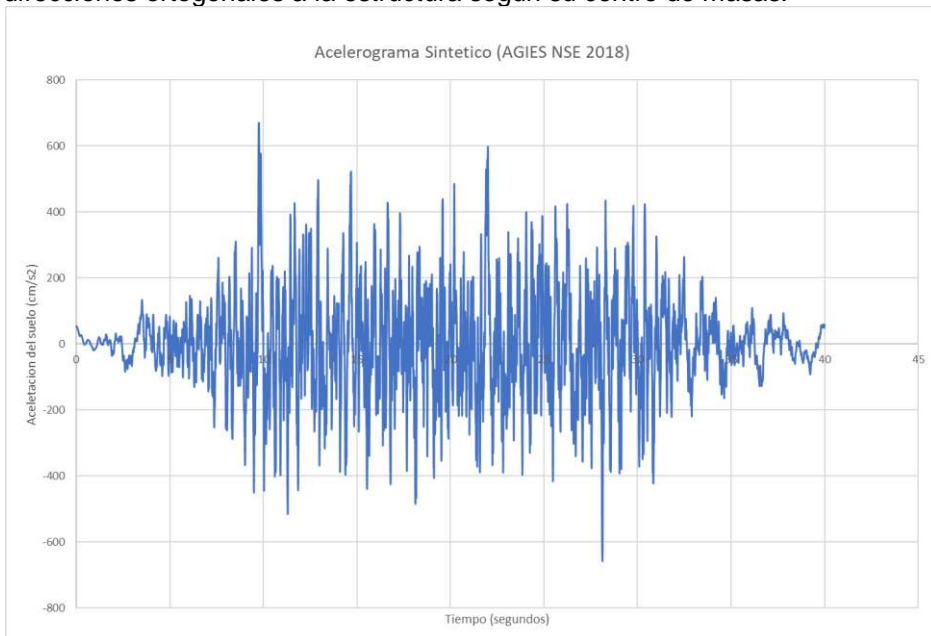


Figura 12 Registro sintético de 40 segundos para espectro de diseño de normativa AGIES NSE 2018 Fuente: Autoria Propia.

El análisis nombrado anteriormente establecido por el Seismic Evaluación and retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13), se toma el análisis dinámico no lineal, que utiliza la metodología de FEMA 270 y FEMA 356.

Se debe de realizar y determinar según lo establecido en FEMA 356, en concreto en la sección 3.3.4 que se refiere al procedimiento para análisis dinámico no lineal NDP (Non linear Dynamic Procedure por sus siglas en ingles)

4.6. Registros de aceleración sintéticos.

El alcance de esta investigaci3n no es la determinaci3n y generaci3n de acelerogramas sintéticos, sino fundamentar los principios matemáticos y deterministas que los gobiernan.

En el libro *Dynamics of Structures* (Clough. & Penzien, 2003) en la secci3n 25-4 se describe la metodología usada para la generaci3n de acelerogramas sintéticos basados en un espectro de respuesta de diseño estructural.

Se basa en los conceptos de la secci3n 25-3 de libro *Dynamics of Structures*, 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 estn 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 predicci3n de los niveles máximos de respuestas estructurales.

Existen varias razones para tener para 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 de la estructura, que causan una dificultad al encontrar una contribuci3n a la respuesta al momento de realizar una combinaci3n modal se puede resolver mejor al realizar un análisis no lineal tiempo historia.

El modelado que contiene parámetros críticos dependientes de la frecuencia sera otro caso. Independiente de la raz3n 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.

4.7. Registros de aceleración sísmico escalados.

Para comparar el hecho de realizar esta investigación con tres pares de registros sintéticos, se seleccionaron 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 usados en el ADNL:

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"/>	1	SRSS	88	0.1761	4.7818	7.4	23.6	0.2	1971	San Fernando Santa Felita Dam (Outlet)	6.61	Reverse
<input checked="" type="checkbox"/>	2	SRSS	164	0.1868	2.7652	19.7	36.4	1.3	1979	Imperial Valley-06 Cerro Prieto	6.53	strike slip
<input checked="" type="checkbox"/>	3	SRSS	286	0.186	3.8272	16.8	27	0.2	1980	Irpinia, Italy-01 Bisaccia	6.9	Normal
<input checked="" type="checkbox"/>	4	SRSS	740	0.1215	4.9886	8.5	15.6	0.1	1989	Loma Prieta Anderson Dam (L Abut)	6.93	Reverse Oblique
<input checked="" type="checkbox"/>	5	SRSS	755	0.2091	2.0704	6	15.7	1.5	1989	Loma Prieta Coyote Lake Dam - Southwest Abutment	6.93	Reverse Oblique
<input checked="" type="checkbox"/>	6	SRSS	827	0.1222	2.9234	11.3	18.7	0.3	1992	Cape Mendocino Fortuna - Fortuna Blvd	7.01	Reverse
<input checked="" type="checkbox"/>	8	SRSS	1083	0.279	3.5598	6.8	15.9	0.5	1994	Northridge-01 Sunland - Mt Gleason Ave	6.69	Reverse
<input checked="" type="checkbox"/>	9	SRSS	1614	0.1734	4.5273	9.7	15.5	0.2	1999	Duzce, Turkey Lamont 1061	7.14	strike slip
<input checked="" type="checkbox"/>	11	SRSS	3750	0.0657	1.5633	8	15.3	0.9	1992	Cape Mendocino Loleta Fire Station	7.01	Reverse
<input checked="" type="checkbox"/>	12	SRSS	3757	0.1097	3.3563	25	35.9	0.7	1992	Landers North Palm Springs Fire Sta #36	7.28	strike slip

Tabla 8 Lista de registros acelerograficos tomados de la base de datos de PEER (PEER Ground Motion Database, Time Series Search Report -- NGA-West2 -- 2021-11-14)

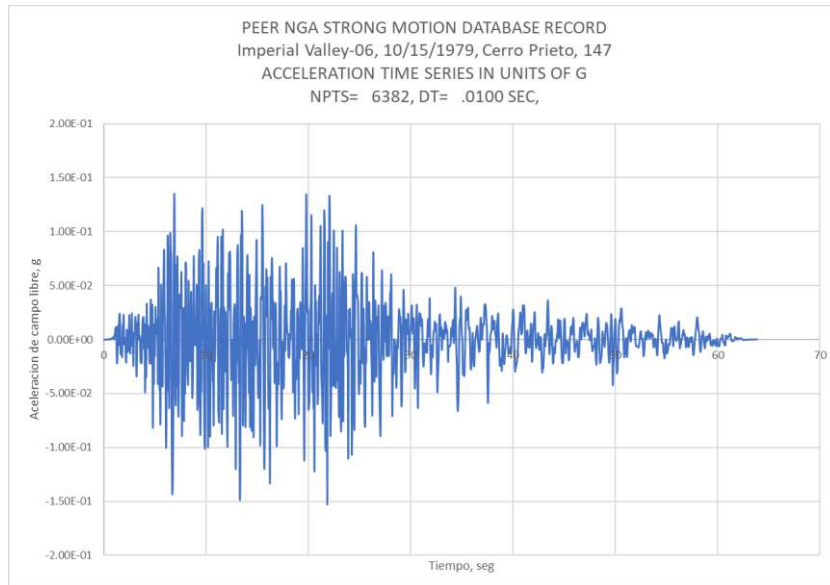


Figura 12 Ejemplo de 1 registro de aceleración del sismo Imperial Valley en 1970 de los 11 pares de registros elegidos, duración 63.24 segundos para escalar al espectro de diseño de normativa AGIES NSE 2018 Fuente: Autoría Propia.

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.

4.8. Objetivos de desempeño.

El objetivo de la Rehabilitación es el estado de “Desempeño” que se espera tenga la estructura bajo un sismo 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 son:

1. Ocupación Inmediata (IO por sus siglas en inglés Inmediatly Occupation)
2. Seguridad de vida (LS por sus siglas en inglés Life Security)

3. Prevención de colapso (CP por sus siglas en inglés Collapse Prevention)

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

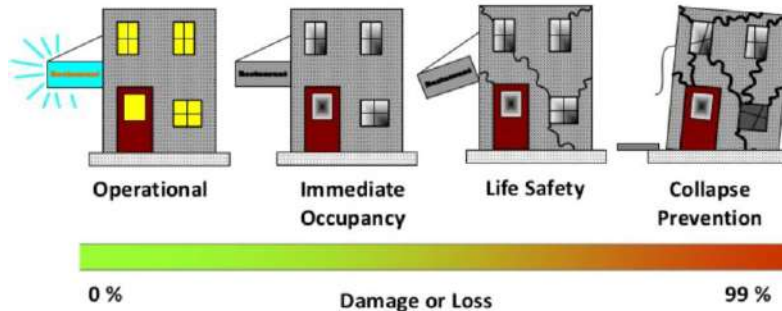


Figura 13 Gráfico de objetivos de desempeño gráfico según FEMA 451 B.

4.9. Modelado de elementos en concreto reforzado

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

4.10. Modelos no lineales de elementos estructurales.

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

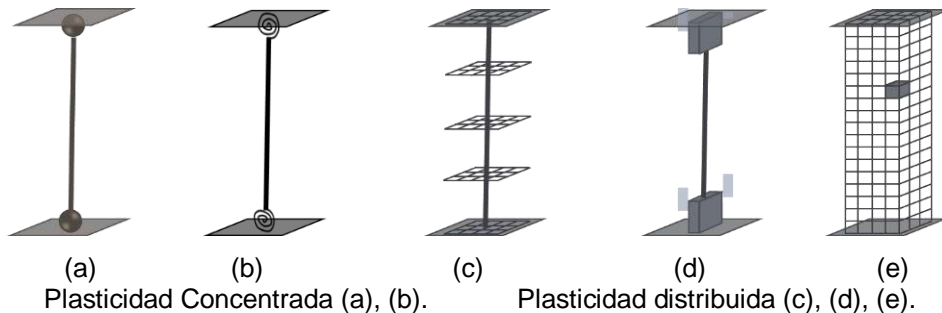


Figura 14 de plasticidad concentrada y distribuida.

Los modelos más sencillos son los de la plasticidad concentrada, en (a) y (b), aquí la no linealidad se puede modelar mediante rótulas plásticas simples o con secciones representativas del comportamiento histerético del elemento a analizar, para esta investigación este es el enfoque que se utilizará, el concepto de rótula plástica se utiliza para describir el área de la sección transversal de un elemento de la 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).

4.11. Modelo no lineal del comportamiento de vigas de acople.

Se debe de utilizar un procedimiento de modelado que represente el comportamiento no lineal 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 esttico 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 15, presenta las curvas de fuerza -deformación generalizadas que abarca lo relacionado al concreto, para el modelado de elementos estructurales en análisis no lineales.

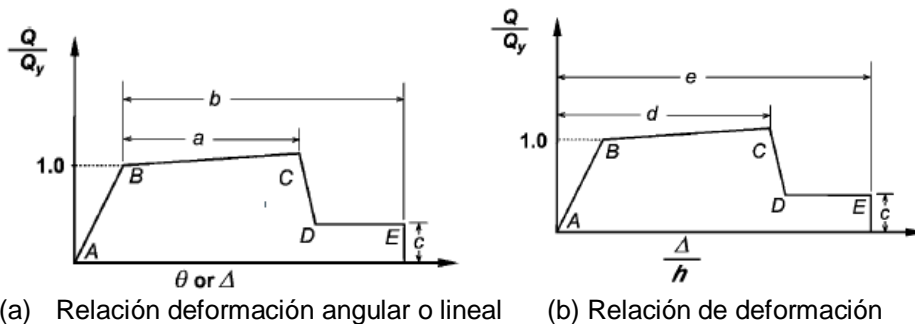


Figura 15 Relaciones generalizadas fuerza-deformación para elementos de concreto. (ASCE/SEI, 2013)

La deformación usada para la relación fuerza-deformación está 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 determinados por métodos anliticos que sean justificados por evidencia experimental.

4.12. Relaciones constitutivas de los materiales

Relación constitutiva del Acero

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

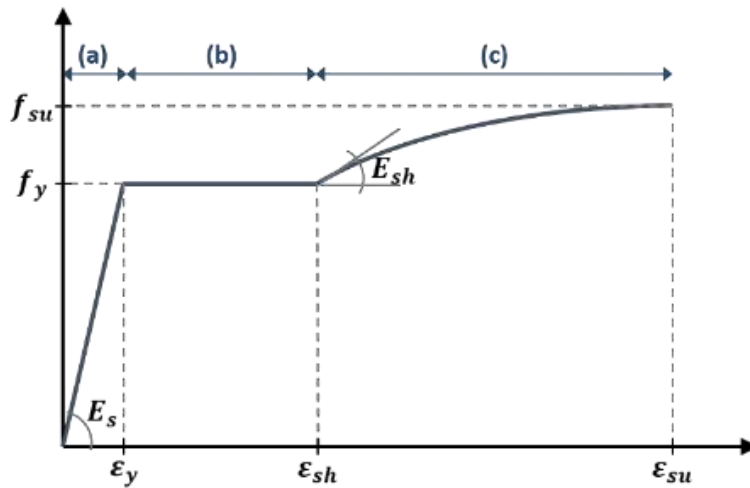


Figura 16 Grafico de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo propuesta por Mander (1983).

Podemos definir la curva de Mander de la siguiente forma

(a) Respuesta Elástica $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$

$$\text{Donde } f_s = E_s \epsilon_s \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

(b) Fluencia del acero $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$

$$\text{Donde } f_s = F_y \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

(c) Endurecimiento del acero $\epsilon_{sh} < \epsilon_s < \epsilon_{su}$

$$\text{Donde } f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) * \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^p \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

$$\text{Siendo } p = E_{sh} * \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right] \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

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

Relaciones constitutivas de los materiales

Relaciones constitutivas para el acero de refuerzo transversal

f_y (Mpa)	f_{su} (Mpa)	$k=f_{su}/f_y$	ξ_y (%)	ξ_{sh} (%)	ξ_{su} (%)	E_s (Gpa)	E_{sh} (GPa)
420	530.6	1.263333	0.21	2.696	13.552	200	2.4

Relaciones constitutivas para el acero de refuerzo longitudinal

f_y (Mpa)	f_{su} (Mpa)	$k=f_{su}/f_y$	ξ_y (%)	ξ_{sh} (%)	ξ_{su} (%)	E_s (Gpa)	E_{sh} (GPa)
420	530.6	1.263333	0.21	2.696	13.552	200	2.4

Tabla 9 Características calculadas analíticamente para refuerzos longitudinales y transversales

Relación constitutiva del concreto

Para el concreto, las relaciones sugeridas en EC 2 y EC 8-2 (Anexo E) se usan para el concreto no confinado y confinado.

El EC2 da la relación para la relación esfuerzo deformación, para uso en análisis estructural no lineal

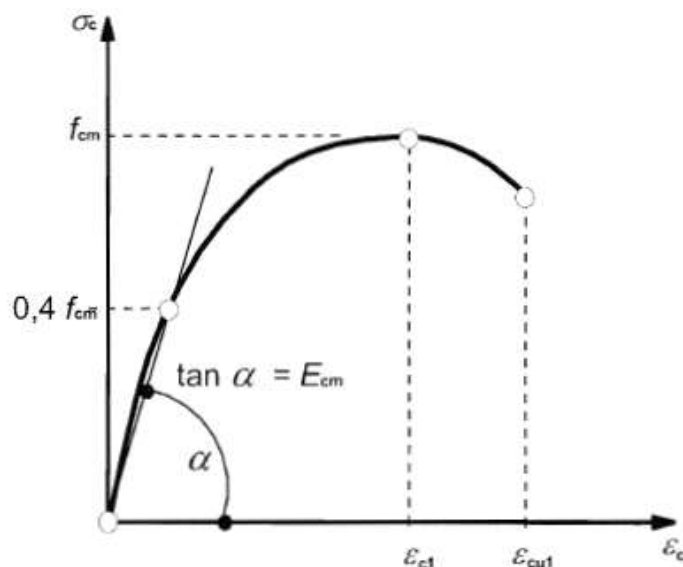


Figura 17 Representación esquemática de la relación esfuerzo-deformación para análisis estructural (utilizar $0.4f_{cm}$ para la definición de E_{cm} que es una aproximación) (en.1992.1.12004)

La relación entre σ_c y ϵ_c se muestra en la figura 16 (esfuerzo de

compresión y acortamiento de deformación es mostrada en valores absolutos) Para términos de cargas uniaxiales debe de usarse la expresión:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

Dónde:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

$$k = \frac{1.05E_{cm}x|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (\text{Ecuación 4.8})$$

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 10 de EC 2.

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_{cm} (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
$f_{ck,0,05}$ (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
$f_{ck,0,95}$ (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
ε_{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
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{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
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Tabla 10 Tabla de valores EC2 para el cálculo de resistencia y deformación de concreto sin confinar

Concreto Confinado

Para concreto confinado, se utiliza la relaci3n constitutiva sugerida en el Euroc3digo 8-2, Anexo E, y que se muestra en la Figura 19.

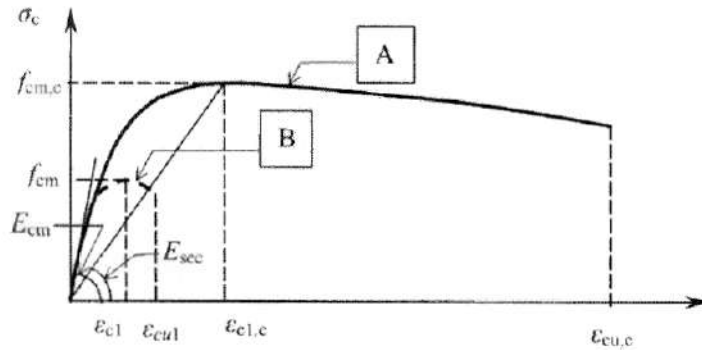


Figura 19 Representaci3n esquemática de la relaci3n esfuerzo-deformaci3n para análisis estructural de concreto confinado (Anexo E) (en.1998.2.2005)

D3nde:

- A- Concreto confinado
- B - Concreto sin confinar

Los valores de compresi3n en el concreto confinado vienen dados por:

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				
Mario X. 2020	NIVEL	fcm(Mpa)	Ecm(Mpa)	$\xi_{c1}(\%)$	$\xi_{c1}(\%)$	$\xi_{cu1}(\%)$	fcm,c (Mpa)	Esec(GPa)	$\xi_{c1,c}(\%)$	$\xi_{cu,c}(\%)$	
"V AFC280 N19"	LOSA 19/N20	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	47.16	8.22	5.74	36.19	
"V AFC280 N19"	LOSA 18/N19	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	47.16	8.22	5.74	29.75	
"V AFC280 N16"	LOSA 17/N18	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	50.98	7.44	6.85	27.82	
"V AFC280 N16"	LOSA 16/N17	31.38	26.33	0.00	2.04	3.50	47.81	6.61	7.24	19.08	
"V AFC280 N16"	LOSA 15/N16	31.38	26.33	0.00	2.04	3.50	47.81	6.61	7.24	19.08	
"V AFC280 N15"	LOSA 14/N15	31.38	26.33	0.00	2.04	3.50	47.81	6.61	7.24	19.08	
"V AFC280 N15"	LOSA 13/N14	31.38	26.33	0.00	2.04	3.50	46.61	6.80	6.85	19.47	
"V AFC350"	LOSA 12/N13	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	51.28	7.39	6.94	27.68	
"V AFC350"	LOSA 11/N12	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	51.28	7.39	6.94	27.68	
"V AFC350"	LOSA 10/N11	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	51.28	7.39	6.94	27.68	
"V AFC350"	LOSA 9/N10	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	51.28	7.39	6.94	27.68	
"V AFC350 N9"	LOSA 8/N9	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	54.26	6.95	7.81	26.38	
"V AFC490 N8"	LOSA 7/N8	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	57.73	6.54	8.82	25.03	
"V AFC490"	LOSA 6/N7	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	60.09	10.70	5.62	29.26	
"V AFC490"	LOSA 5/N6	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	60.09	10.70	5.62	29.26	
"V AFC490"	LOSA 4/N5	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	60.09	10.70	5.62	29.26	
"V AFC490"	LOSA 3/N4	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	60.09	10.70	5.62	29.26	
"V AFC490"	LOSA 2/N3	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	60.09	10.70	5.62	29.26	
"V AFC490 N2"	LOSA 1/N2	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	57.56	11.41	5.04	30.37	

EJE 5 Y EJE 6		CONCRETO NO CONFINADO					CONCRETO CONFINADO				
Mario X. 2020	NIVEL	fcm(Mpa)	Ecm(Mpa)	$\xi_{c1}(\%)$	$\xi_{c1}(\%)$	$\xi_{cu1}(\%)$	fcm,c (Mpa)	Esec(GPa)	$\xi_{c1,c}(\%)$	$\xi_{cu,c}(\%)$	
"V AFC280 N17"	LOSA 19/N20	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	52.58	7.18	7.32	32.87	
"V AFC280 N17"	LOSA 18/N19	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	52.58	7.18	7.32	27.09	
"V AFC280 N17"	LOSA 17/N18	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	52.58	7.18	7.32	27.09	
"V AFC280 N17"	LOSA 16/N17	31.38	26.33	0.00	2.04	3.50	49.36	6.39	7.73	18.60	
"V AFC280"	LOSA 15/N16	31.38	26.33	0.00	2.04	3.50	53.10	5.95	8.92	17.58	
"V AFC280"	LOSA 14/N15	31.38	26.33	0.00	2.04	3.50	53.10	5.95	8.92	17.58	
"V AFC280"	LOSA 13/N14	31.38	26.33	0.00	2.04	3.50	51.59	6.11	8.44	17.97	
"V AFC350"	LOSA 12/N13	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	60.38	6.29	9.59	24.11	
"V AFC350"	LOSA 11/N12	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	60.38	6.29	9.59	24.11	
"V AFC350"	LOSA 10/N11	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	60.38	6.29	9.59	24.11	
"V AFC350"	LOSA 9/N10	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	60.38	6.29	9.59	24.11	
"V AFC350 N9"	LOSA 8/N9	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	64.95	5.95	10.92	22.70	
"V AFC490 N8"	LOSA 7/N8	34.32	27.53	0.00	2.09	3.50	64.38	5.98	10.76	22.86	
"V AFC490"	LOSA 6/N7	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	69.04	9.03	7.64	25.99	
"V AFC490"	LOSA 5/N6	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	69.04	9.03	7.64	25.99	
"V AFC490"	LOSA 4/N5	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	69.04	9.03	7.64	25.99	
"V AFC490"	LOSA 3/N4	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	69.04	9.03	7.64	25.99	
"V AFC490"	LOSA 2/N3	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	69.04	9.03	7.64	25.99	
"V AFC490 N2"	LOSA 1/N2	44.13	31.22	0.00	2.26	3.50	64.88	9.68	6.70	27.39	

Tabla 11 Relaciones constitutivas del concreto confinado y sin confinar para los elementos que disparan energía en mayor grado.

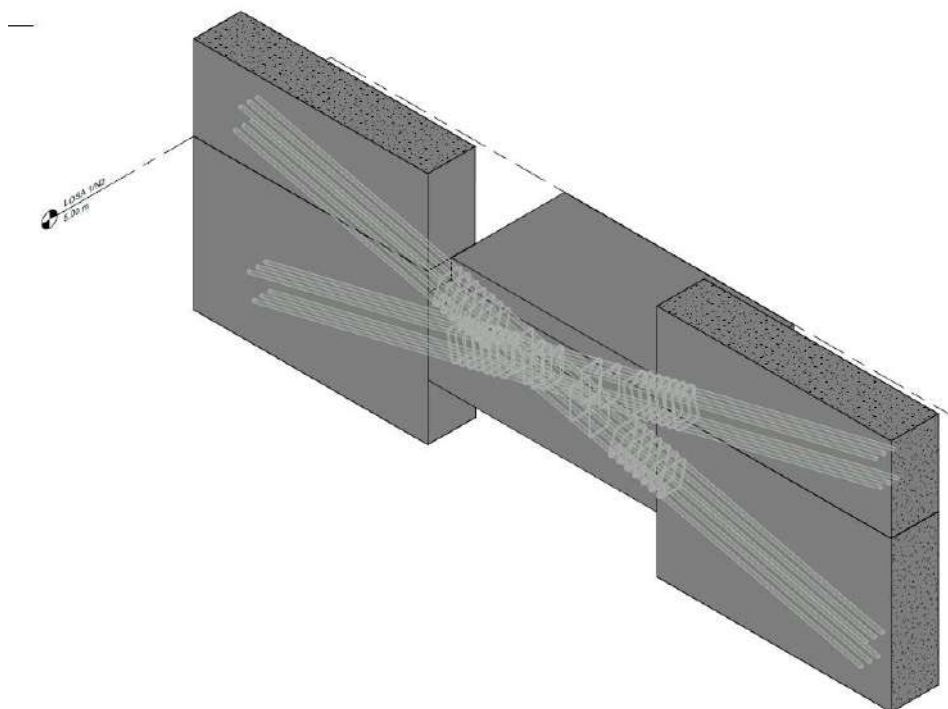


Figura 22 Detalle 3D de armado de viga de acople con refuerzo diagonal confinado. Autor: Mario X. 2020

A continuación se presentan las dimensiones de del refuerzo diagonal confinado para las vigas de acople, así como el armado de las mismas para tener una mejor comprensión de las variaciones de los armados de las mismas.

Autor: Mario X. 2020			DIMENSIONES DE DIAGONAL CONFINADA			EJE 3	
ARMADOS LONGITUDINALIES DE DIAGONALES EN VIGAS DE ACOPLE.			b (cm) h (cm)				
Área refuerzo diagonal			30 40				
Spandrel 1							
Ad (cm2)	psd	Armado	Área Acero	Cuantía final	OK	CODIGO INTERNO	NIVEL
11.15	0.009	6 No. 6	17.10	0.014	OK	"VAFC280"	LOSA 19/N20
14.08	0.012	6 No. 6	17.10	0.014	OK	"VAFC280"	LOSA 18/N19
16.98	0.014	6 No. 6	17.10	0.014	OK	"VAFC280"	LOSA 17/N18
19.4	0.016	6 No. 7	23.27	0.019	OK	"VAFC280 N15"	LOSA 16/N17
21.14	0.018	6 No. 7	23.27	0.019	OK	"VAFC280 N15"	LOSA 15/N16
22.22	0.019	6 No. 7	23.27	0.019	OK	"VAFC280 N15"	LOSA 14/N15
22.77	0.019	6 No. 7	23.27	0.019	OK	"VAFC280"	LOSA 13/N14
25.42	0.021	6 No. 8	30.40	0.025	OK	"VAFC350"	LOSA 12/N13
26.27	0.022	6 No. 8	30.40	0.025	OK	"VAFC350"	LOSA 11/N12
27.75	0.023	6 No. 8	30.40	0.025	OK	"VAFC350"	LOSA 10/N11
29.74	0.025	6 No. 8	30.40	0.025	OK	"VAFC350"	LOSA 9/N10
32.06	0.027	6 No. 9	38.47	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 8/N9
34.4	0.029	6 No. 9	38.47	0.032	OK	"VAFC490 N8"	LOSA 7/N8
41.04	0.034	6 No. 10	47.50	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 6/N7
42.38	0.035	6 No. 10	47.50	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 5/N6
43.26	0.036	6 No. 10	47.50	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 4/N5
42.7	0.036	6 No. 10	47.50	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 3/N4
39.46	0.033	6 No. 10	47.50	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 2/N3
33.29	0.028	6 No. 9	38.47	0.032	OK	"VAFC490 N2"	LOSA 1/N2

Tabla 12 Dimensiones de diagonales confinadas de vigas de acople en el Eje 3 y cuantías de acero de refuerzo diseñados de acuerdo al ACI 318-19 (2018)

ARMADOS LONGITUDINALIES DE
DIAGONALES EN VIGAS DE ACOPLA.

EJE 5

Área refuerzo diagonal			b (cm)	h (cm)			
Spandrel 2			30	60			
Ad (cm ²)	psd requerida	Armado	Área Acero	Cuantía final		CODIGO INTERNO	NIVEL
22.03	0.012	9 No. 6	25.65	0.014	OK	"VAFC280 N20"	LOSA 19/N20
26.31	0.015	9 No. 7	34.91	0.019	OK	"VAFC280 N17"	LOSA 18/N19
30.55	0.017	9 No. 7	34.91	0.019	OK	"VAFC280 N17"	LOSA 17/N18
34.18	0.019	9 No. 7	34.91	0.019	OK	"VAFC280 N17"	LOSA 16/N17
36.96	0.021	9 No. 8	45.60	0.025	OK	"VAFC280"	LOSA 15/N16
38.92	0.022	9 No. 8	45.60	0.025	OK	"VAFC280"	LOSA 14/N15
40.19	0.022	9 No. 8	45.60	0.025	OK	"VAFC280"	LOSA 13/N14
45.63	0.025	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 12/N13
47.22	0.026	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 11/N12
49.09	0.027	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 10/N11
51.36	0.029	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 9/N10
53.8	0.030	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 8/N9
55.91	0.031	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC490 N8"	LOSA 7/N8
65.62	0.036	9 No. 10	71.25	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 6/N7
65.15	0.036	9 No. 10	71.25	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 5/N6
64.45	0.036	9 No. 10	71.25	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 4/N5
61.21	0.034	9 No. 10	71.25	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 3/N4
53.82	0.030	9 No. 10	71.25	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 2/N3
41.35	0.023	9 No. 8	45.60	0.025	OK	"VAFC490 N2"	LOSA 1/N2

Tabla 13 Dimensiones de diagonales confinadas de vigas de acople en el Eje 5 y cuantías de acero de refuerzo diseñados de acuerdo al ACI 318-19 (2018)

ARMADOS LONGITUDINALIES DE DIAGONALES EN VIGAS DE ACOPLA.					EJE 6		
rea refuerzo diagonal			b (cm)	h (cm)			
Spandrel 3			30	60			
Ad (cm ²)	psd requer ida	Armado	rea Acero	Cuantía final	OK	CODIGO INTERNO	NIVEL
22.03	0.012	9 No. 6	25.65	0.014	OK	"VAFC280 N20"	LOSA 19/N20
26.31	0.015	9 No. 7	34.91	0.019	OK	"VAFC280 N17"	LOSA 18/N19
30.55	0.017	9 No. 7	34.91	0.019	OK	"VAFC280 N17"	LOSA 17/N18
34.18	0.019	9 No. 7	34.91	0.019	OK	"VAFC280 N17"	LOSA 16/N17
36.96	0.021	9 No. 8	45.60	0.025	OK	"VAFC280"	LOSA 15/N16
38.92	0.022	9 No. 8	45.60	0.025	OK	"VAFC280"	LOSA 14/N15
40.19	0.022	9 No. 8	45.60	0.025	OK	"VAFC280"	LOSA 13/N14
45.63	0.025	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 12/N13
47.22	0.026	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 11/N12
49.09	0.027	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 10/N11
51.36	0.029	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 9/N10
53.8	0.030	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC350"	LOSA 8/N9
55.91	0.031	9 No. 9	57.71	0.032	OK	"VAFC490 N8"	LOSA 7/N8
65.62	0.036	9 No. 10	71.25	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 6/N7
65.15	0.036	9 No. 10	71.25	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 5/N6
64.45	0.036	9 No. 10	71.25	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 4/N5
61.21	0.034	9 No. 10	71.25	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 3/N4
53.82	0.030	9 No. 10	71.25	0.040	OK	"VAFC490"	LOSA 2/N3
41.35	0.023	9 No. 8	45.60	0.025	OK	"VAFC490 N2"	LOSA 1/N2

Tabla 14 Dimensiones de diagonales confinadas de vigas de acople en el Eje 6 y cuantías de acero de refuerzo diseñados de acuerdo al ACI 318-19 (2018)

ARMADOS LONGITUDINALIES DE
DIAGONALES EN VIGAS DE ACOPLA.

EJE 8

Area refuerzo diagonal		b (cm) h (cm)					
Spandr el 4		30	40				
Ad (cm2)	psd	Armado	Area Acero	Cuantia final		CODIGO INTERNO	NIVEL
11.15	0.009	6 No. 6	17.10	1.425	OK	"VAFC280"	LOSA 19/N20
14.08	0.012	6 No. 6	17.10	1.425	OK	"VAFC280"	LOSA 18/N19
16.98	0.014	6 No. 6	17.10	1.425	OK	"VAFC280"	LOSA 17/N18
19.4	0.016	6 No. 7	23.27	1.940	OK	"VAFC280"	LOSA 16/N17
	0.018	6 No. 7	23.27	1.940	OK	"VAFC280"	LOSA 15/N16
21.14	0.019	6 No. 7	23.27	1.940	OK	"VAFC280"	LOSA 14/N15
22.22						"VAFC280"	LOSA 13/N14
22.77	0.019	6 No. 7	23.27	1.940	OK	"VAFC280"	LOSA 13/N14
25.42	0.021	6 No. 8	30.40	2.534	OK	"VAFC350"	LOSA 12/N13
26.27	0.022	6 No. 8	30.40	2.534	OK	"VAFC350"	LOSA 11/N12
27.75	0.023	6 No. 8	30.40	2.534	OK	"VAFC350"	LOSA 10/N11
29.74	0.025	6 No. 8	30.40	2.534	OK	"VAFC350"	LOSA 9/N10
32.06	0.027	6 No. 9	38.47	3.207	OK	"VAFC350"	LOSA 8/N9
34.4	0.029	6 No. 9	38.47	3.207	OK	"VAFC490"	LOSA 7/N8
						"VAFC490"	LOSA 7/N8
41.04	0.034	6 No. 10	47.50	3.959	OK	"VAFC490"	LOSA 6/N7
42.38	0.035	6 No. 10	47.50	3.959	OK	"VAFC490"	LOSA 5/N6
43.26	0.036	6 No. 10	47.50	3.959	OK	"VAFC490"	LOSA 4/N5
42.7	0.036	6 No. 10	47.50	3.959	OK	"VAFC490"	LOSA 3/N4
39.46	0.033	6 No. 10	47.50	3.959	OK	"VAFC490"	LOSA 2/N3
33.29	0.028	6 No. 9	38.47	3.207	OK	"VAFC490"	LOSA 1/N2
						"VAFC490"	LOSA 1/N2

Tabla 15 Dimensiones de diagonales confinadas de vigas de acople en el Eje 8 y cuantías de acero de refuerzo diseñados de acuerdo al ACI 318-19 (2018)

Los valores de los momentos necesarios para definir las curvas de plasticidad concentradas, prescritas en la Norma ASCE, se obtienen analizando las curvas de momento-curvatura de cada una de las vigas. Estas curvas, que se muestran en la Figura 19, 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 fy .

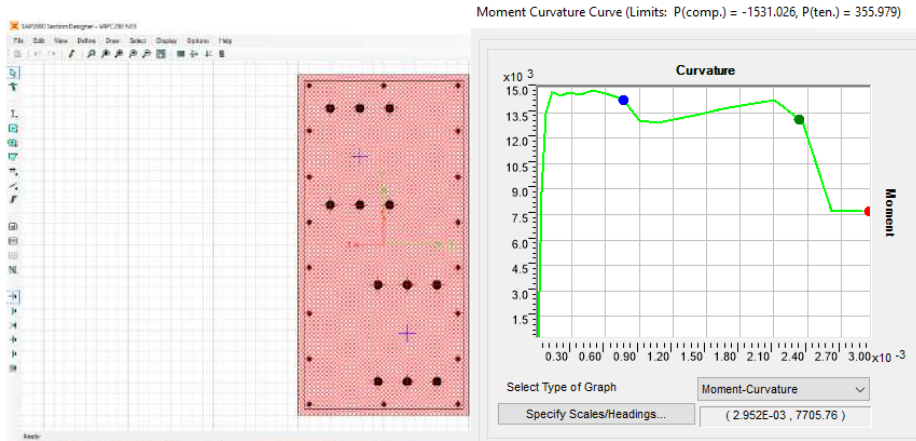


Figura 23 Gráficos de momento-curvatura de las secciones transversales de las vigas de acople.

4.14. 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.

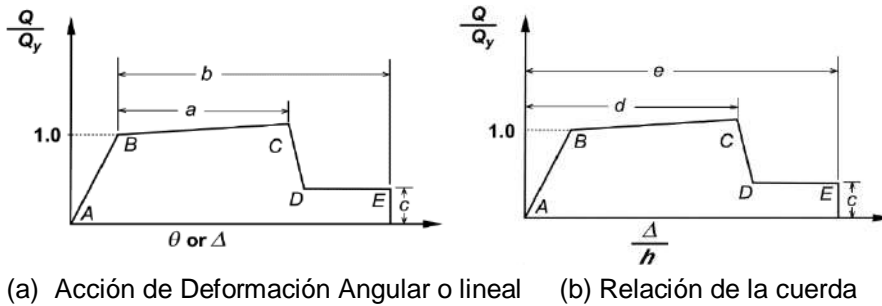


Figura 24 Relaciones de esfuerzo-deformación generalizadas para concreto armado (ASCE/SEI, 2013)

En el caso de vigas de acoplamiento, se indica que se debe tomar el eje de abscisa de la Figura 20 (b) como la rotación de la cuerda (θ_c). Esta información se percibe fácilmente por la definición de ASCE 41-13 de los parámetros de deformación para vigas de acoplamiento. Como se puede ver, en este caso, la relación de deformación, Δ / L , es aproximadamente igual a la rotación de la cuerda, θ_c (ASCE / SEI, 2013).

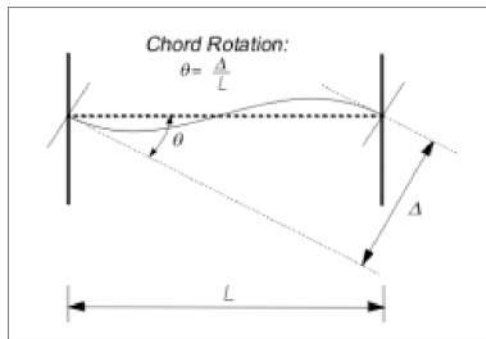


Figura 25 Rotación de cuerda en vigas de acople en muros de cortante definido en (ASCE/SEI 41-13)

Las tablas 6 y 7 reproducen las tablas presentes en ASCE 41-13 con los parámetros de deformación para vigas de acoplamiento controladas por flexión y corte, respectivamente. En estas tablas V representa 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 del concreto (en MPa).

		Shear	ROTACION DE ROTULA PLASTICA(RAD)		RELACION DE RESISTENCIA RESIDUAL
			a	b	
VIGAS DE ACOPLAMIENTO CONTROLADAS POR FLEXION	$t_w l_w \sqrt{f'_c}$				
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 ACOPLADO CONTROLADAS POR FLEXION	Shear		ROTACION DE ROTULA PLASTICA(RAD)		RELACION DE RESISTENCIA RESIDUAL
	$t_w l_w \sqrt{f'_c}$		a	b	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.

4.15. Modelado de plasticidad concentrada

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

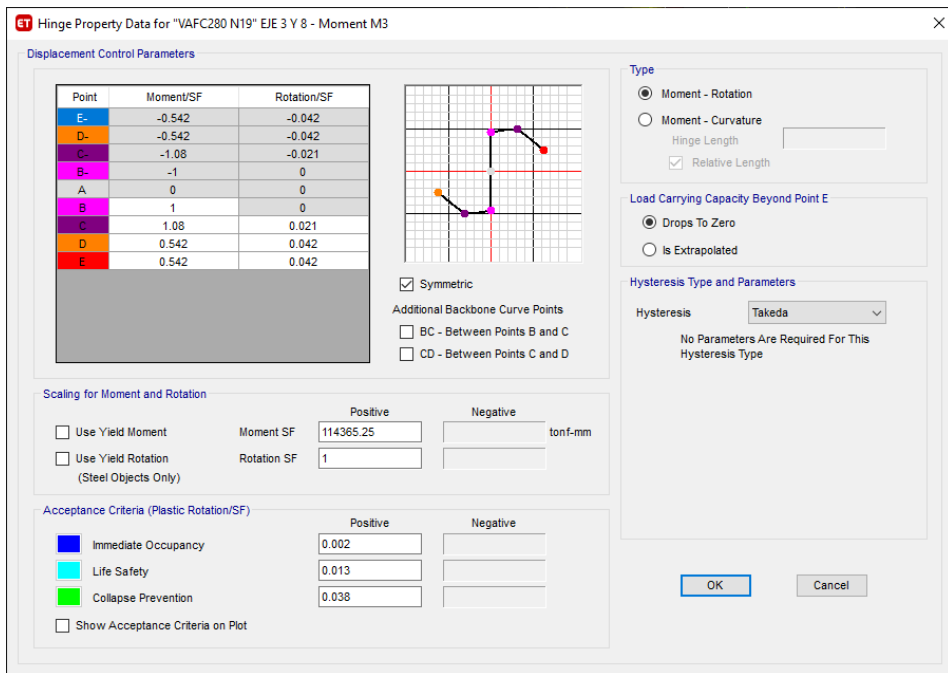


Figura 25 Definición de los parámetros de las relaciones esfuerzo-deformación en ETABS, controlada por flexión.

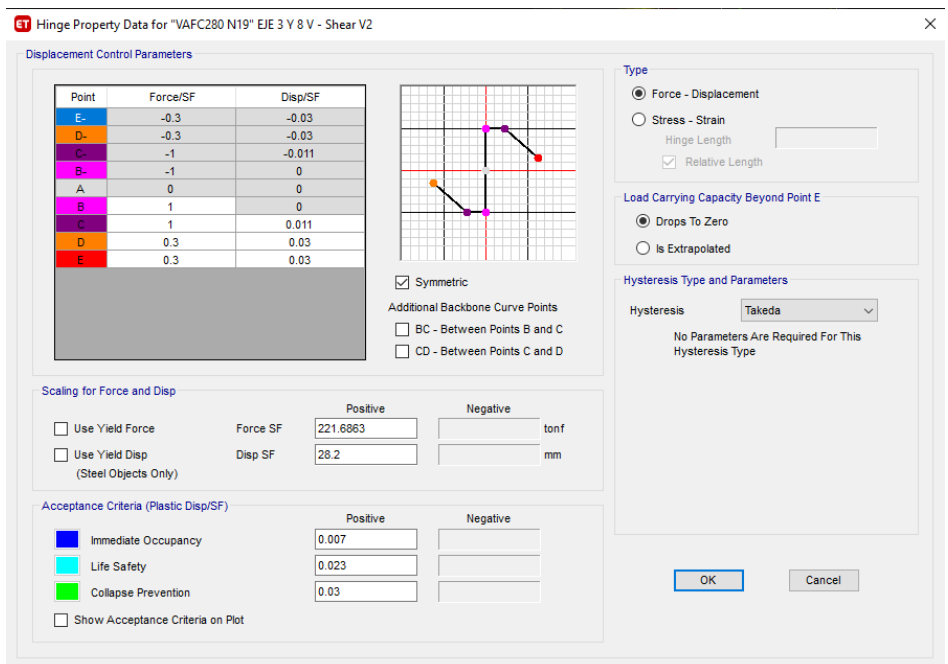


Figura 26 Definición de los parámetros de las relaciones esfuerzo-deformación en ETABS, controlada por cortante.

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, pueden usarse directamente en ETABS para definir la curva esfuerzo deformaci3n, que tambi3n es una funci3n de la rotaci3n 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 rotaci3n elástica para la definici3n de las curvas.

Se debe analizar correctamente los parámetros d y e, estos corresponden al valor de rotaci3n de cuerda cuando se alcanza el valor de resistencia a la fuerza cortante, no existe un procedimiento adecuado del modelado ni se menciona en ASCE 41-13, es por ello, que se implement3 el mismo procedimiento descrito por (Damiao Bezelga, 2015). Para la definici3n de los parámetros, 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 regi3n A-B. En este caso la respuesta de la viga es elástica lineal, dada por el comportamiento de la viga. Tambi3n se supone que todos los fen3menos de deformaci3n (incluida la deformaci3n por corte y deformaci3n deslizante de refuerzos longitudinales) se contabilizan en el valor considerado para una rigidez a flexi3n 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 deformaci3n a trav3s de la formulaci3n se muestra en la Figura 24.

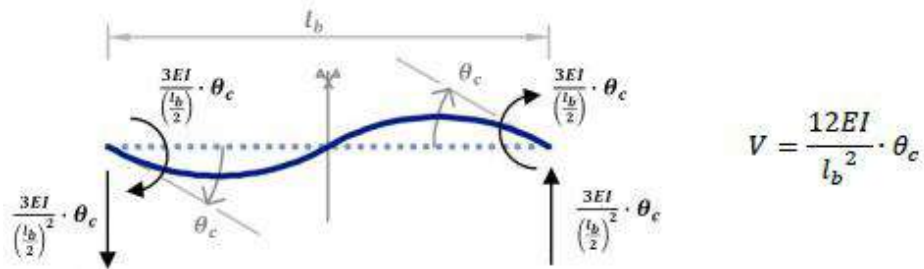


Figura 27 Esfuerzos elásticos en viga de acople dados por un momento de igual magnitud en los extremos.

Finalmente, resulta que la rotaci3n de la cuerda cuando alcanza el valor resistente al corte ($\theta_{c,R}$) viene dado por:

$$\theta_{c,R} = \frac{V_R}{12E_c I_e} * l_b^2 \quad (\text{Ecuaci3n 4.9})$$

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 deformaci3n en ETABS se basa en el desplazamiento, por lo que se debe transformar para poder ingresar al programa ($\Delta = \theta_c \cdot L$).

4.16. Resumen de cálculos numéricos para definición de rotulas plásticas.

En las tablas 17 y 18 se muestran los resultados del análisis de rotaciones y rotaciones cuerda para la definición de las rótulas plásticas en el programa ETABS.

VIGA	CONTROLADO POR FLEXION						LIMITES DE ROTULAS PLASTICAS		
	My(kN-m)	Mu/My	$v=2^*M$ u/lb/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 N2"	1385.5497	1.10	0.30	0.021	0.042	0.549	0.002	0.013	0.038

Tabla 18 Cálculo de rotaciones para rótulas 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
"VAFC280 N19"	0.011	0.030	0.3	269.3277	0.007	0.023	0.030
"VAFC280 N19"	0.011	0.030	0.3	318.4688	0.007	0.023	0.030
"VAFC280 N16"	0.017	0.036	0.3	367.7902	0.011	0.027	0.036
"VAFC280 N16"	0.017	0.036	0.3	412.0812	0.011	0.027	0.036
"VAFC280 N16"	0.017	0.036	0.3	448.6902	0.011	0.027	0.036
"VAFC280 N15"	0.017	0.036	0.3	477.6567	0.011	0.027	0.036
"VAFC280 N15"	0.017	0.036	0.3	500.7704	0.011	0.027	0.036
"VAFC350"	0.026	0.046	0.3	579.6782	0.018	0.034	0.046
"VAFC350"	0.026	0.046	0.3	606.7705	0.018	0.034	0.046
"VAFC350"	0.026	0.046	0.3	640.4779	0.018	0.034	0.046
"VAFC350"	0.026	0.046	0.3	678.3598	0.018	0.034	0.046
"VAFC350 N9"	0.028	0.048	0.3	717.2769	0.019	0.036	0.048
"VAFC490 N8"	0.024	0.044	0.3	751.8437	0.016	0.033	0.044
"VAFC490"	0.020	0.040	0.3	889.7095	0.014	0.030	0.040
"VAFC490"	0.020	0.040	0.3	895.8525	0.014	0.030	0.040
"VAFC490"	0.020	0.040	0.3	884.4725	0.014	0.030	0.040
"VAFC490"	0.020	0.040	0.3	840.0566	0.014	0.030	0.040
"VAFC490"	0.020	0.040	0.3	742.1141	0.014	0.030	0.040
"VAFC490 N2"	0.037	0.056	0.3	581.0042	0.025	0.042	0.056

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

4.17. Cculo de rigidez efectiva y comparación con ACI 318-19.

Se realizó un análisis de rigidez efectiva tomando en cuenta para ello lo definido en el Apéndice A del ACI 318-19 (2018), 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

$$K_e = 0.07 \left(\frac{l_n}{h} \right) E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g \quad (\text{Ecuación 4.10})$$

Dónde:

l_n/h = Relación de aspecto de la viga de acople.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto reforzado.

I_g = 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^[1]

Componente	Axial	Flexión	Cortante	
Vigas	no preesforzadas	$1.0 E_c A_g$	$0.3 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
	preesforzadas	$1.0 E_c A_g$	$1.0 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Columnas con compresión causada por las cargas de diseño de gravedad ^[2]	$\geq 0.5 A_g f'_c$	$1.0 E_c A_g$	$0.7 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
	$\leq 0.1 A_g f'_c$ o con tracción	$1.0 E_c A_g$ (compresión) $1.0 E_c A_{gt}$ (tracción)	$0.3 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Muros estructurales ^[3]	en el plano	$1.0 E_c A_g$	$0.35 E_c I_g$	$0.2 E_c A_g$
	fuera del plano	$1.0 E_c A_g$	$0.25 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Diafragmas (sólo en el plano) ^[4]	no preesforzados	$0.25 E_c A_g$	$0.25 E_c I_g$	$0.25 E_c A_g$
	preesforzados	$0.5 E_c A_g$	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Vigas de acople	con o sin refuerzo en diagonal	$1.0 E_c A_g$	$0.07 \left(\frac{l_n}{h} \right) E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Losas de cimentación	en el plano	$0.5 E_c A_g$	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
	fuera del plano ^[5]		$0.5 E_c I_g$	

^[1] 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.

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

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

^[4] 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.

^[5] 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 20 Valores de rigidez efectiva a utilizarse en análisis no lineal de estructuras ACI 318 (2018) 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 inglés) de la investigación de (Son Vu, Li, & Beyer, 2015).

$$K_{DCB} = \frac{l_e}{I_g} = 0.65 \left(1.6 + 0.9 \frac{l}{d} \right) (0.4 + 1.7 \rho_{sd}) \left(0.7 + \frac{14}{f'_c} \right) \quad (\text{Ecuación 4.11})$$

Dónde:

l_e = Inercia Efectiva de la viga de Acople

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

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

ρ_{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, determinar 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) $K_{DCR} = \frac{I_e}{I_g} = 0.65 \left(1.6 + 0.9 \frac{l}{d} \right) (0.4 + 1.7 \rho_{sd}) \left(0.7 + \frac{14}{f_c'} \right)$				$0.07 \left(\frac{f_c'}{h} \right) E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g$			
EJE ESTRUCTURAL 3									
Identificación de viga de acople		l	d	l/d	ρ_s (long)	f_c'	k_{exp}	ACI 318-19	$\frac{k_{exp}}{ACI 318-19}$
Mario X. 2020	NIVEL								
"V AFC280 N19"	LOSA 19/N20	2.4		1.96	0.71	27.5	3.77	13.71	0.275
"V AFC280 N19"	LOSA 18/N19	2.4		1.96	0.71	27.5	3.77	13.71	0.275
"V AFC280 N16"	LOSA 17/N18	2.4		1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348
"V AFC280 N16"	LOSA 16/N17	2.4		1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348
"V AFC280 N16"	LOSA 15/N16	2.4		1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348
"V AFC280 N15"	LOSA 14/N15	2.4		1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348
"V AFC280 N15"	LOSA 13/N14	2.4		1.96	0.96	27.5	4.77	13.71	0.348
"V AFC350"	LOSA 12/N13	2.4		1.96	1.66	34.2	8.36	13.71	0.610
"V AFC350"	LOSA 11/N12	2.4		1.96	1.66	34.2	8.36	13.71	0.610
"V AFC350"	LOSA 10/N11	2.4		1.96	1.66	34.2	8.36	13.71	0.610
"V AFC350"	LOSA 9/N10	2.4		1.96	1.66	34.2	8.36	13.71	0.610
"V AFC350 N9"	LOSA 8/N9	2.4		1.96	2.05	34.2	10.08	13.71	0.735
"V AFC490 N8"	LOSA 7/N8	2.4		1.96	1.45	34.2	7.19	13.71	0.524
"V AFC490"	LOSA 6/N7	2.4		1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416
"V AFC490"	LOSA 5/N6	2.4		1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416
"V AFC490"	LOSA 4/N5	2.4		1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416
"V AFC490"	LOSA 3/N4	2.4		1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416
"V AFC490"	LOSA 2/N3	2.4		1.96	1.19	41.1	5.70	13.71	0.416
"V AFC490 N2"	LOSA 1/N2	2.4		1.96	0.98	41.1	4.86	13.71	0.355

Tabla 21 Análisis para la determinación de la rigidez de vigas de acople para el eje estructural 3 del edificio de 20 niveles.

Además de estos cculos numéricos también se debe aplicar lo descrito en A.9 del ACI 318-19 relacionada a la resistencia esperada de los materiales, definiendo 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.

4.18. Resultados de análisis dinámico no lineal FNA

A continuación se presentan los resultados gráficos y tabulares obtenidos a partir de los tres registros aceleración sintéticos, se comparan los desplazamientos, derivas laterales y esfuerzos internos de diseño inelásticos de la estructura con los desplazamientos, derivas laterales y esfuerzos internos de diseño del análisis modal espectral con un espectro de respuesta elástico con $R=1.00$.

DESPLAZAMIENTOS (metros)				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	0.64	0.56	0.83	0.90	0.92	0.87	0.83	0.90
LOSA 19/N20	68	0.61	0.53	0.79	0.84	0.87	0.82	0.79	0.84
LOSA 18/N19	64.5	0.59	0.50	0.75	0.78	0.82	0.76	0.75	0.78
LOSA 17/N18	61	0.56	0.47	0.70	0.72	0.77	0.70	0.70	0.72
LOSA 16/N17	57.5	0.53	0.44	0.66	0.67	0.73	0.65	0.66	0.67
LOSA 15/N16	54	0.50	0.41	0.63	0.61	0.69	0.59	0.63	0.61
LOSA 14/N15	50.5	0.47	0.38	0.60	0.57	0.64	0.54	0.60	0.57
LOSA 13/N14	47	0.43	0.34	0.56	0.52	0.60	0.50	0.56	0.52
LOSA 12/N13	43.5	0.40	0.31	0.52	0.48	0.56	0.46	0.52	0.48
LOSA 11/N12	40	0.36	0.28	0.48	0.44	0.51	0.42	0.48	0.44
LOSA 10/N11	36.5	0.33	0.25	0.43	0.40	0.46	0.37	0.43	0.40
LOSA 9/N10	33	0.29	0.22	0.39	0.35	0.42	0.33	0.39	0.35
LOSA 8/N9	29.5	0.25	0.19	0.34	0.31	0.37	0.28	0.34	0.31
LOSA 7/N8	26	0.22	0.16	0.29	0.26	0.32	0.24	0.29	0.26
LOSA 6/N7	22.5	0.18	0.13	0.24	0.22	0.27	0.20	0.24	0.22
LOSA 5/N6	19	0.14	0.10	0.20	0.18	0.22	0.16	0.20	0.18
LOSA 4/N5	15.5	0.11	0.08	0.15	0.13	0.17	0.12	0.15	0.13
LOSA 3/N4	12	0.08	0.05	0.11	0.09	0.12	0.08	0.11	0.09
LOSA 2/N3	8.5	0.05	0.03	0.07	0.06	0.07	0.05	0.07	0.06
LOSA 1/N2	5	0.02	0.01	0.03	0.03	0.03	0.02	0.03	0.03
BASE/N1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 22 Comparativo de desplazamientos de análisis modal espectral con $R=1.00$ vs análisis dinámico no lineal tiempo historia.

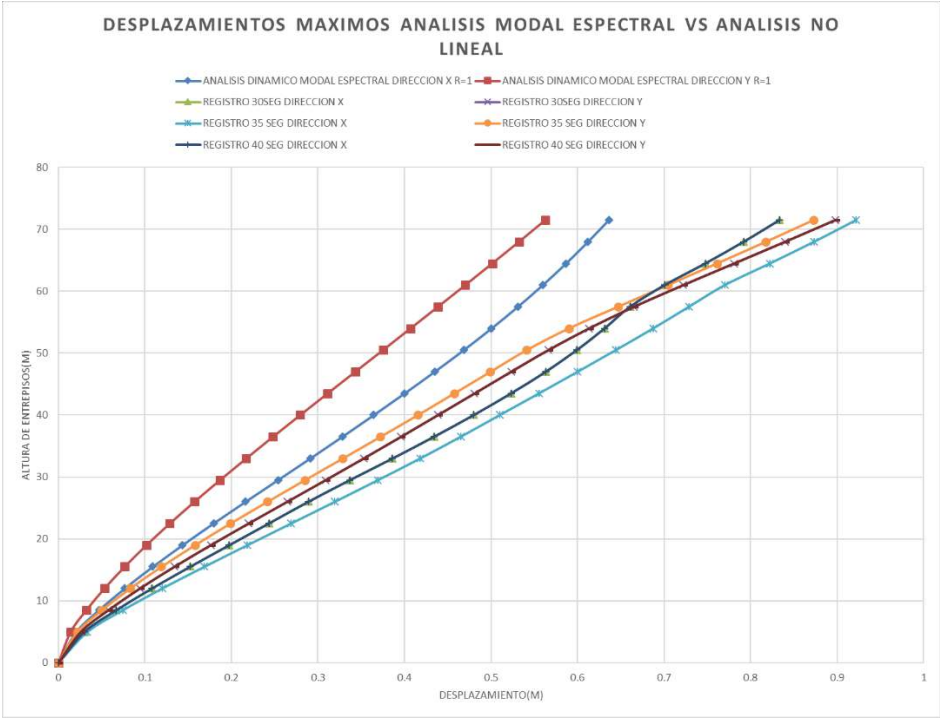


Figura 27 Gráfico de selección de los registros sintéticos que dan la máxima respuesta estructural de desplazamiento comparada con la respuesta del análisis modal espectral con R=1.00.

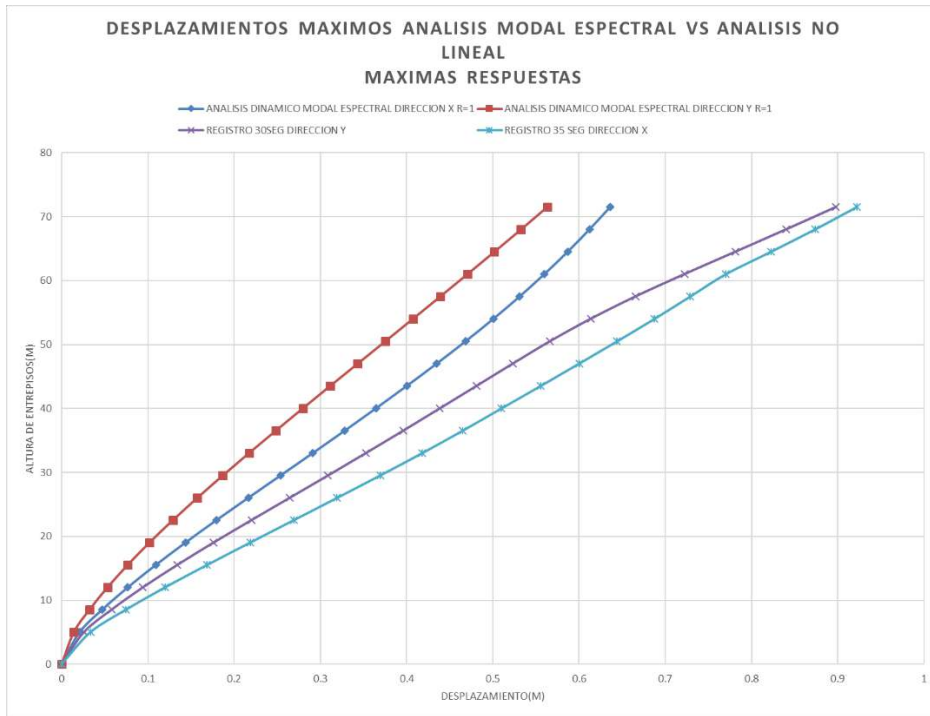


Figura 28 Gráfico de desplazamientos máximos de entrepiso de análisis modal espectral con $R=1.00$ y análisis dinámico no lineal tiempo historia.

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, 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 Edificaciones con Disipadores Viscosos.

4.19. Comportamiento Histerético de rótulas plásticas

El comportamiento de las vigas de acople ante la sollicitación sísmica del acelerogramas sintéticos, 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, dado que da los máximos valores de respuesta de deformación lateral de la estructura 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 histeréticos y realizar la sumatoria de las mismas, para este caso en particular la energía disipada tiene un valor de 7.93 Tonf-m.

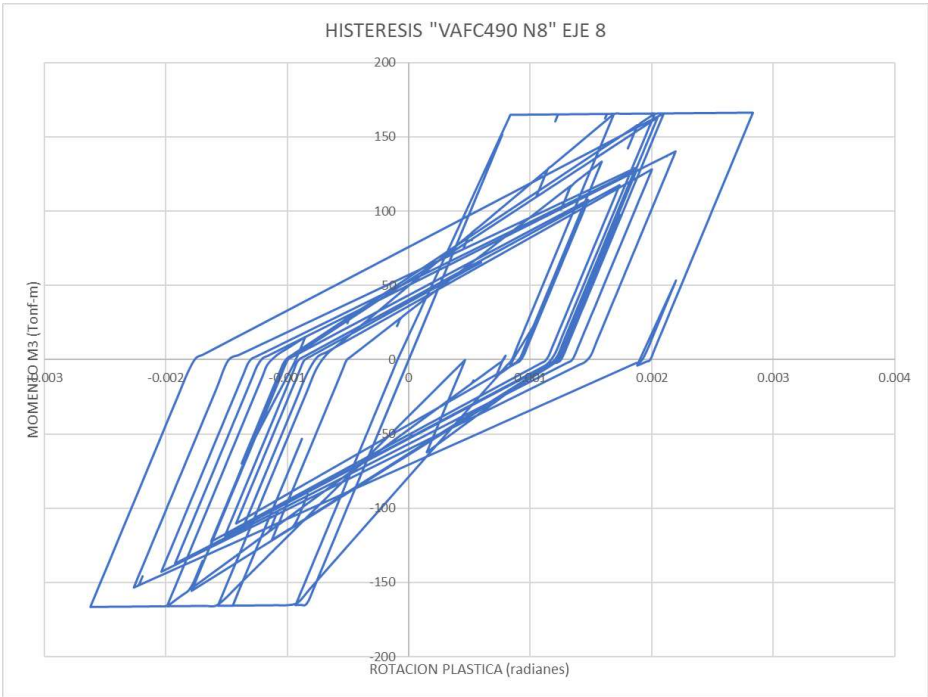


Figura 29 Histéresis viga de Acople Eje 8 N8

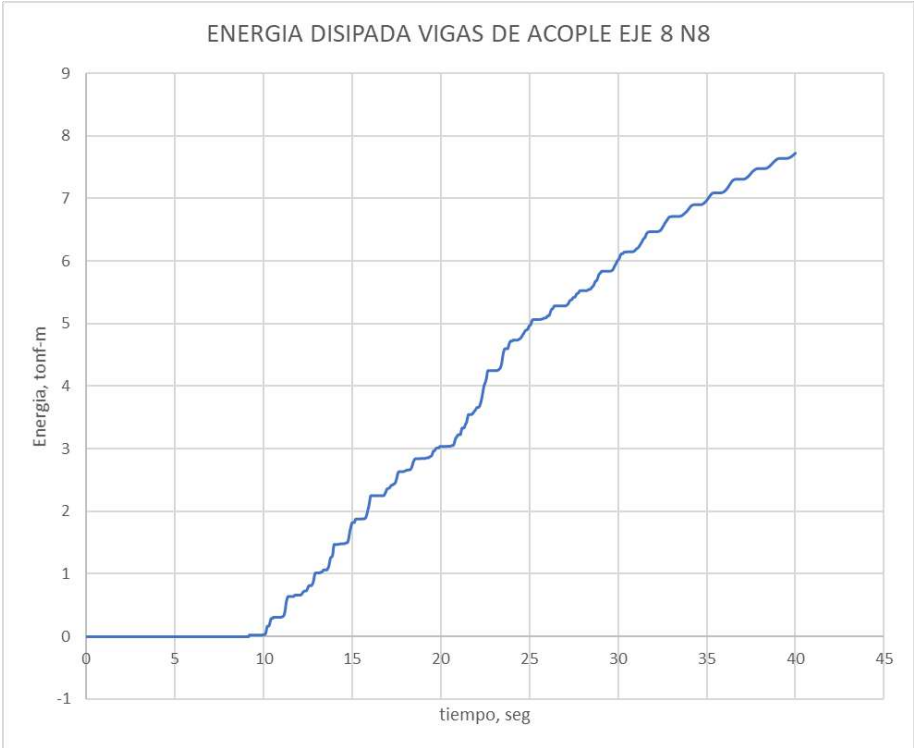


Figura 30 Energía disipada por Viga de Acople Eje 8 N8 = 7.93 Tonf-m.
4.20. Disipación de energía del sistema estructural E4

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.

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.

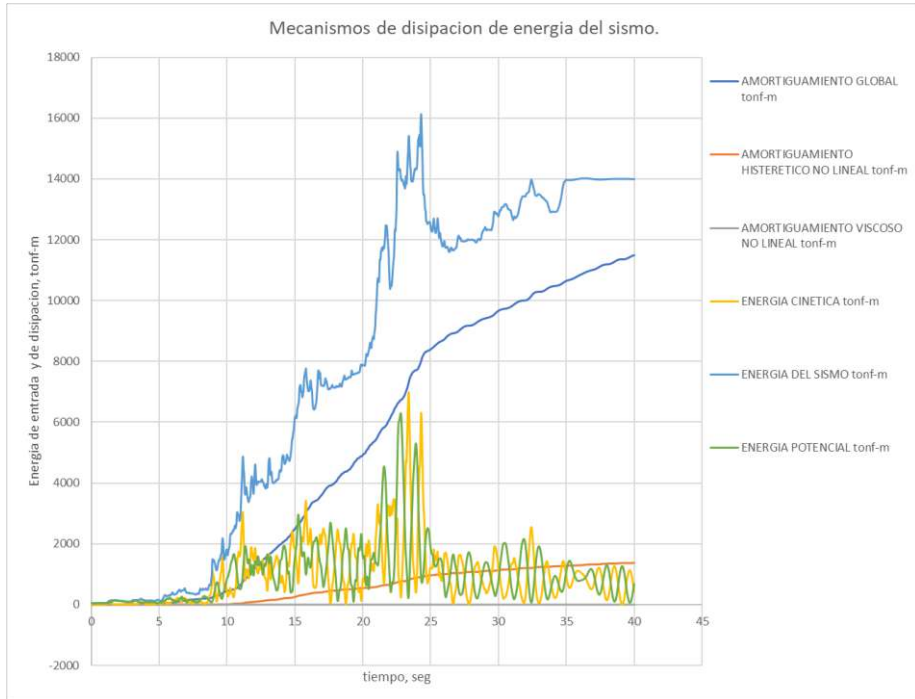


Figura 31 Energía de la entrada del sismo vs Mecanismos de disipación

La cantidad de energía que ingresa por el sismo es del orden de 16000 Tonf-m, de la cual cerca de 11800 Tonf-m las absorbe el amortiguamiento global del sistema y alrededor de 1400 Tonf-m son disipadas por el amortiguamiento histerético 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 el siguiente gráfico se observa la energía disipada por el amortiguamiento histérico en las vigas de acople contra la disipación por histéresis del sistema global.

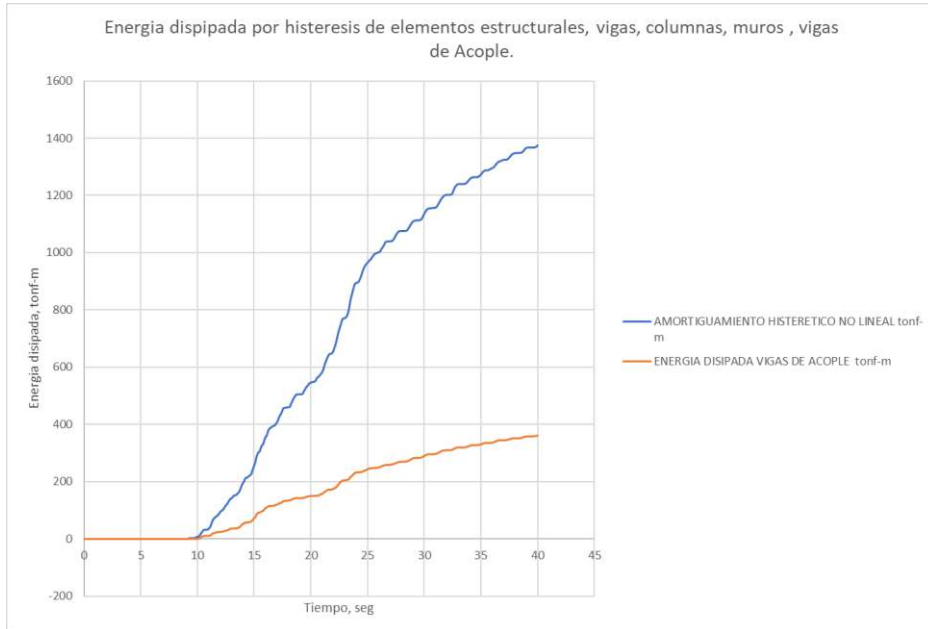


Figura 32 Energía disipada por comportamiento histérico no lineal.

De la figura 30 se puede observar lo siguiente, las vigas de acople disipan un 27% del total de la energía por efectos de amortiguamiento histérico no lineal, lo que indica la alta efectividad de este tipo de elementos, que actúan 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.

4.20. 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 E4 será sometido, todo con la metodología del análisis modal espectral.

Una forma de determinar que estructura es adecuada, es realizar el análisis dinámico no lineal tiempo historia, lo que nos conduce a conocer cuáles son los objetivos de 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 objetivos de desempeño, siendo Ocupación inmediata, Seguridad de vida y Prevención de colapso respectivamente.

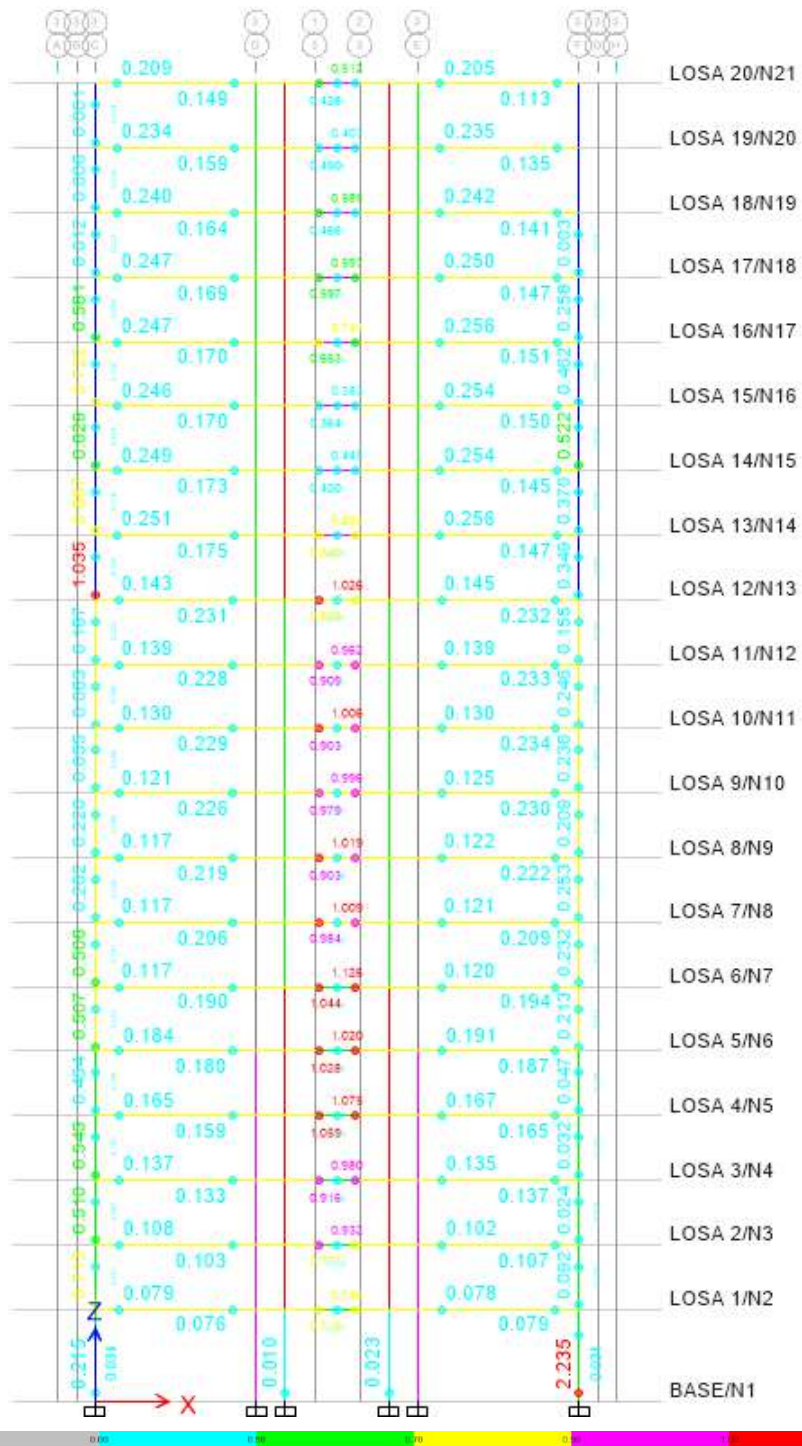


Figura 33 Performance Check para Ocupacion inmediata, indica que al menos 12 vigas de acople no cumplen para este nivel de desempeño y dos columnas tienen falla de rotulacion en la base al usar la maxima respuesta de tres sismos sinteticos.

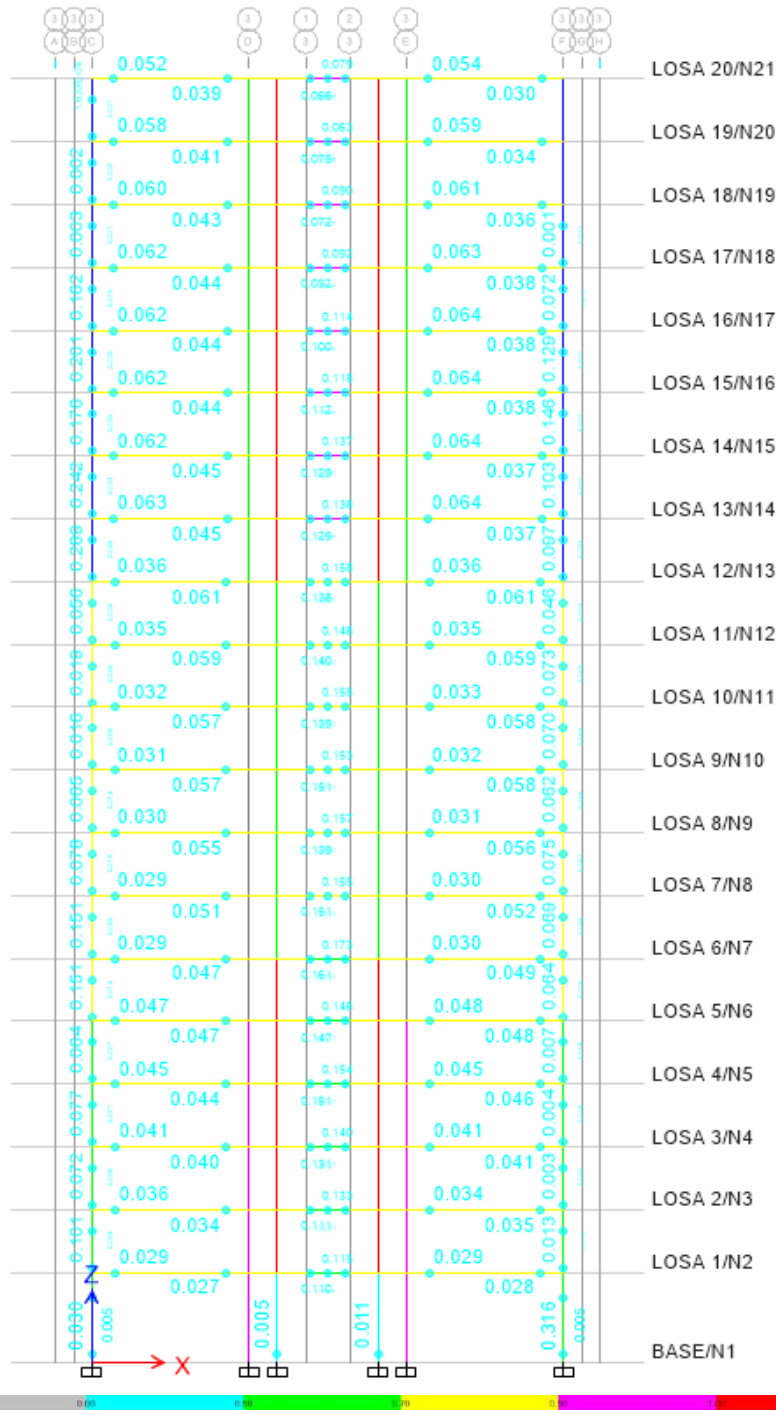


Figura 34 Performance Check para Seguridad de vidas, indica que todos los elementos estructurales cumplen para la respuesta maxima de tres registros sinteticos para el nivel de desempeño esperado

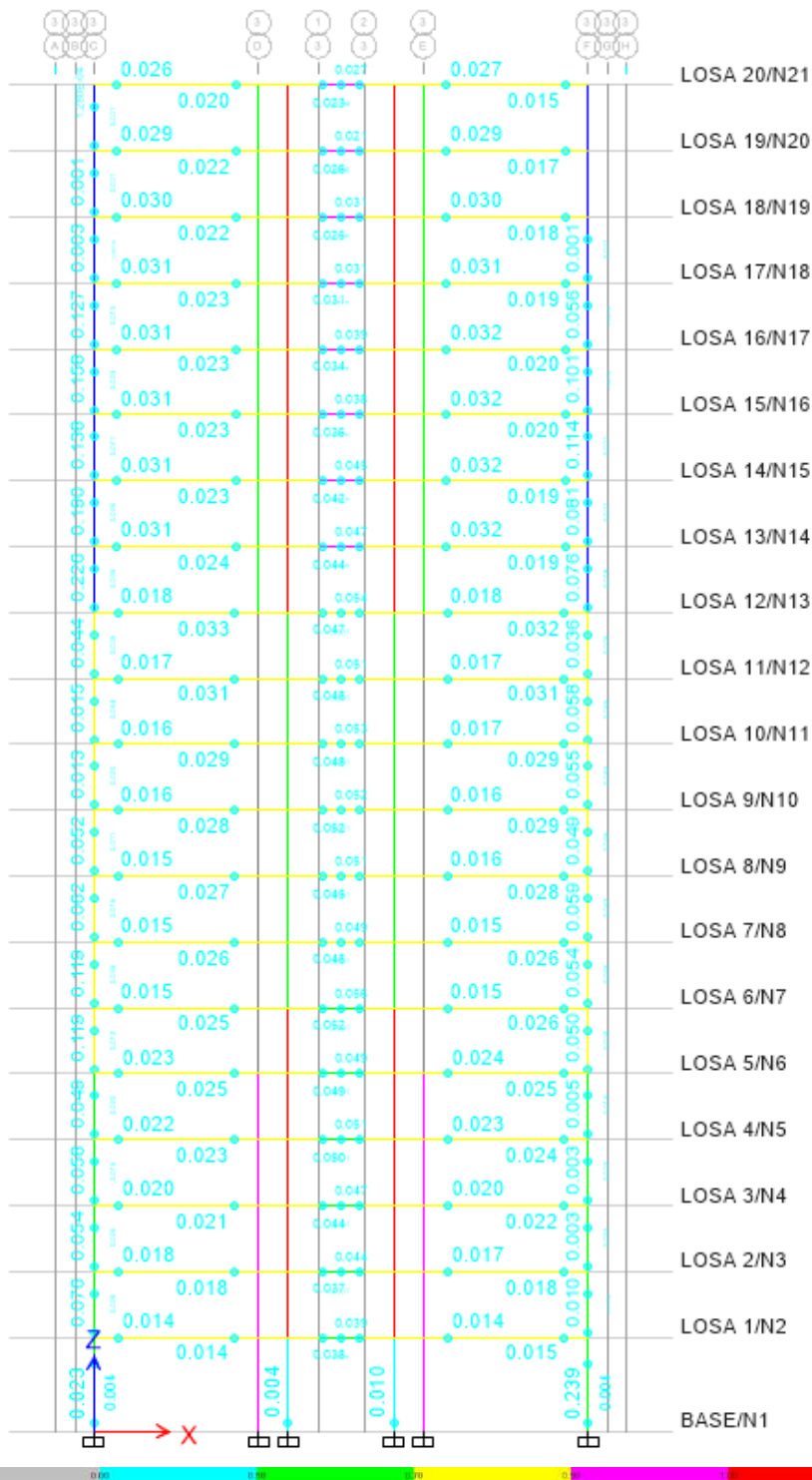


Figura 35 Performance Check para Prevención de colapso, indica que todos los elementos estructurales cumplen para la respuesta maxima de tres registros sinteticos.

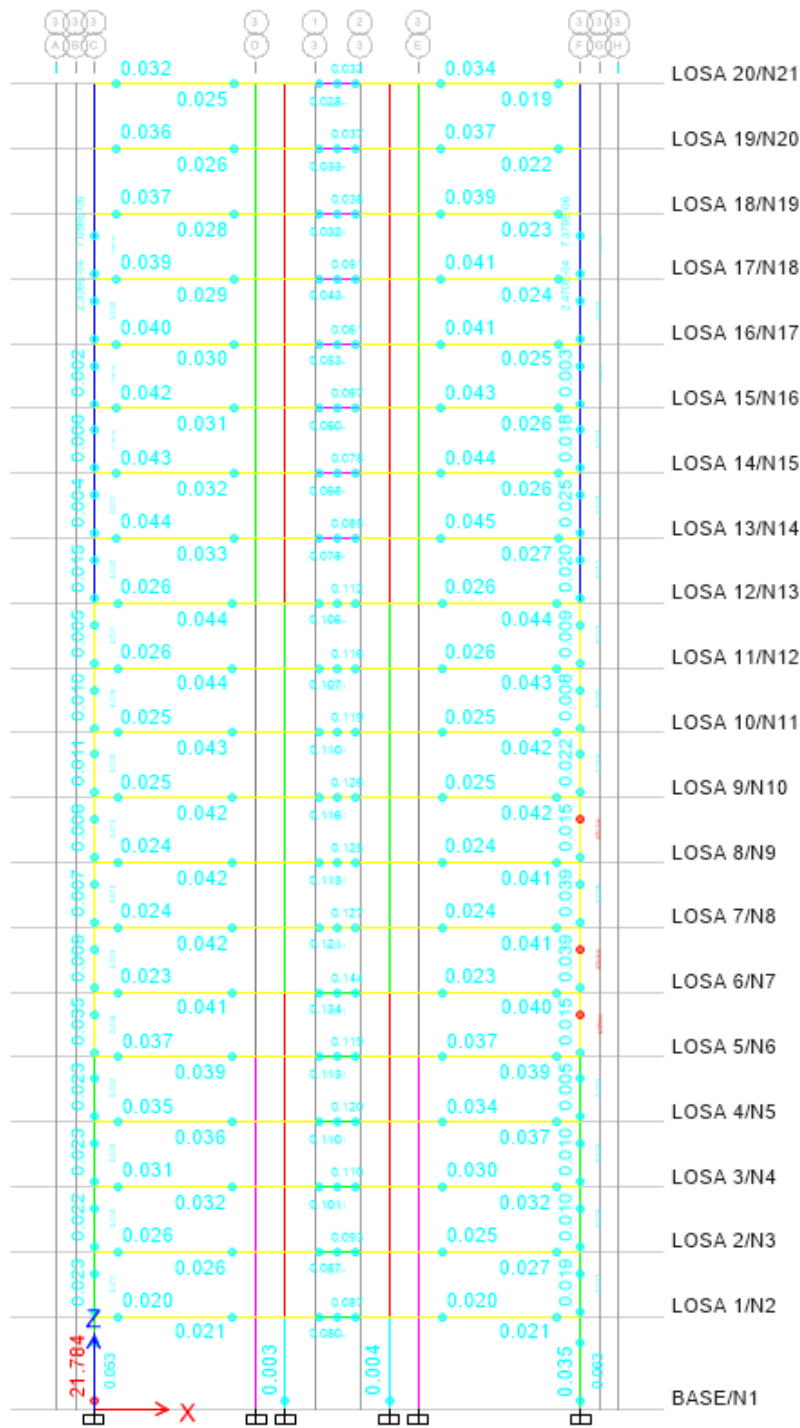


Figura 34 Performance Check para Seguridad a la vida, indica que todas las vigas de acople, vigas y 4 columnas rotulan fuera de los límites, sin provocar mecanismo de colapso al usar la respuesta media de los 11 pares de registros según ASCE 41-13.

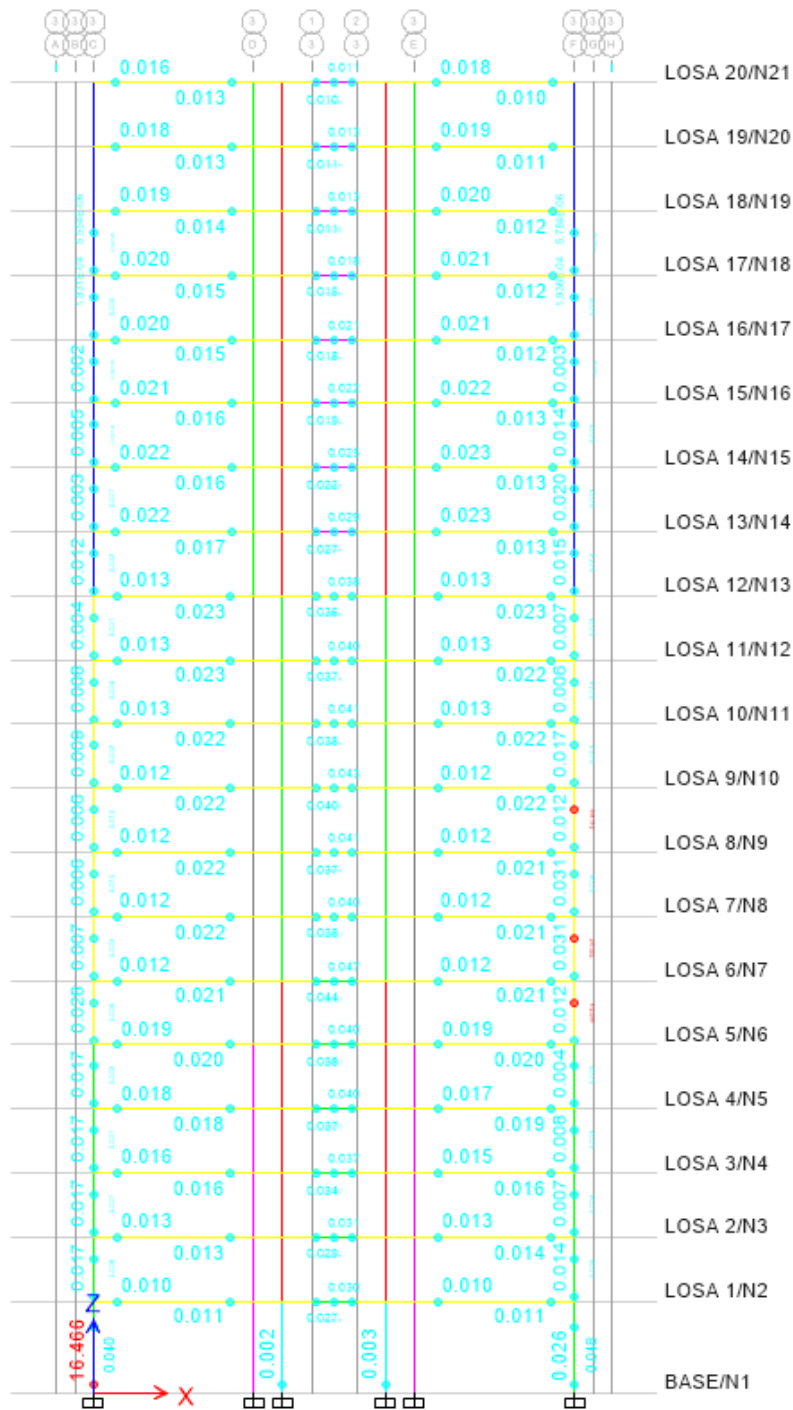


Figura 35 Performance Check para prevencion de colapso, indica que todas las vigas de acople, vigas y 4 columnas rotulan fuera de los limites, sin provocar mecanismo de colapso al usar la respuesta media de los 11 pares de registros segun ASCE 41-13.

De estas imágenes de los niveles de desempeño estructural de la estructura, se puede optimizar las vigas de acople dotándolas de más ductilidad, a través del aumento del refuerzo longitudinal, transversal y diagonal, para que la estructura se encuentre en el nivel de operación inmediata.

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 rótulas 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.
- El uso de un acelerograma sintético para el espectro de diseño de la normativa AGIES, permite la correcta implementación de análisis no lineal, ya que no se tienen registros acelerográficos reales que sean compatibles con el espectro de respuesta.
- La correcta definición de rótulas plásticas (Hinges), proporciona lazos de histéresis predichos en la teoría haciendo uso adecuado de relaciones de histéresis como la de Takeda.
- Los objetivos de 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 debe 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 más real del comportamiento estructural en sistemas estructurales E4.
- 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 comprueba 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.

REFERENCIAS

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI. (2019). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural(ACI 318-19) (Versión en español y en sistema mtrico SI). Farmington Hills, Michigan, U.S.A.: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI.
2. American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 7-16 (2017), Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, Reston, Virginia, U.S.A.: American Society of Civil Engineers.
3. American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-13 (2014), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Reston, Virginia, U.S.A.: American Society of Civil Engineers.
4. Aoyama, H., & Sugano, T. (1968). A Generalized Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Structures Based on the Tests of Members. Recent Researches os Structural Mechanics, 15-30.
5. 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.
6. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES. (2018). NSE 2.1 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS. Guatemala, Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES.
7. 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.
8. 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.
9. Chan, H., & Tso, W. (1971). Static and Dynamic Analysis of plane coupled Shear Walls. Montreal, Canada: McGill University.
 10. Clough, R., & Jhonston, S. (1966). Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements. Structural Engineering Lab, Report No. 66-16.
 11. Coull, A., & Choudhury, J. (1967). Stresses and deflections in coupled shear walls. Proceedings ACI Journal, 65-72.
 12. Damiao Bezelga, J. (2015). Vigas de Acoplamiento de Paredes Estruturais - Procedimento de Modelação para Análise Sísmica de Estruturas de Betão Armado (in portuguese). Lisboa: Instituto Superior Técnico – Universida de Lisboa.
 13. FEDERAL EMERGENCY MANGEMENT AGENCY, FEMA. (1997). NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. Washington D.C., U.S.A.: FEDERAL EMERGENCY MANGEMENT AGENCY, FEMA.
 14. FEDERAL EMERGENCY MANGEMENT AGENCY, FEMA. (2000). PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUIDINGS. Washington, U.S.A.: FEDERAL EMERGENCY MANGEMENT AGENCY, FEMA.
 15. Girijavallabhan, C. (1969). Analysis of shear wall with openings. Journal Structural Division, 2093-2103.
 16. IBC, I. B. (2018). 2018, INTERNACIONAL BUILDING CODE IBC. BRUSELAS: CONSTRUCCION.
 17. Kent, Harries A.; Meeri, Bingnian Gong ; Bahram, Shahrooz M. (2000). Behavior and Design of Reinforced Concrete, Steel, and Steel-Concrete Coupling Beams. Columbia, North Carolina, U.S.A.
 18. 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.
 19. Moehle, J. (2015). Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. McGraw-Hill Education.
 20. Otani, S., & Sozen, M. (1972). Behaviour of multi-story reinforced concrete frames during. Urbana, Illinois: Structural Research Serie, No. 392.
 21. Son Vu, N., Li, B., & Beyer, K. (2015). Effective stiffness of reinforced concrete coupling beams. Engineering Structures, 371-382.
 22. Takeda, T., M.A. , S., & Nielsen, N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. Journal, Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, 2557-2573.

23. Villarreal, G. & Díaz La Rosa, M. (2016). Edificaciones con Disipadores Viscosos. Lima-Perú.
24. 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.
25. Xicar, M. (2021), "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, para la zona 9 de Quetzaltenango", Tesis de Maestría en Ciencias, Departamento de estudios de postgrado, Centro Universitario de Occidente, Universidad de San Carlos de Guatemala.