



Benemérita Universidad Autónoma de Puebla

Facultad de Ingeniería

**Tesina presentada para obtener el grado de:
Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras.**

**Tema: Comportamiento de conexiones mixtas de viga
metálica a columna de concreto en una estructura a base
de marcos.**

Presenta:

Ing. José Eduardo Arriaga Valdez

Asesor de tesina:

M.I. Marco Antonio González y González

Diciembre 2018



Contenido

INTRODUCCIÓN	3
OBJETIVO GENERAL	4
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
CAPÍTULO 1. CARACTERÍSTICAS DE LAS CONEXIONES	5
1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES	5
1.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES EN BASE AL ANÁLISIS GLOBAL.....	5
1.1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES EN BASE A SU RIGIDEZ	7
1.1.2.1 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A LAS VIGAS QUE CONECTAN.....	8
1.1.2.2 PLACAS BASE CLASIFICADAS DE ACUERDO A LA COLUMNA QUE CONECTAN	9
1.1.3 CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES EN BASE A SU RESISTENCIA.....	10
1.1.4 CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES EN BASE A SU CAPACIDAD DE ROTACIÓN	10
1.1.4.1 CONEXIONES ATORNILLADAS.....	11
1.1.4.2 CONEXIONES SOLDADAS.....	12
1.2 CONEXIONES DE ACERO A CONCRETO.....	13
1.2.1 MODELOS DISPONIBLES	13
1.2.2 ESTRUCTURAS DE ACERO Y COMPUESTAS.....	13
CAPÍTULO 2. DISEÑO DE LAS CONEXIONES MIXTAS	15
1	15
2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	15
2.1.1 GEOMETRÍA	16
2.1.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	17
2.2 CRITERIOS DE DISEÑO	17
2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	17
2.4 DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS	23
2.5 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS	24
2.6 CARACTERÍSTICAS DE LA CONEXIÓN	24
2.7 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	25
2.8 CURVA MOMENTO-ROTACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.....	28
2.9 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE LA CONEXIÓN	30
CAPÍTULO 3. COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN MIXTA Y LOS ELEMENTOS QUE LA CONSTITUYEN	33
3.1 COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO.....	33
3.2 COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE ACERO	34
3.3 COMPORTAMIENTO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA	35
CONCLUSIONES.....	37
REFERENCIAS	39

Introducción

Hoy en día los requerimientos en construcción avanzan a pasos enormes, de tal forma que se busca diseñar estructuras dúctiles a través de la configuración de una conexión adecuada. La Agencia de Administración de Emergencias Federal de los Estados Unidos (FEMA, por sus siglas en inglés *Federal Emergency Management Agency*) declara que una estructura es dúctil cuando es capaz de soportar grandes deformaciones inelásticas, sin comprometer de manera significativa la resistencia y sin que se desarrolle inestabilidad y colapso. Una de las acciones más influyentes y con ventajas en el diseño de las conexiones es el caso de sismos (FEMA, 2000; FEMA, 2013).

El Instituto del Concreto Americano (ACI, *Amerian Concrete Institute*) publicó un informe sobre el Estado del Arte de los Anclajes en Hormigón, el cual se presentan los conocimientos sobre el anclaje en concreto obtenidos con base en programas de ensayos a nivel mundial (ACI, 1997). Se presenta, además, el comportamiento de diferentes tipos de anclajes y modos de falla, además de criterios de diseño y requisitos de los códigos existentes, tanto estadounidenses como europeos. Este documento es de gran ayuda, ya que concentra gran información sobre la conexión entre acero y concreto. En la actualidad, no existe una normativa que precise el diseño de esta conexión en particular. Por este motivo, aunque el informe se enfoca principalmente a la conexión de columnas de acero a la cimentación.

Siendo la base del diseño por desempeño, el comportamiento de los elementos que conforman la estructura; es de vital importancia conocer el comportamiento no lineal de conexiones, y no únicamente de los elementos como columnas y vigas de la estructura, con el fin de obtener

un resultado más acertado en la evaluación del desempeño de la estructura.

Objetivo general

Determinar el comportamiento de las conexiones mixtas de viga de acero a columna de concreto en una estructura a base de marcos, para identificar los elementos más vulnerables en la conexión, así como, establecer las bases para un análisis no lineal global del caso de estudio.

Objetivos específicos

- Describir las características de las conexiones mixtas, para identificar cada una de sus partes y los tipos de conexiones existentes.
- Analizar el comportamiento de la conexión típica, para identificar los estados de falla de cada uno de los elementos.
- Generar un modelo no lineal y someterlo a ciclos histeréticos de carga y descarga, así como un análisis Pushover de la conexión típica.

Capítulo 1. Características de las conexiones

1.1 Clasificación de las conexiones

1.1.1 Clasificación de las conexiones en base al análisis global

La clasificación de las conexiones está preparada para examinar el alcance para el cual la rigidez o la resistencia han sido consideradas en el diseño. Existen en total tres diferentes métodos de cálculo para diferentes tipos de conexiones de acuerdo al Eurocódigo.

- Método Elástico: si este método es aplicado, solo la rigidez elástica es considerada, la rigidez elástica es implementada en el cálculo estructural como un resorte para poder determinar las fuerzas internas de la conexión. Si el momento flexionante no excede $2/3$ de la resistencia a momento de la conexión con la rigidez inicial, esta puede ser utilizada para describir el comportamiento elástico. Para los cálculos, donde el momento plástico es alcanzado, la rigidez de la conexión puede ser calculada como la rigidez secante. Las conexiones son clasificadas en este método tomando en cuenta la rigidez rotacional.
- Método rigido-plástico: en este método el comportamiento elástico de la conexión es desestimado. Las fuerzas internas del cálculo estructural son calculadas de la teoría de rotulas plásticas de primer orden solo satisfaciendo las condiciones de equilibrio. En este método solo la capacidad del momento plástico es considerada, pero la conexión debe de tener la suficiente capacidad de deformación para permitir una redistribución plástica, en este caso las conexiones son clasificadas por su resistencia.

- Método Elasto-plástico: en este método la relación momento-curvatura debe de ser considerado. Esta relación es utilizada dentro del modelado del cálculo estructural. Para simplificación se debe utilizar un enfoque bilineal de la curva de momento-rotación. Con frecuencia la secante reducida de la rigidez es aplicada. Si se utiliza este método la conexión se debe clasificar por su resistencia y rigidez

El Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC, *American Institute of Steel Construction*) distingue en la norma de Diseño de Estrés Permisible (ASD, *Allowable Stress Design*) tres tipos de sistemas estructurales:

- **Tipo 1 (estructuras de nudos rígidos):** los elementos que concurren en un punto forman un nudo rígido, por lo que las tangentes a las directrices de ambos elementos mantienen ángulos invariables después de la deformación.
- **Tipo 2 (estructuras de nudos articulados):** las uniones pueden transmitir el esfuerzo cortante, siendo despreciable el momento flector inducido en la viga, lo que permite el giro.
- **Tipo 3 (estructuras de nudos semirrígidos):** las uniones pueden transmitir el esfuerzo cortante y parte del momento flector.

Por otro lado, el AISC distingue en la norma de Diseño del Factor de Carga y Resistencia (LRFD, *Load and Resistance Factor Design*) dos tipos de sistemas estructurales (Galambos, 1981):

- Tipo FR (Fully Restrained): se corresponde con el tipo I de la norma ASD.
- Tipo PR (Partially Restrained): incluye los tipos 2 y 3 de la norma ASD. Si se elige el tipo de construcción PR, deben de tenerse en

cuenta las deformaciones de la unión para el diseño y análisis de la estructura.

1.1.2 Clasificación de las conexiones en base a su rigidez

Dentro de esta clasificación se puede tomar en cuenta la rigidez en las conexiones de viga a viga o de muro a viga; por otro lado, también se puede hablar de la rigidez de la conexión de una placa base. En función de su rigidez rotacional inicial, la conexión se puede clasificar en articulada, rígida o semi-rígida. La conexión articulada puede transferir fuerzas axiales y cortantes. El giro en la conexión no genera momentos flexionantes significantes. Si la conexión no puede ser clasificada como articulación o como conexión rígida será clasificada como semi-rígida. Las conexiones rígidas poseen una suficiente rigidez rotacional, como para ser considerada en el análisis global.

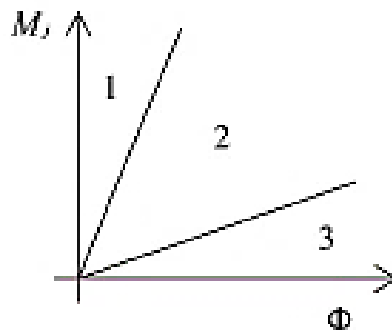


Figura 1.1 Clasificación debida a la rigidez de la conexión.

1.1.2.1 Clasificación de acuerdo a las vigas que conectan

- Conexión rígida: en la figura 1.1 en la zona 1 se clasifican esta categoría, siempre y cuando:

$$S_{j,ini} \geq K_b E I_b / L_b \quad (1.1)$$

Si existe un contraviento el cual reduce los desplazamientos horizontales en más de un 80%, entonces $K_b = 8$. Para otros marcos si la ecuación 1.2 es válida, entonces $K_b = 25$.

$$\frac{K_b}{K_c} \geq 0.1 \quad (1.2)$$

- Conexión semi-rígida: en la figura 1.1 en la zona 3, se espera tener una rigidez a flexión limitada comparada con la rigidez a flexión de la viga que se conecta.

$$S_{j,ini} \leq 0.5 E I_b / L_b \quad (1.3)$$

Donde:

K_b Es el valor promedio de I_b/L_b para todas las vigas en la parte superior de ese entrepiso.

K_c Es el valor promedio de I_c/L_c para todas las columnas de ese entrepiso.

I_b Es el segundo momento de área de la viga

I_c Es el segundo momento de área de la columna

L_b Es el claro de la viga

L_c Es la altura de entrepiso de columna

1.1.2.2 Placas base clasificadas de acuerdo a la columna que conectan

- Conexión rígida: La conexión se considera rígida si las siguientes condiciones son satisfechas:

Si existe un contraventeo adicional en un marco y el contraventeo reduce el movimiento horizontal en un 80%, entonces la base de la columna afecta la precisión del diseño de la columna, el cual depende de la esbeltez relativa de la columna. Esta placa base debe ser asumida como rígida de acuerdo al Eurocódigo (EN1993-1-8:2006 cl. 5.2), si:

$$\bar{\lambda}_0 \leq 0.5 \quad (1.4)$$

Para

$$0.5 < \bar{\lambda}_0 < 3.93 \text{ es } S_{j,ini} \geq 7(2\bar{\lambda}_0 - 1)E I_c/L_c \quad (1.5)$$

Y para

$$\bar{\lambda}_0 < 3.93 \text{ y } S_{j,ini} \geq 48E I_c/L_c \quad (1.6)$$

Donde:

$\bar{\lambda}_0$ Es la esbeltez relativa de la columna en donde se asume que los dos extremos son articulaciones.

Para todos los demás casos donde no se restringen los desplazamientos horizontales, la base de la columna se clasificara como rígida si:

$$S_{j,ini} \geq 30E I_c/L_c \quad (1.7)$$

1.1.3 Clasificación de las conexiones en base a su resistencia

La clasificación de las conexiones con respecto a su resistencia se divide en tres secciones: la articulada, la de resistencia completa y la de resistencia parcial.

Dentro de la clasificación de conexión articulada, están aquellas cuya resistencia a momento flexionante es inferior al 25% de la resistencia a momento de la sección. Por otro lado, la conexión de resistencia completa es aquella que resiste el momento de diseño de la sección o un momento superior. Mientras que la conexión de resistencia parcial, es aquella que queda entre estas dos definiciones.

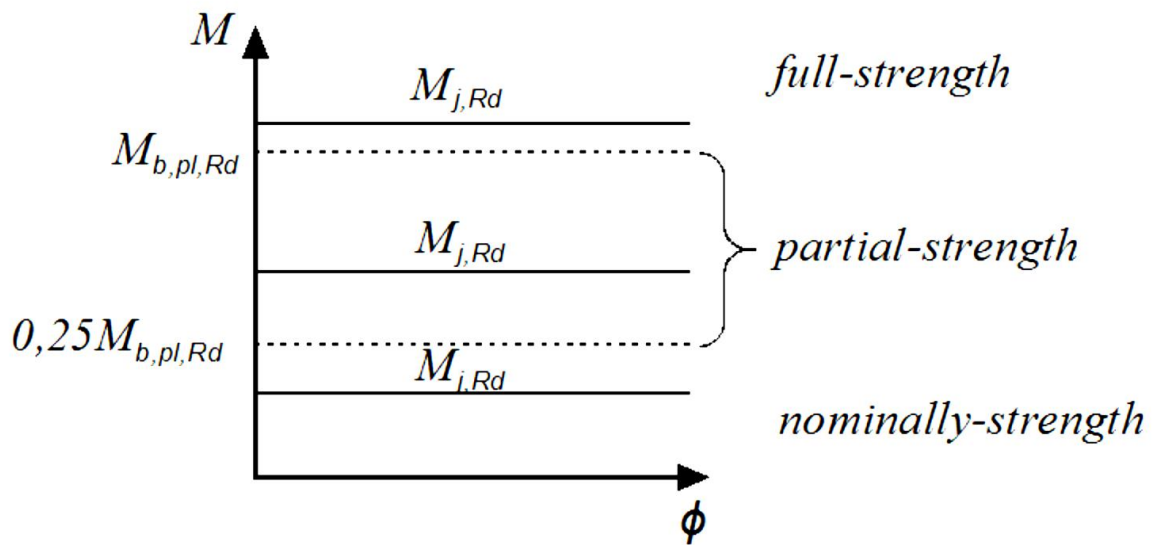


Figura 1.2 clasificación debida a la resistencia de la conexión.

1.1.4 Clasificación de las conexiones en base a su capacidad de rotación

Una definición para la clasificación explícita de este tipo de conexiones, no se implementa dentro de los manuales. La complejidad de la

clasificación debido a su capacidad de deformación está en el desconocimiento del comportamiento de los materiales en el rango no elástico de los mismos, lo cual impide una predicción certera de la falla de los componentes. En el manual las reglas de diseño están dadas por el conocimiento empírico de los diseñadores. Si el sistema es calculado con un análisis plástico global, una rotación suficiente será requerida. Si el momento resistente de la conexión es al menos 20% mayor que el momento plástico resistente de la sección que se conecta. No se requiere averiguar la capacidad de la rotación, debido a que la articulación plástica aparecerá en la viga y no en la conexión.

$$M_{j,Rd} \geq 1.2M_{pl,Rd} \quad (1.8)$$

Si el momento resistente de la conexión no es 1.2 veces el momento plástico resistente de la viga que se conecta, la articulación plástica se asume en la conexión, por lo tanto la capacidad mínima de rotación debe ser revisada para conexiones soldadas y atornilladas.

1.1.4.1 Conexiones atornilladas

En una conexión atornillada se asume que ésta cuenta con la suficiente capacidad de rotación, si cumple con el siguiente argumento:

Si la carga de falla $M_{j,Rd}$ es determinada por la resistencia del alma de la columna y éste se cumple d/t_w menor o igual a 69ε .

Donde:

d es el diámetro nominal del tornillo

t_w es el espesor del alma

Si el espesor del patín de la columna o la viga y placa base son los suficiente pequeños para satisfacer la siguiente fórmula

$$t \geq 0.36d\sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (1.9)$$

Donde:

f_{ub} es la resistencia última de los tornillos

f_y es la resistencia a fluencia del patín o placa base

1.1.4.2 Conexiones soldadas.

Para una conexión soldada la capacidad de rotación puede ser calculada con la ecuación 1.10. En el caso en que el alma este rigidizada en el área a compresión pero no en la de tensión y la resistencia a momento no es determinada por el alma de la columna.

$$\phi_{cd} \geq 0.025 h_c/h_b \quad (1.10)$$

Donde:

h_c es la profundidad de la columna

h_b es la profundidad de la viga

Para una conexión de viga a columna donde las áreas a compresión y a tensión no están rigidizadas, la capacidad de rotación puede ser asumida por lo menos como 0.015 radianes.

1.2 Conexiones de acero a concreto

1.2.1 Modelos disponibles

Los modelos de diseño se encuentran actual disponibles en tres principales documentos del Eurocódigo (EN1993-1-8:2006, EN1994-1—1:2010, CEN/TS 1992-4-1:2009).

EN1993-1-8:2006 que incluye valores para rigidez y resistencia para todos los componentes y valores de rigidez y resistencia para los componentes de concreto a compresión. No hay reglas para componentes de concreto a tensión o cortante.

EN1994-1—1:2010 resalta las reglas del documento anterior para conexiones compuestas tales como las de vigas secundarias con capa de compresión.

CEN/TS 1992-4-1:2009 resume los valores para las resistencias de diseño de las cimentaciones en concreto pero no existen valores para rigidez o ductilidad.

1.2.2 Estructuras de acero y compuestas

El modelo analítico de predicción para base de columna y placa base es descrito dentro del Eurocódigo. Con estas reglas de diseño las placas bases de columna cargadas por fuerza axial y momentos flexionantes se calculan. En el modelo solo se incluyen componentes de concreto para fuerzas de compresión y solo los elementos de acero son considerados para resistir tensión. Para empezar de acuerdo a la excentricidad de la carga axial y la geometría de la placa base uno de los cuatro tipos de carga es elegido y el brazo de palanca se calcula. Y se determina la carga

de falla de acuerdo al elemento más débil de los componentes enlistados a continuación:

- Tensión
 - Placa base en flexión bajo tensión
 - Perno a de anclaje en tensión
 - Alma de columna en tensión
- Compresión
 - Placa base en flexión a compresión
 - Concreto en compresión
 - Alma de columna y patín en compresión
- Cortante
 - Pernos de anclaje a cortante

Por último se calcula la rigidez rotacional de la conexión.

Capítulo 2. Diseño de las conexiones mixtas

1

2.1 Características de la estructura

Para indagar sobre el comportamiento de una conexión mixta, se ha seleccionado el caso de una conexión que forma parte de una estructura de un nivel que tendrá como uso un hospital, el cual se encuentra actualmente en funcionamiento.

Es importante seguir el proceso de diseño de todos los elementos de esta estructura, ya que al final del documento, se realizará un análisis del comportamiento al considerar la rigidez de la conexión y de cómo afecta el comportamiento global de la estructura.

El hospital se encuentra ubicado en el municipio de Huejotzingo en el estado de Puebla.



Figura 2.1 Municipio de Huejotzingo en el estado de Puebla.

2.1.1 Geometría

La estructuración de esta edificación se basa en marcos mixtos con columnas de concreto reforzado cuya sección es de 55 x 55 centímetros y vigas metálicas sección IR-406x53.7 kg/m. la estructura cuenta con dimensiones en planta de 50.40 x 79.2 metros. Cuenta con crujiás de hasta 7.2 metros como se muestra en la figura 2.2.

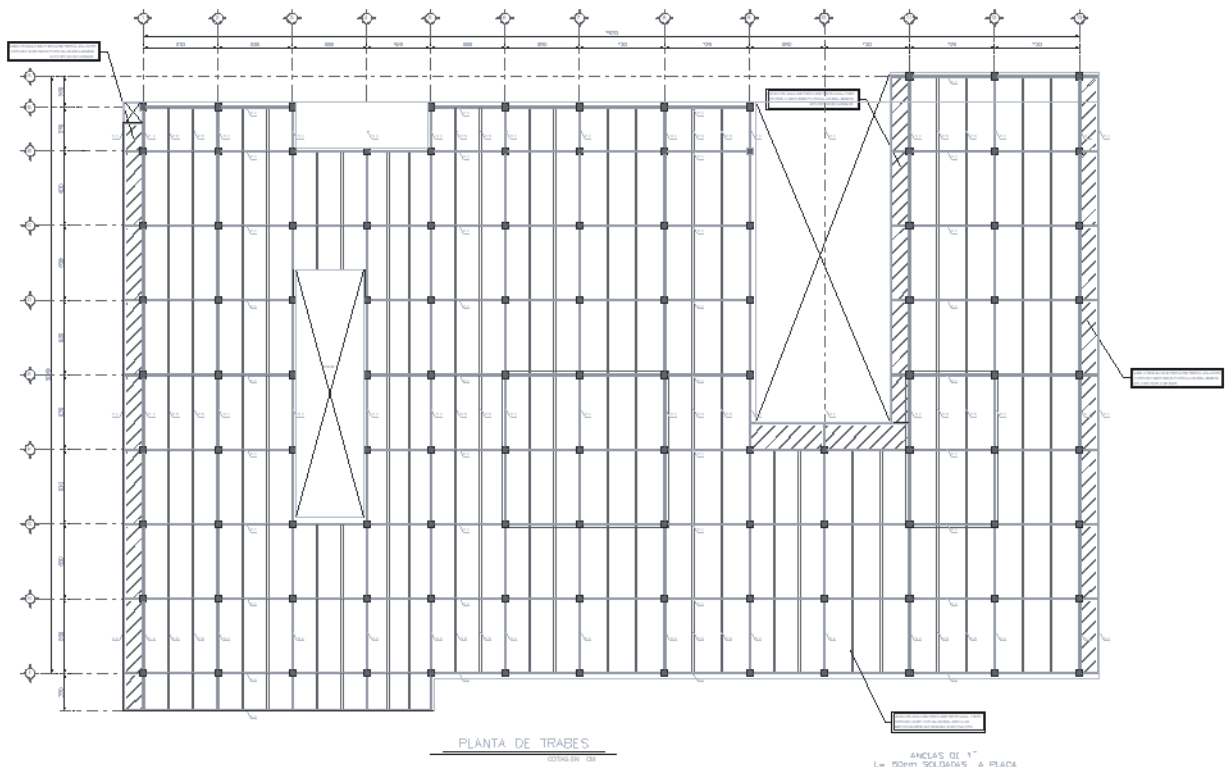


Figura 2.2 Planta de vigas.

El sistema de azotea que funciona como diafragma rígido se conforma por una losacero de 12 centímetros de espesor. Dicha losacero, cuenta con una capa de compresión de 6 cm y una lámina calibre 22 sección 4.

2.1.2 Propiedades de los materiales

Para cimentación y columnas se utilizó concreto $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ con un módulo de elasticidad $E_c=220,000 \text{ kg/cm}^2$, mientras que el acero de refuerzo se consideraron varillas de acero corrugado con resistencia $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E_s=2'100,000 \text{ kg/cm}^2$. El acero para vigas y placas se consideró como acero grado estructural A-36 con $f_y=2,530 \text{ kg/cm}^2$ y el módulo de elasticidad E_s .

2.2 Criterios de diseño

Para el análisis sísmico se utilizó el manual de construcciones civiles de CFE de 1993, en su apartado de diseño por sismo, de acuerdo a este manual, la estructura se encuentra dentro del grupo de importancia A, ya que se trata de un hospital y cuyo funcionamiento es indispensable después de un evento sísmico importante. De acuerdo a la regionalización presentada en este manual, el hospital, se ubica en la zona sísmica B con un tipo de suelo II, cuya ordenada espectral máxima es de 0.3, pero que al tratarse de una estructura del grupo A, se obtiene el coeficiente $c=0.45$. La estructura se clasifica como irregular debido a los vacíos y entrantes en planta. Por lo tanto, el factor de comportamiento sísmico Q es igual a 1.6 ya que se consideró en principio un $Q=2$ modificado por el factor de irregularidad.

2.3 Análisis estructural

El análisis de esta estructura se llevó a cabo con la ayuda del software SAP2000. Se realizó un modelo matemático de elementos finitos tipo barra de 6 grados de libertad por nodo. Se consideraron las columnas empotradas en su base con 4 metros de altura y las vigas principales en los ejes de cada columna restringiéndolas en ambas direcciones

ortogonales, las cuales formaron marcos mixtos. Las vigas secundarias se colocaron a no más de 2.10 metros de separación a ejes entre ellas, con el fin de no tener que apuntalar la losacero durante el proceso constructivo. El modelo se muestra en la figura 2.3.

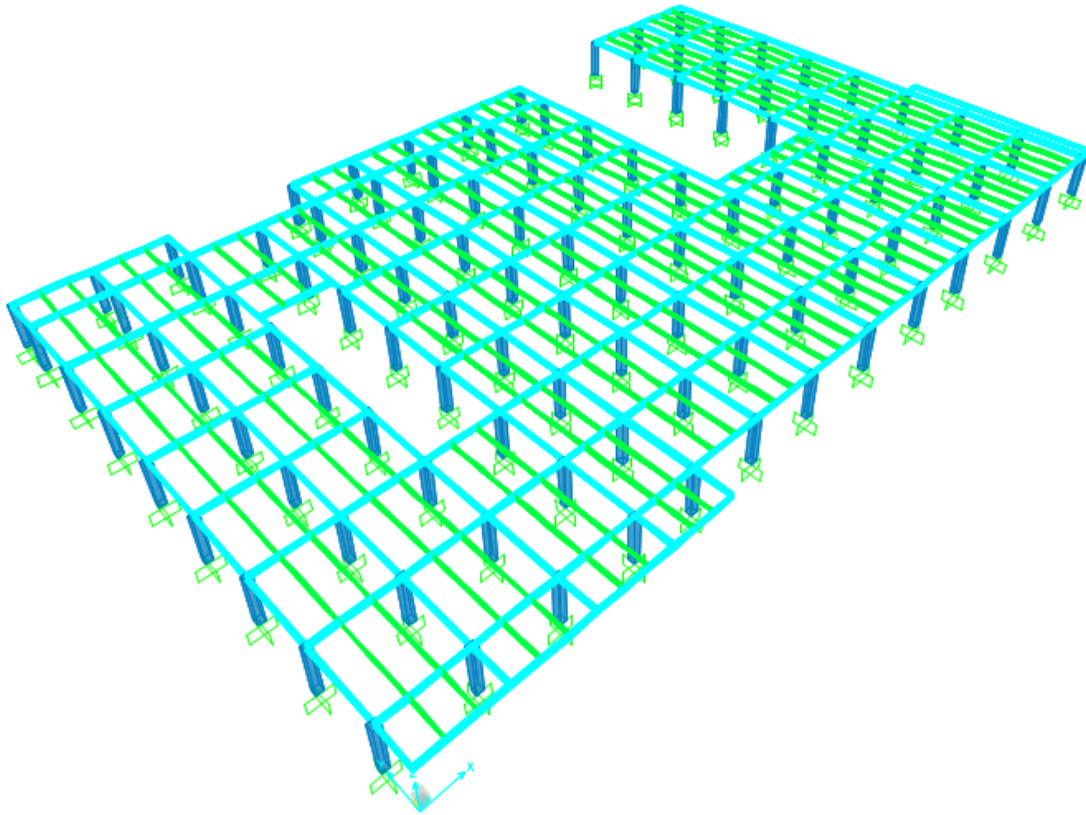


Figura 2.3 modelo matemático de la estructura.

Una vez definida la geometría de la estructura y la propuesta de pre-dimensionamiento de las secciones, se continuó con la aplicación de las cargas que actuaran durante la vida útil de la estructura. Para la definición de cargas muertas, se realizó un análisis de cargas el cual se muestra a continuación en la figura 2.4

Losa de Azotea

	L (m)	b (m)	h (m)	g (kg/m3)	kg	
<i>Losa</i>					156.6	
<i>relleno</i>	1.00	1.00	0.05	1600	80	
<i>Impermeabilizante</i>	1.00	1.00	0.02	1600	32	
<i>Instalaciones</i>					10	
<i>Por norma</i>					40	
				C. Muerta	318.6	kg/m2

Figura 2.4 Análisis de cargas muertas

Las cargas vivas se consideraron de acuerdo a las NTCDF-2004 en su apartado de criterios de diseño, en el cual se estipulan las cargas vivas con sus magnitudes máximas e instantáneas, las cuales se aplicaron al modelo matemático. La carga viva máxima W_m se consideró de 100 kg/m^2 , mientras que la carga viva instantánea W_a se consideró de 70 kg/m^2 .

A demás se realizó un análisis modal espectral para la determinación de las fuerzas sísmicas que actuaran en la estructura. Como se ha mencionado se utilizó el manual de obras civiles de CFE de 1993 para general el espectro de diseño, también se consideró factor de comportamiento sísmico $Q=2$ afectado por un factor de irregularidad en la geometría de la estructura de 0.8. Con estas consideraciones se generó el espectro de diseño mostrado en la figura 2.5.

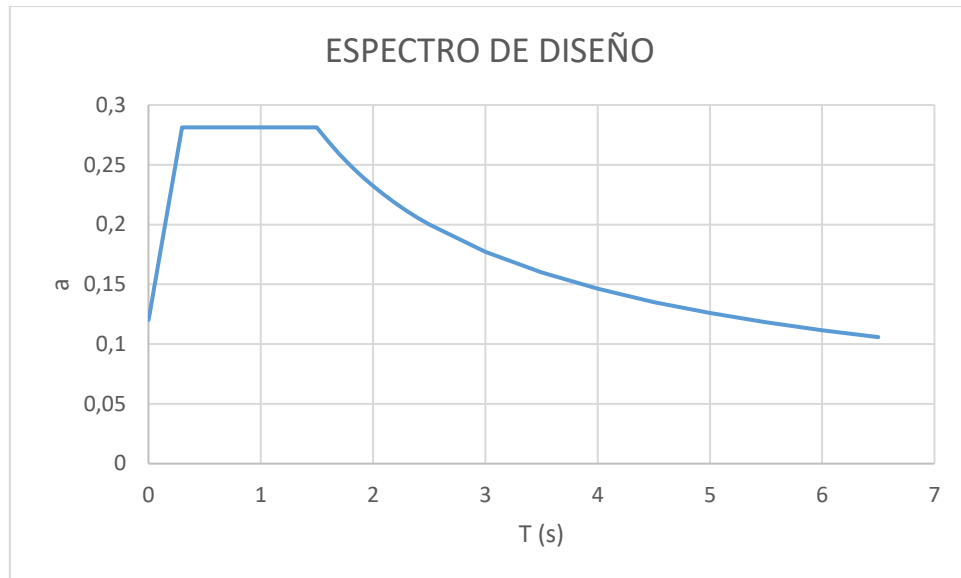


Figura 2.5 Espectro de diseño.

Para el análisis espectral es necesario conocer el comportamiento dinámico de la estructura, para ello se obtuvieron las formas modales de la misma considerando como la masa, las cargas muertas y las cargas vivas con su magnitud instantánea. En la figura 2.6, se muestra la forma del periodo natural de la estructura, mientras que en la figura 2.7 y 2.8 se muestran los siguientes dos periodos los cuales suman más del 95% de participación modal de las masas.

Se observa que el periodo natural es de $T=0.18s$, mientras que la segunda y tercera forma de vibrar son de $T=0.17s$ y $T=0.16s$ respectivamente.

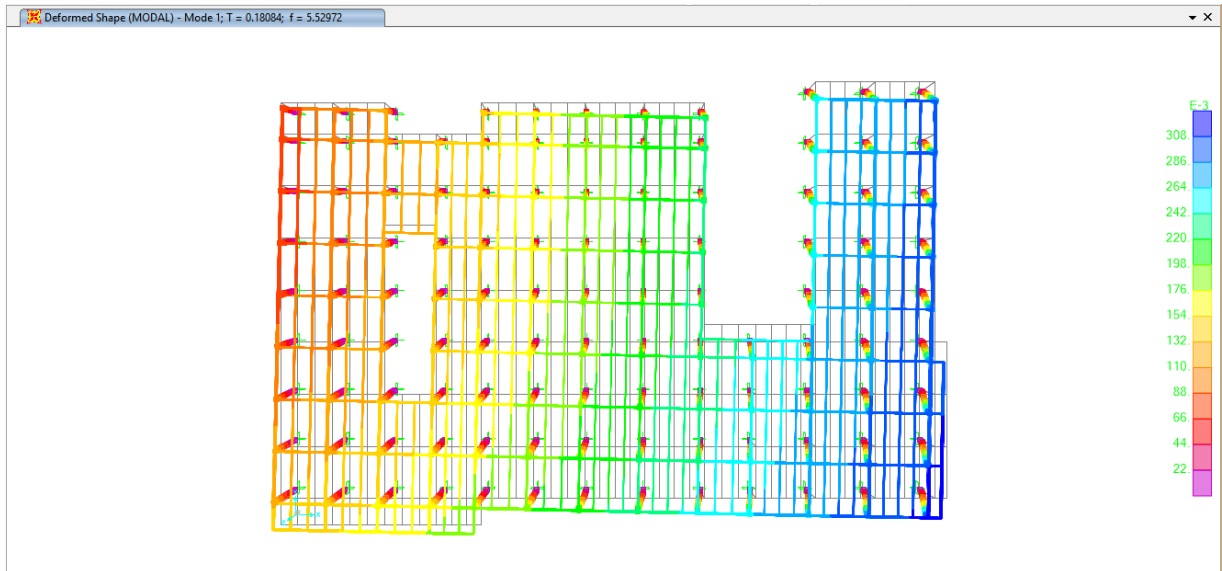


Figura 2.6 Modo natural de vibrar de la estructura

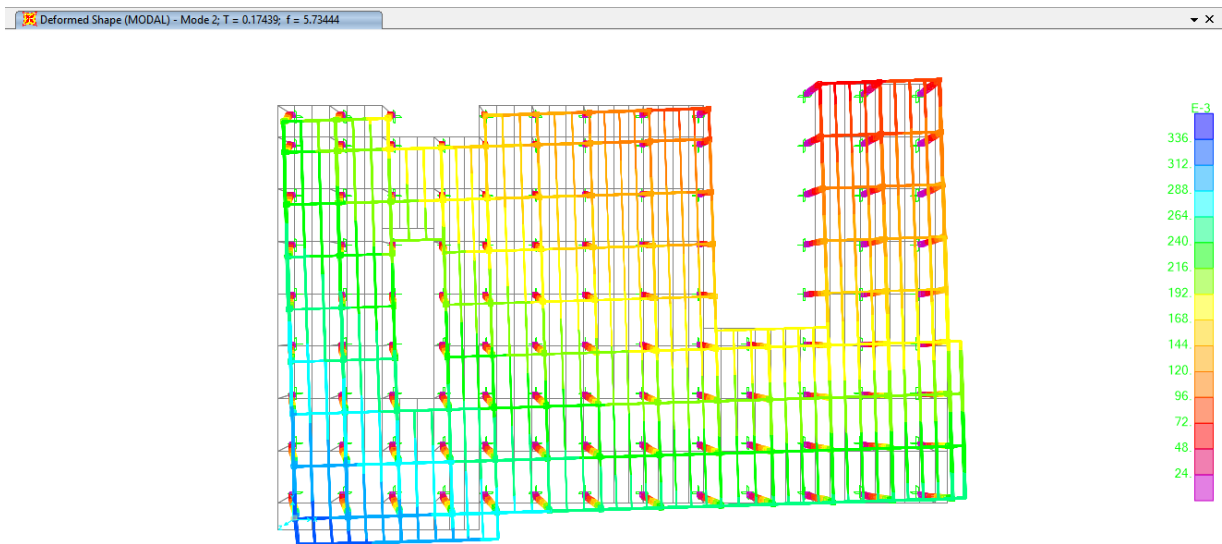


Figura 2.7 Segundo modo de vibrar de la estructura

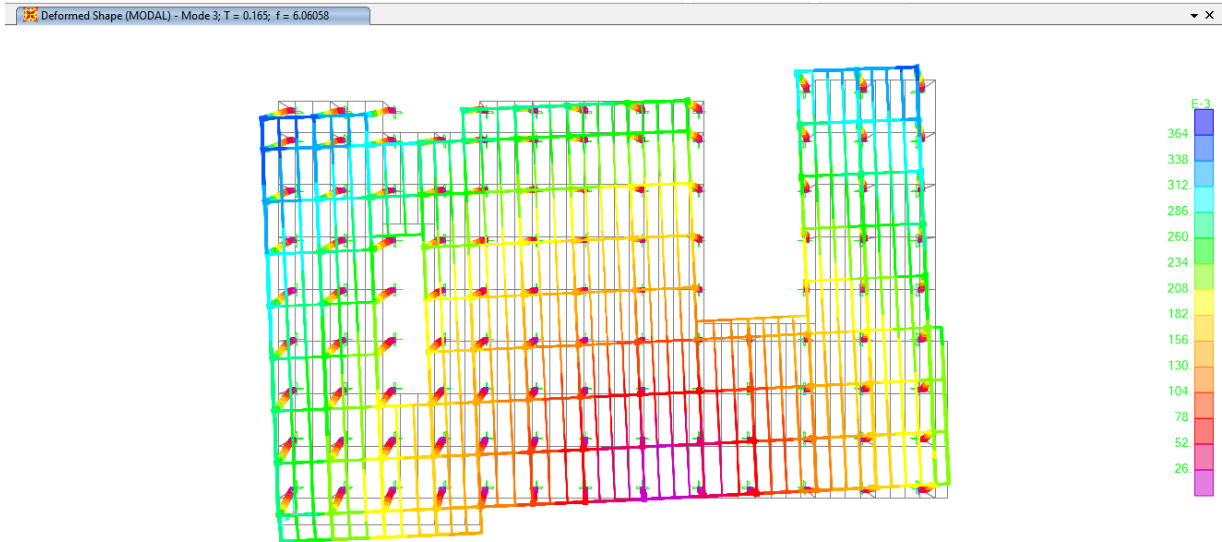


Figura 2.8 Tercer modo de vibrar de la estructura

De acuerdo a esta información el comportamiento dinámico de la estructura, se encuentra en la rama ascendente del espectro de diseño, esto significa, que mientras la rigidez de la estructura no se degrade considerablemente o que las masas de la misma no se incrementen de igual forma, los modos de vibrar de la estructura, no se encuentran cerca del periodo natural del suelo, ya que este se debe encontrar entre los 0.3 y 1.5 segundos, de acuerdo a la caracterización del suelo. Esto quiere decir, que un caso de amplificación dinámica por resonancia es muy difícil que se presente en esta estructura.

Para el diseño de los elementos de concreto reforzado y para los elementos de acero, se consideraron las combinaciones y criterios de diseño de las NTCDF-2004 y las del AISC-LRFD 1993 respectivamente.

2.4 Diseño de columnas y vigas

Durante el diseño de las columnas, es necesario conocer los elementos mecánicos de la combinación o combinaciones más desfavorables. Para el caso de la columna fue la combinación $1.2CM+0.5CV+1.0SX$, con un axial de $N=24.6$ T, un momento alrededor de $X=-2.57$ T-m y un momento alrededor de $Y=10.44$ T-m y un cortante de diseño $V=33.38$ T., esta columna trabaja al 54% de su capacidad

La combinación de diseño más desfavorable para el diseño de la viga principal fue $1.2CM+0.5CV+1.0SX$, con la cual se obtiene un momento de diseño de -12.12 T-m con el cual la sección trabaja al 60% de su capacidad. Además un cortante de 7.78 T.

Con esto se observa que el criterio de columna fuerte viga débil, se está considerando en el diseño ya que al momento de fallar la estructura presentara el comportamiento deseado. Sin embargo este comportamiento aún no incluye la influencia de la rigidez de la conexión.

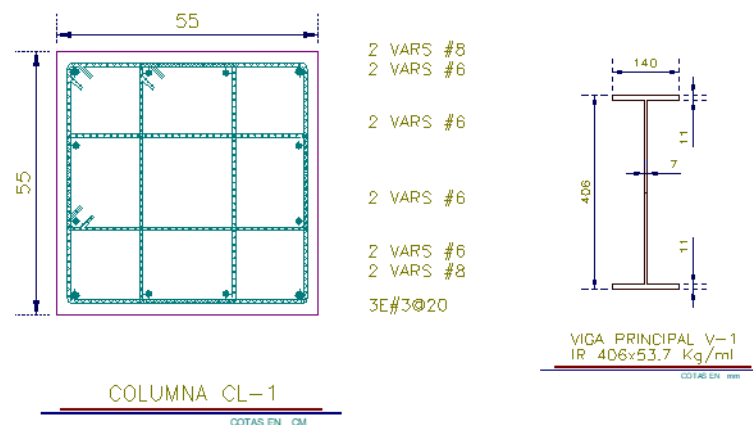


Figura 2.9 Secciones de columnas y vigas principales

2.5 Desplazamientos relativos

Se revisaron los desplazamientos relativos en las columnas a nivel de 4 metros. El desplazamiento máximo es de 0.4527 cm con el sismo en X, mientras que para el sismo en Y es de 0.4293 cm, es decir el desplazamiento relativo máximo es de 0.0011. Por lo que se observa que la estructura presenta muy buena rigidez y se encuentra en los rangos establecidos por el reglamento como adecuado.

2.6 Características de la conexión

La conexión típica para esta estructura se presenta con un encamisado de la columna en sus cuatro caras por medio de placas de 1", estas placas se consideran como las placas base, con dimensiones de 55 x 65 centímetros, las cuales se encuentran soldadas entre ellas y ligadas a la columna por medio de 7 anclas de 1" para vigas principales y 4 anclas para las vigas secundarias. Las anclas de la conexión atraviesan la columna de extremo a extremo, y se conectan a las placas por medio de soldadura. Las vigas se conectan a la placa base por medio de placas a cortante de 30 x 30 centímetros Y 1/2" de espesor soldadas al alma y a la placa base, también se conecta por placas a momento de 23 x 30 centímetros en patín superior y en patín inferior por placas de 30 x 39 centímetros, ambas de 3/4". La placa inferior se rigidiza por medio de cartabones de 3/4", como se indica en el detalle de conexión.

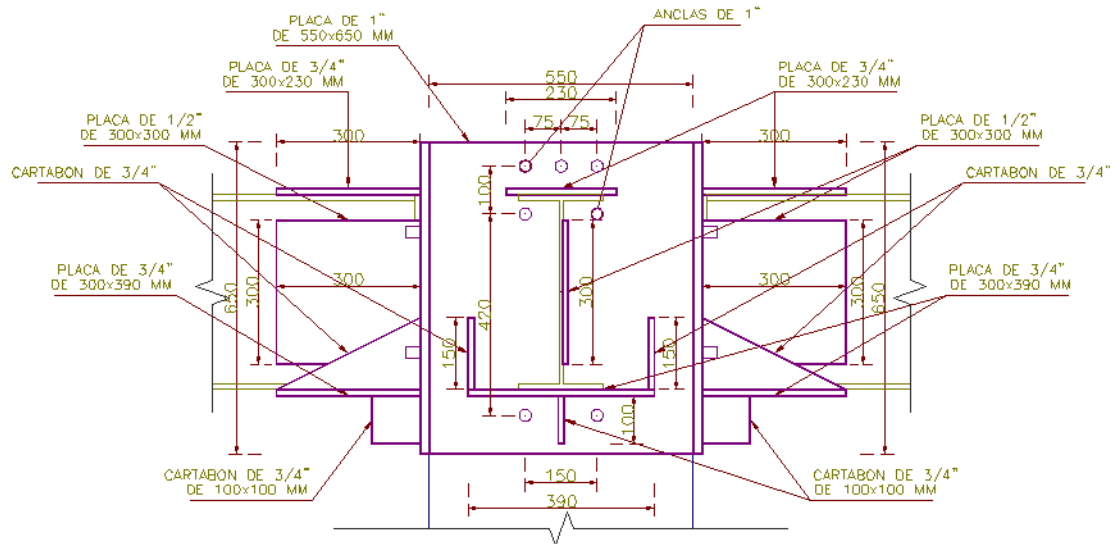


Figura 2.10 Detalle de conexión

Cabe mencionar que esta conexión no fue la conexión diseñada en un principio para esta estructura. Dicha conexión sufrió cambios durante el proceso constructivo y esta es la conexión que existe actualmente.

2.7 Modelo de elementos finitos

Se genero el modelo de elementos finitos con el software ANSYS para establecer los esfuerzos y deformaciones de la conexión con las combinaciones de diseño.

Los elementos finitos, del programa ANSYS, empleados para definir el modelo numérico son:

- Solido: Elementos Hexaédrico de primer orden con ocho nodos (3 grados de libertad por nodo), e integración completa.
- De contacto: Elemento con 4 nodos para representar contacto y deslizamiento en 3 dimensiones.

La división de los componentes en diferentes volúmenes permite, de forma más sencilla, generar un mallado regular. Éste supone, generalmente, un número menor de elementos, elementos menos distorsionados, y menor tiempo de cálculo, memoria y espacio en disco duro. Sin embargo, el tiempo para la elaboración del modelo aumenta considerablemente.

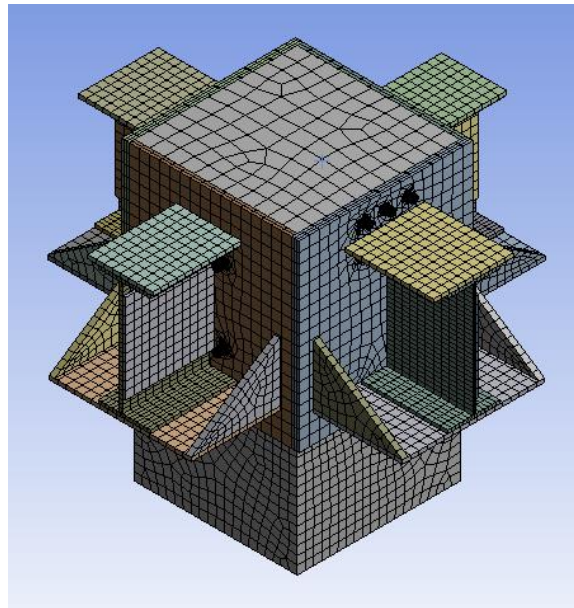
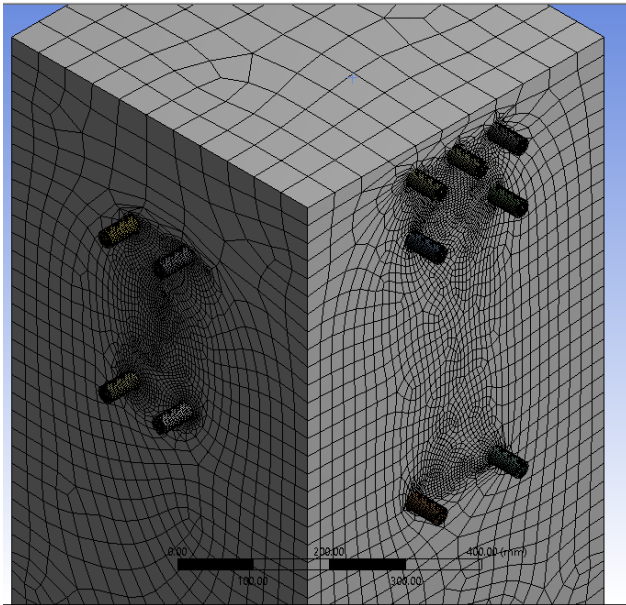
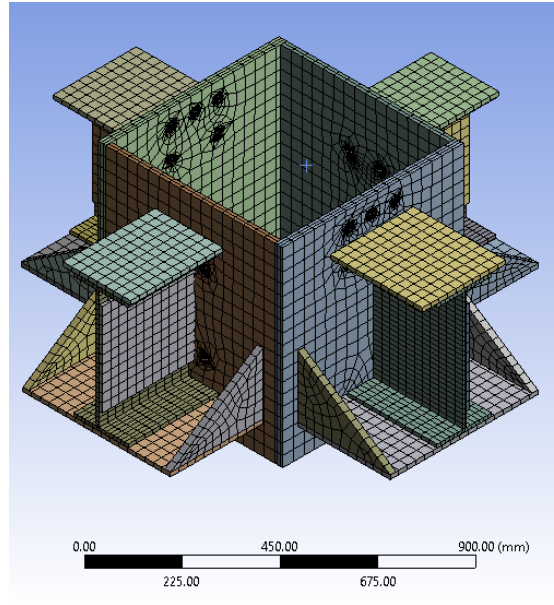


Figura 2.11 Modelo de elementos finitos de la conexión.



a)

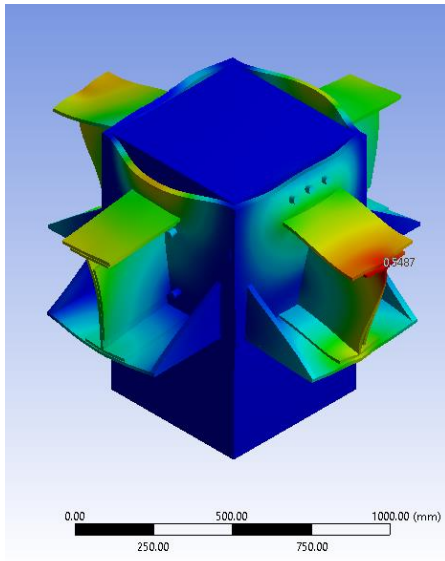


b)

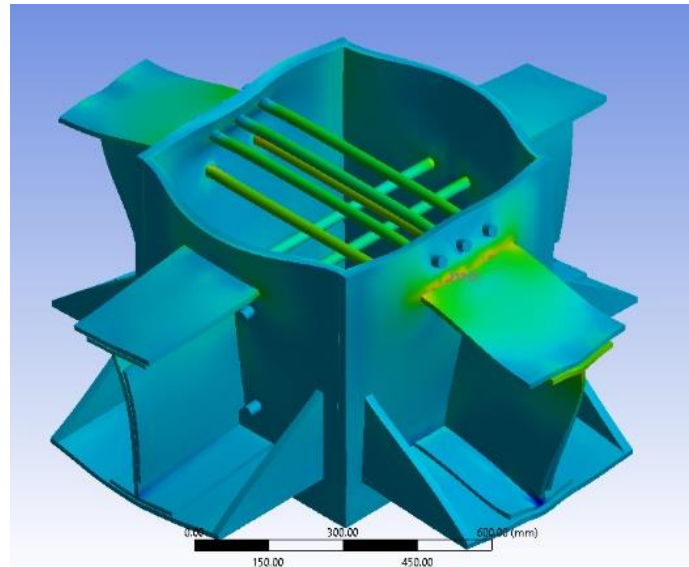
Figura 2.12 Detalles del modelo: (a) Columna y anclas; (b) Placas y vigas.

Para las condiciones de frontera de la columna solo se considero un apoyo fijo en la cara inferior de la columna, el cual restringe 6 grados de libertad. En las zonas de contacto, se consideró un contacto por fricción entre las placas base y las caras de la columna, así como, las anclas con el interior de la columna. Las zonas de contacto entre placas y vigas se consideraron unidas.

Las cargas aplicadas en esta fase son las obtenidas del análisis estructural que se mostraron en el punto 2.4.



a)



b)

Figura 2.13 Resultados MEF: (a) Deformaciones por combinación de diseño; (b) Esfuerzos por combinación de diseño.

Se observan en la figura 2.13 las deformaciones y esfuerzos producidos por las cargas de diseño en el modelo de elementos finitos. Se muestra los esfuerzos en las anclas y placas base de las vigas principales los cuales son del orden de 213 MPa, cercanos al esfuerzo de fluencia del acero.

2.8 Curva Momento-Rotación del modelo Numérico

Para obtener la curva momento-rotación de la unión se realiza un análisis estático no lineal. Para resolver el problema no lineal se ha elegido el método de Newton-Raphson con las siguientes opciones: resolución del sistema de ecuaciones con el método directo; paso de carga variable y criterio de convergencia mediante la norma L2 (fuerzas y momentos 0,5%; desplazamientos 5%).

El método elegido para modelizar el contacto es un método de penalización, con detección del contacto en los puntos de Gauss. La rigidez del contacto se actualiza en cada iteración, y el tipo de contacto es simétrico.

El EC3-1-8:2005 define la representación de la curva momento-rotación de una unión viga-columna en función del momento que transmite la viga a la columna y el giro relativo entre los ejes de la columna y de la viga. El momento, es el correspondiente a la fuerza aplicada por la distancia entre el punto de aplicación de la carga y el extremo de la viga que se conecta a la placa.

Para el modelo numérico, la curva de momento rotación se determina como el giro total de la viga y el giro elástico producido por la columna debido al momento, para el caso de este modelo, la rigidez de la columna al giro es despreciada debido a la ubicación de las restricciones del modelo.

$$\phi_j = \frac{D_{ZB2} - D_{ZB1}}{L_{X(B1-B2)}} \quad (2.1)$$

Donde D_{ZB2} y D_{ZB1} son los desplazamientos verticales de dos puntos situados en la fibra neutra de la viga y $L_{X(B1-B2)}$ es la distancia horizontal entre B_1 y B_2 .

En la figura 2.14 se observa la capacidad a rotación de la conexión obtenida del análisis no lineal y la curva de rotación de la viga metálica. Se utilizó el método descrito por el ASCE 41 para hallar la curva a partir del punto de fluencia.

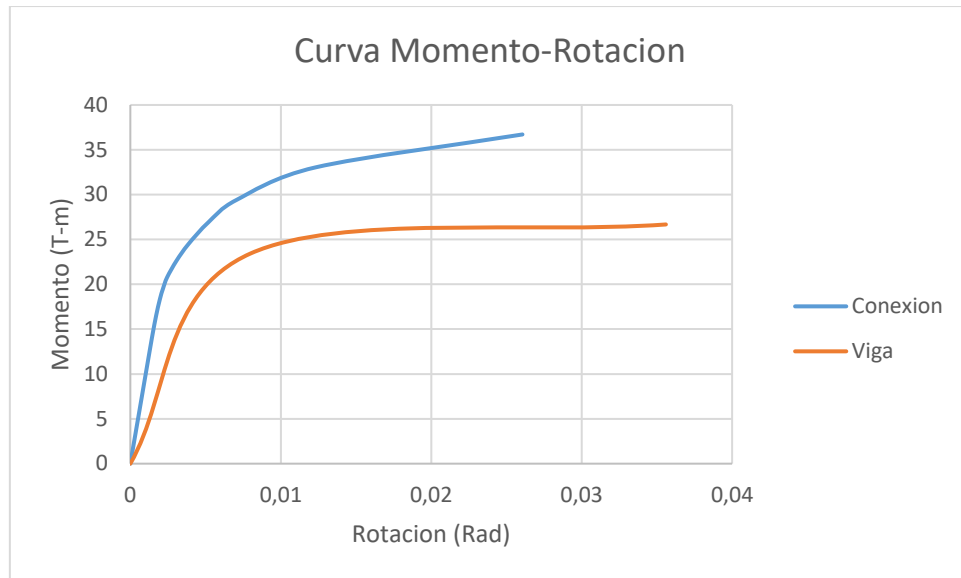


Figura 2.14 Curva Momento-Rotación de Viga y Conexión.

Se observa que la rigidez de la conexión al igual que su resistencia, son mayores que aquellas de la viga metálica. Lo cual, representa un comportamiento adecuado para el desempeño global de la estructura.

2.9 Comportamiento Histerético de la conexión

La estructura al estar sometida a un movimiento sísmico, indudablemente se verá afectada por ciclos de carga y descarga, induciendo deformaciones plásticas y daños permanentes, por lo que surge la necesidad de contar con modelos matemáticos que representen ese comportamiento.

Los factores que influyen en el comportamiento histerético en elementos de concreto reforzado son: el ancho de los ciclos de histéresis o estrangulamiento “pinching”, la degradación de la rigidez en la rama de carga y descarga y deterioro de resistencia.

La degradación de la rigidez, en esta conexión ocurre por fluencia de los elementos de acero principalmente.

El modelo se definió con el comportamiento bi-linear de los materiales y se utilizó un análisis no lineal de ciclos de carga y descarga con el que se obtuvieron los resultados mostrados en la figura 2.15.

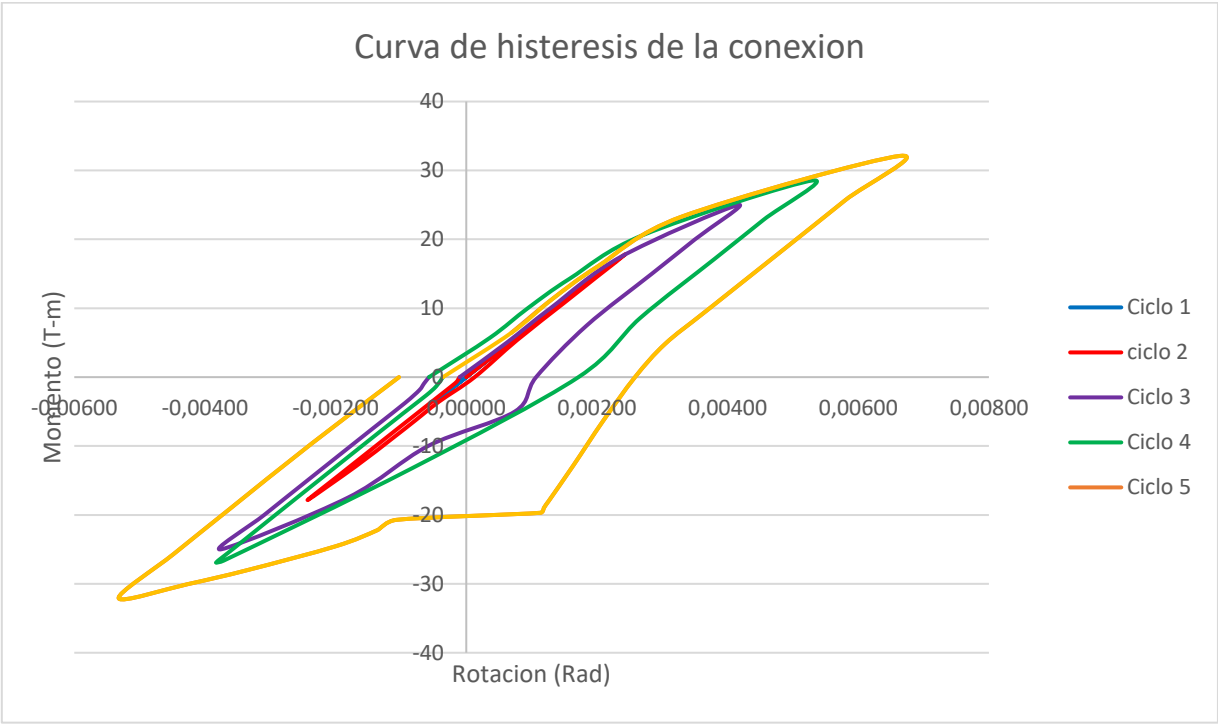


Figura 2.15 Curva de histéresis de la conexión.

Se definieron cinco ciclos de carga y descarga para la elaboración del análisis histérico. Se puede apreciar la asimetría de la conexión en el resultado, así como un reacomodo de la geometría en el quinto ciclo ocasionado por el cambio de dirección de la carga.

Capítulo 3. Comportamiento de la conexión mixta y los elementos que la constituyen

Cabe mencionar que de todos los elementos que constituyen la conexión, el caso que más me interesa es el del comportamiento de los elementos de anclaje, es decir, la interacción entre los elementos de acero y concreto.

Se puede apreciar de mejor manera al generar un modelo de elementos finitos, el componente más débil de una conexión, esto es importante saberlo y reconocerlo, ya que la conexión fallara en el momento en que el eslabón más débil falle. En la mayoría de las ocasiones, no se generan modelos de dichas conexiones, porque los trabajos requieren mucho más tiempo que el establecido en los proyectos.

3.1 Comportamiento de los elementos de Concreto

Dentro de los elementos de concreto se tiene la columna en conjunto, superficialmente la columna se encuentra comprimida por la placa base por el elemento mecánico de flexo-compresión. Lo que pone como primera línea de defensa al recubrimiento del concreto, ya que sería lo primero en fallar en este caso, esto sucede cuando los esfuerzos exceden la resistencia del concreto, a partir de este punto, sería el cuerpo confinado el que recibe la compresión y se percibe un comportamiento plástico de la conexión. El modo de falla de esta columna sería a cortante de la sección transversal por lo que propiciaría una falla súbita, sin embargo, al llegar al rango plástico en este modo de falla se haría visible el daño del recubrimiento de la columna, lo que daría lugar a la intervención de la misma para reforzar o restaurar la conexión.

Los componentes del concreto en compresión y la placa base a flexo compresión representan el comportamiento de la parte comprimida de la conexión de acero a concreto, la resistencia de estos componentes depende principalmente en la capacidad del bloque de concreto debajo de la placa base. La resistencia del concreto es influenciada por la flexibilidad de la placa base. En caso de la aplicación de una carga axial, los esfuerzos en el concreto no son uniformemente distribuidos, estos se concentran alrededor de la huella de la columna debajo de la placa base de acuerdo con su espesor.

3.2 Comportamiento de los elementos de Acero

El comportamiento de la rigidez de este tipo de conexiones, asociado al momento flexionante, es influenciado principalmente por la elongación de las anclas a tensión. En este caso en particular resulta ser el primer elemento de la conexión en alcanzar la fluencia, sin embargo, la resistencia de la conexión a nivel global es superior a la resistencia de la viga metálica.

En este caso, si la conexión se hubiese diseñado con los elementos mecánicos del análisis, la rigidez de la conexión hubiese resultado inferior, por lo que en el caso de querer realizar un análisis no lineal de la estructura, se debería haber considerado la rigidez de la conexión en los extremos de la viga, en vez del comportamiento aislado de la viga metálica.

La falla de las anclas en este tipo de conexión representa un problema grave, ya que una vez ocurrido un evento sísmico que llegue a plastificar este tipo de conexión, el refuerzo o rehabilitación se complica porque el

elemento más afectado se encontrara dentro de la columna de concreto, lo cual implicaría una posible demolición del elemento.

3.3 Comportamiento Global de la Estructura

El análisis de la estructura con respecto al modelo de las conexiones de acero o conexiones mixtas, ha sido basado en el concepto de rigidez rotacional infinita, empotrada, o sin rigidez rotacional, articulada. Sin embargo, se reconoce que el comportamiento en la mayoría de los casos es intermedio entre estos dos casos extremos. En estos casos las conexiones son diseñadas como semi-rígidas. En dichos nudos, la rotación parcial entre los elementos conectado es asumida. Contrario a la práctica regular de no rotación o rotación libre.

Por consecuencia el comportamiento de la conexión tiene una fuerte influencia en el análisis estructural, afectando la distribución de las fuerzas internas y deformaciones. En términos de resistencia, la influencia de las propiedades de la conexión es obvia, ya que la capacidad estructural es limitada si la conexión no es totalmente capaz de transmitir las fuerzas internas. En dichos casos la capacidad rotacional de la conexión se convierte en crítica, definiendo el tipo de falla y la posibilidad de redistribuir las fuerzas internas. Por lo tanto, las conexiones, son partes fundamentales de la estructura.

Con el método de las componentes, el comportamiento real de la conexión es evaluado con eficiencia, y caracterizado en términos de rigidez rotacional, resistencia de momento flexionante y capacidad rotacional. Por consecuencia, su comportamiento puede ser integrado en

el análisis estructural, dicho tipo de análisis es recomendado por las normas europeas.

Si se pensara en realizar un análisis no lineal de la estructura para evaluar su desempeño, sería correcto utilizar el comportamiento no lineal de la viga metálica, sin embargo, pueden existir otros casos, donde la conexión pueda presentar una rigidez o capacidad inferior a la rigidez de la viga, ya que, el diseño de la conexión depende de las acciones que ocurren en el nodo y estas no siempre son las condiciones más críticas. Por el motivo expuesto, es importante que se compare el comportamiento de la conexión con el de los elementos conectados para mejorar la evaluación de la estructura en forma global.

Conclusiones.

- Para la práctica cotidiana en los despachos de ingeniería no son suficientes las normativas existentes para este tipo de conexiones ya que al no existir una normativa concisa queda abierto a criterio de los ingenieros estructuristas.
- El modelo de elementos finitos es el método más adecuado para investigar el comportamiento de la conexión, sin embargo, consume mucho tiempo y recursos computacionales. Para un uso cotidiano, se pueden tomar el método de los componentes, descrito en las normas Europeas actuales.
- Al diseñar la conexión considerando los valores máximos resistentes de las secciones y no en los elementos mecánicos del análisis de la estructura. Se asegura un comportamiento no lineal deseado.
- Para el diseño de la conexión de este tipo se debe prestar especial atención al diseño de las anclas, ya que en caso de ocurrir un evento sísmico que cause daños, el costo de restauración se incrementaría en el caso de que estos elementos fallasen.
- La utilización de la construcción mixta a base de marcos representa ventajas notables en rapidez de construcción contra una típica de concreto reforzado. Y favorece a la filosofía de viga débil, columna fuerte.
- En este caso en particular, se puede aumentar la ductilidad de la conexión en medida importante al aumentar el tamaño de la placa de momento superior, ya que al fallar las anclas, la liga entre placas

base de las otras caras, es la que transmite las fuerzas a la columna, si bien, la rigidez al giro no se recuperara, aumentara la capacidad de absorber la energía.

Referencias

AISC (2005). *Specification for Structural Steel Buildings*. Estados Unidos: American Institute of Steel Construction.

AISC (2005). *Steel Construction Manual*. Estados Unidos: American Institute of Steel Construction.

AISC-LRFD (1999). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. Estados Unidos: American Institute of Steel Construction.

Computer and Structures, Inc. (1995). *Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE*. Estados Unidos.

Computer and Structures, Inc. (1995). *SAP2000 Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures Advanced C 9.1.0*. Estados Unidos.

Díaz Gómez, C. (2010). Diseño óptimo de uniones semirrígidas mediante simulación numérica y modelos Kriging. (Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cartagena). Recuperado de <http://repositorio.bib.upct.es/dspace/bitstream/10317/1470/1/cdg.pdf>.

FEMA (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. EUA: Federal Emergency Management Agency.

IMCA (2005). *Manual de Construcción en Acero. Diseño por Esfuerzos Permisibles*. México: Limusa/Noriega.

RCDF (2005). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal: Reglamento, Normas Técnicas, Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal, Reglamento de la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito*

Federal, Ilustraciones y Comentarios, Graficas Planos y Lineamientos. México: Trillas.

Williams, A. (2011). *Steel Structures Design.* Estados Unidos: Mc Graw Hill.