

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingeniería**

**El Efecto de la Flexibilidad de Columnas con Base Expuesta en el  
Desempeño de Edificios de Mediana Altura**

**Giannela Elizabeth Rueda Moreno**

**Ingeniería Civil**

Trabajo de integración curricular presentado como requisito  
para la obtención del título de  
Ingeniera Civil

Quito, 10 de diciembre de 2019

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ  
COLEGIO DE CIENCIAS E INGENIERÍA

**HOJA DE CALIFICACIÓN  
DE TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**El Efecto de la Flexibilidad de Columnas con Base Expuesta en el Desempeño  
de Edificios de Mediana Altura**

**Giannela Elizabeth Rueda Moreno**

**Calificación:**

/

**Nombre del profesor, Título académico**

**Pablo Torres, Ph. D.**

**Firma del profesor:**

\_\_\_\_\_

Quito, 10 de diciembre de 2019

## Derechos de Autor

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma del estudiante: \_\_\_\_\_

Nombres y apellidos: Giannela Elizabeth Rueda Moreno

Código: 00124998

Cédula de identidad: 1718945122

Lugar y fecha: Quito, 10 de diciembre de 2019

## RESUMEN

El efecto de la flexibilidad en la base de columnas de pórticos de acero resistentes a momento ha sido estudiado en los últimos años mediante simulaciones de pushover estático y análisis dinámico no-lineal. Los resultados de estos estudios indican que despreciar la flexibilidad de la base conlleva a una alteración de la distribución de fuerzas, así como del mecanismo de colapso. A pesar de ello, la estimación de la flexibilidad en la base normalmente es ignorada en el diseño estructural. Esto puede ser debido a que anteriormente no se disponía de métodos validados para caracterizar la rigidez rotacional de dichas conexiones.

En este estudio se analiza la influencia de la flexibilidad en la base de un edificio de cuatro pisos, usando valores reales de flexibilidad en una conexión de base con placa expuesta, en la deformación de la estructura y en sus propiedades dinámicas. Los resultados del estudio indican que el porcentaje de aumento de la mediana de las máximas derivas de piso ( $\hat{\theta}_{max}$ ) de un modelo con valores reales de flexibilidad con respecto a un modelo con empotramientos en la base es del 9.98% y que el aumento del periodo fundamental de vibración es de 1.18 segundos a 1.58 segundos.

Palabras clave: flexibilidad en la base, pórticos de acero resistentes a momento, respuesta estructural, excitación sísmica.

## ABSTRACT

The effect of column base flexibility of steel moment resisting frames has been studied in the last years by static pushover simulations and non-linear dynamic analysis. Results of these studies indicate that neglecting column base flexibility alters force distribution and collapse mechanism. Column base flexibility is usually ignored in structural designs. This may be attributed to the lack of available models to characterize the rotational stiffness of these connections.

This study analyzes the influence of column base plate flexibility in the seismic response of a 4-story steel moment frame. The values of base flexibility were estimated through validated methods. Results indicate an increase of 9.98% in the median peak interstory drift ( $\hat{\theta}_{max}$ ) of the model with real flexibility values compare to the model with fixed bases. The fundamental period of vibration is elongated from 1.18 seconds to 1.58 seconds.

Key words: base flexibility, steel moment resisting frames, structural response, seismic excitation.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1.</b>	<b>Introducción (Capítulo 1)</b> .....	12
1.1	<b>Antecedentes</b> .....	12
1.2	<b>Justificación</b> .....	14
1.3	<b>Propósito y significado del estudio</b> .....	16
<b>2.</b>	<b>Fundamentos Teóricos (Capítulo 2)</b> .....	17
2.1	<b>Diseño y descripción del marco arquetipo</b> .....	17
2.2	<b>Estimación de la rigidez rotacional de la base de una columna</b> .....	21
2.3	<b>Resistencia última del concreto a la extracción y capacidad de diseño del concreto</b> 30	
2.4	<b>Diseño de Vigas y Columnas</b> .....	32
2.4.1	<b>Vigas</b> .....	32
2.4.2	<b>Columnas</b> .....	35
<b>3.</b>	<b>Metodología (Capítulo 3)</b> .....	38
3.1	<b>Modelo de la edificación</b> .....	38
3.2	<b>Dimensionamiento de vigas y columnas</b> .....	38
3.3	<b>Definición del cortante basal de diseño y del espectro de respuesta sísmica</b> .....	39
3.4	<b>Diseño de la conexión de placa con base expuesta y cálculo de su rigidez rotacional</b> 41	
3.5	<b>Modelo de la edificación considerando la rigidez rotacional en las bases de las columnas del marco de acero resistente a momento</b> .....	41

3.6	<b>Análisis Dinámico y cálculo del factor de escala .....</b>	<b>42</b>
3.7	<b>Obtención de la mediana de la máxima deriva de piso para el Modelo Rígido y Flexible .....</b>	<b>43</b>
4.	<b>Resultados (Capítulo 4).....</b>	<b>44</b>
4.1	<b>Modelo de la edificación .....</b>	<b>44</b>
4.2	<b>Dimensionamiento de vigas y columnas.....</b>	<b>45</b>
4.3	<b>Definición del cortante basal de diseño y del espectro de respuesta sísmica .....</b>	<b>50</b>
4.4	<b>Diseño de la conexión de placa con base expuesta y cálculo de su rigidez rotacional</b> <b>51</b>	
4.5	<b>Modelo de la edificación considerando la rigidez rotacional en las bases de las columnas del marco de acero resistente a momento .....</b>	<b>54</b>
4.6	<b>Análisis dinámica y cálculo del factor de escala .....</b>	<b>55</b>
4.7	<b>Obtención de la mediana de la máxima deriva de piso para el Modelo Rígido y Flexible .....</b>	<b>57</b>
5.	<b>Conclusiones y Recomendaciones (Capítulo 5).....</b>	<b>58</b>
6.	<b>Referencias Bibliográficas .....</b>	<b>60</b>
	<b>ANEXO A: Cortantes actuantes en cada viga y diseño mediante la función de Matlab.....</b>	<b>62</b>
	<b>ANEXO B: Cargas axiales actuantes en cada columna y diseño mediante la función de Matlab .....</b>	<b>66</b>
	<b>ANEXO C: Resultados obtenidos de la máxima deriva de piso .....</b>	<b>70</b>

<b>ANEXO D: Tablas usadas para el calculo del cortante basal de diseño y del espectro de respuesta sísmica según la NEC-SE-DS .....</b>	<b>74</b>
---	-----------



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Cálculo del periodo fundamental de vibración, espectro de diseño en aceleración y cortante basal de diseño .....	50
Tabla 2: Factores de escala para cada registro sísmico.....	56

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Vista en Planta y en Elevación de los Marcos arquetipos (Zareian y Kanvinde, 2013)	18
Figura 2: Conexión de placa con base expuesta y conexión embebida (Zareian y Kanvinde, 2013)	19
Figura 3: Mediana de la máxima deriva de piso para el nivel de peligro 10/50 (Zareian y Kanvinde, 2013)	20
Figura 4: Resultados obtenidos por Kanvinde (2012)	21
Figura 5: Deformaciones de cada elemento de la placa expuesta (Kanvinde, 2012)	26
Figura 6: Resistencia última del concreto a la extracción según el diámetro del perno (AISC, 2006)	30
Figura 7: Representación de área de rotura del concreto considerando ambos ( $A_n$ ) y un solo perno de anclaje ( $A_{no}$ ) (AISC, 2006)	31
Figura 8: Espectro de respuesta sísmica (NEC–SE–DS, 2014)	40
Figura 9: Vista 3D extruida del Modelo en SAP2000	44
Figura 10: Vista 3D extruida de los pórticos ‘XZ’	44
Figura 11: Vista 3D extruida de los pórticos ‘YZ’	45
Figura 12: Sección correspondiente al diseño de las vigas ‘YZ’ laterales al marco resistente a momento del primero, segundo y tercer piso	45
Figura 13: Sección correspondiente al diseño de las vigas ‘YZ’ laterales al marco resistente a momento del cuarto piso	46
Figura 14: Sección correspondiente al diseño de las vigas ‘YZ’ de los pórticos intermedios de todos los pisos	46

Figura 15: Sección correspondiente al diseño de las vigas ‘XZ’ de los pórticos intermedios de todos los pisos .....	47
Figura 16: Sección correspondiente al diseño de las columnas laterales al marco resistente a momento del primer piso .....	47
Figura 17: Sección correspondiente al diseño de las columnas laterales al marco resistente a momento del segundo piso.....	48
Figura 18: Sección correspondiente al diseño de las columnas laterales al marco resistente a momento del tercer piso.....	48
Figura 19: Sección correspondiente al diseño de las columnas laterales al marco resistente a momento del cuarto piso.....	49
Figura 20: Sección correspondiente al diseño de las columnas de los pórticos intermedios de todos los pisos .....	49
Figura 21: Reacciones en los nodos de las bases de las columnas externa de los marcos resistentes a momento .....	52
Figura 22: Reacciones en los nodos de las bases de las columnas internas de los marcos resistentes a momento .....	52
Figura 23: Diseño de la conexión de placa con base expuesta de las columnas externas .....	53
Figura 24: Diseño de la conexión de placa con base expuesta de las columnas internas .....	53
Figura 25: Vista en planta de la conexión de placa con base expuesta diseñada.....	53
Figura 26: Vista en elevación de la conexión de placa con base expuesta diseñada .....	54
Figura 27: Vista 3D extruida del Modelo Flexible en SAP2000 .....	54
Figura 28: Vista 3D extruida de los pórticos ‘XZ’ del Modelo Flexible.....	55
Figura 29: Vista 3D extruida de los pórticos ‘YZ’ del Modelo Flexible	55

## **1. Introducción (Capítulo 1)**

### **1.1 Antecedentes**

Los primeros estudios sobre el efecto de la flexibilidad de base en la respuesta de edificaciones concluyen que una disminución en la rigidez de dichas conexiones conlleva a un incremento en la probabilidad de colapso del edificio. Así mismo, estos estudios indican que incluso a niveles inferiores de amenaza sísmica (e.g. nivel de diseño 10/50) los valores de las derivas de piso se ven incrementadas. El primer estudio de Aviram et al. (2010) se realizó para un edificio de cuatro pisos en Berkeley, California; la rigidez en la base se modificó de empotrada a articulada para analizar la distribución de la fuerza, la capacidad a cortante de la base y las deformaciones. De este estudio, se dedujo que si se reduce la rigidez de las bases de las columnas se produce una concentración de rotaciones en las vigas del primer piso de la estructura, lo que produce la formación de un piso blando. Sin embargo, debido a que solo se analizó un edificio de cuatro pisos no se logró realizar un buen patrón de respuesta de modos dinámicos mayores.

Maan and Osman (2002) realizaron investigaciones acerca de edificios de 5 y 10 pisos en el este de Egipto, mediante análisis de pushover estático no lineal y simulaciones de respuesta tiempo-historia verificaron la influencia de la flexibilidad en la base en la respuesta estructural, ya que esto se relaciona directamente con el grado de flexibilidad en la base.

Estos resultados nos indican que es necesario caracterizar la flexibilidad en la base de la columna para el diseño de una conexión expuesta, las cuales son usadas para edificaciones pequeñas o de mediana altura, ya que las conexiones embebidas se usan más para edificios de

mediana o gran altura por la dificultad de transferir grandes momentos de la base de la columna hacia los pernos de anclaje (Gomez et al., 2010).

En el presente estudio, se analiza una conexión expuesta en una edificación de cuatro pisos. Cabe mencionar que una conexión expuesta está controlada por la interacción entre la columna, la placa base, los pernos de anclaje y la cimentación. Por lo cual, no es sencillo calcular la rigidez rotacional de una conexión expuesta, ya que existen limitadas investigaciones acerca del tema. El primero de estos métodos (Salmon, 1957) se enfocó en la estimación de las deformaciones en los pernos en tensión y en la cimentación en compresión, aunque el método caracteriza la rigidez rotacional, no considera la interacción de la placa base con el resto de los componentes.

Otros estudios se han enfocado en la respuesta individual de los componentes, como la longitud de desarrollo de los pernos de anclaje en la cimentación (Delhomme, 2010). Finalmente, Kanvinde et al (2012) propuso un método que fue validado (Trautner et al 2015) para considerar la flexibilidad en la placa base de una conexión expuesta. Este método consiste en calcular las deformaciones de los componentes de la conexión y a partir de estas deformaciones se estima la rotación de la conexión esperada.

## 1.2 Justificación

Los marcos de acero resistentes a momento (SMRFs) son uno de los sistemas más populares para resistir cargas laterales en regiones sísmicas por su versatilidad arquitectónica y su capacidad de disipar energía, por esta razón se ha estudiado hace décadas su comportamiento y respuesta, estableciéndose así filosofías de diseño (Tang y Clough, 1979). La mayoría de los estudios se han enfocado en la estabilidad de los marcos y en la posibilidad de fractura en la conexión viga-columna, poniendo especial énfasis en el comportamiento de estos marcos ante un sismo para estudiar el estado límite extremo, como es el colapso de la estructura (Zareian y Krawinkler, 2010).

De esta manera, de forma práctica para la mayoría de estudios analíticos se asume que las bases de las conexiones están empotradas o articuladas. Esto se debe a la falta de modelos para caracterizar la flexibilidad en la base de forma correcta y a la falta de investigación (Zareian et al. , 2010). Si la conexión en la base de la columna en un SMRFs se diseña considerando un empotramiento en el edificio, su respuesta sísmica podría estar subestimada. Por otro lado, si la conexión en la base de la columna en un SMRFs se diseña como articulada se desprecia la rigidez que esta provee y el diseño es muy conservador (Sato, 1987).

Además, las conexiones en la base de la estructura son muy importantes, ya que transmiten cargas gravitacionales, viento y sísmicas de toda la estructura hacia las cimentaciones. Por lo cual, estas son susceptibles a diversos modos de falla como flexión, cortante y compresión axial. Los primeros estudios sobre conexiones se enfocaron más en caracterizar su resistencia, antes que estimar su flexibilidad. Luego se desarrollaron modelos para estimar la rigidez rotacional de estas conexiones, eg. Kanvinde et al. 2012, así como para describir su comportamiento histerético (Torres-Rodas et. al. 2016). Posteriormente se condujeron estudios

para medir su influencia en el desempeño global de la edificación (e.g. Zareian and Kanvinde 2012; Torres-Rodas et al 2018; and Tomasz et al. 2019). Esto motiva al presente trabajo, para analizar la influencia de la flexibilidad en la base de un edificio de cuatro pisos con bases flexibles versus empotradas en el cálculo de las derivas de piso.

### 1.3 Propósito y significado del estudio

La flexibilidad en la base influye en varios aspectos del comportamiento de un marco rígido resistente a momento como la distribución de la fuerza, propiedades dinámicas y en la formación de mecanismos de falla. (Zareian y Kanvinde, 2013). Así, estudios paramétricos computacionales confirman que la flexibilidad en la base de la conexión influye en la distribución interna de las fuerzas, deformaciones y en la fiabilidad sísmica de la estructura (Aviram et al. , 2010). De esta manera, el principal objetivo de este estudio es analizar la influencia de la flexibilidad en la base en algunos aspectos del comportamiento de una edificación ante excitación sísmica, como son la deformación de la estructura y las propiedades dinámicas de la misma, y para evaluar estos efectos se usarán valores reales de flexibilidad en la base.

Para el objetivo descrito anteriormente, se usa una estructura con cuatro marcos de acero resistentes a momento de cuatro pisos, esta estructura ha sido diseñada según el código americano de diseño (ASCE, 2006). Por consiguiente, se diseña la conexión expuesta de la base para los marcos resistentes a momento mediante el procedimiento detallado en la Guía 1 de AISC; se calcula su rigidez rotacional por medio del método de Kanvinde (2012), para así verificar si existe un aumento en la mediana de la máxima deriva de piso ( $\hat{\theta}_{max}$ ) entre un modelo con las bases del marco resistente a momento empotradas y otro usando el valor calculado de la rigidez rotacional. Para terminar, se analizan las propiedades dinámicas de la misma, en el aumento del periodo fundamental de la estructura entre un modelo y el otro.



## **2. Fundamentos Teóricos (Capítulo 2)**

### **2.1 Diseño y descripción del marco arquetipo**

En la Figura 1 de (Zareian y Kanvinde, 2013), se muestran los marcos arquetipos con la sección correspondiente a cada viga y columna de los marcos de acero resistentes a momento, como se puede ver existen cuatro modelos dependiendo del número de pisos. En la vista en planta se muestra que en ambos sentidos hay cinco pórticos de diferentes dimensiones, de los cuales tres pórticos intermedios son los pórticos resistentes a momento, y que en el plano se encuentran en negrillas. De esta manera, el marco de poca altura (2 a 4 pisos) se espera que sea el más flexible, y los marcos de mediana altura (4, 8 y 12 pisos) se espera que tengan mayor flexibilidad en la base. Cabe mencionar que los marcos resistentes a momento resisten las cargas laterales y reciben las mismas cargas gravitacionales que el resto de la estructura, y aunque estos difieren en el número de pisos y en las dimensiones de vigas y columnas, comparten estas características:

1. Distancia entre columnas de 20 pies.
2. La altura del primer piso es de 15 pies, y del resto de pisos es de 13 pies.
3. En cada planta esta aplicada una carga muerta uniforme de 100 libras por pie cuadrado, y una carga en el perímetro de 25 libras por pie cuadrado para representar el revestimiento. Además, una carga viva uniforme de 50 libras por pie cuadrado, y en la terraza de 20 libras por pie cuadrado.
4. Todas las conexiones entre vigas y columnas están diseñadas con una reducción en la sección de la viga (columna fuerte-viga débil).
5. Solo el marco de poca altura (2 pisos) se diseña con las bases del marco resistente a momento articuladas, y los marcos de mediana y gran altura (4, 8 y 12 pisos) se diseñan con bases empotradas.

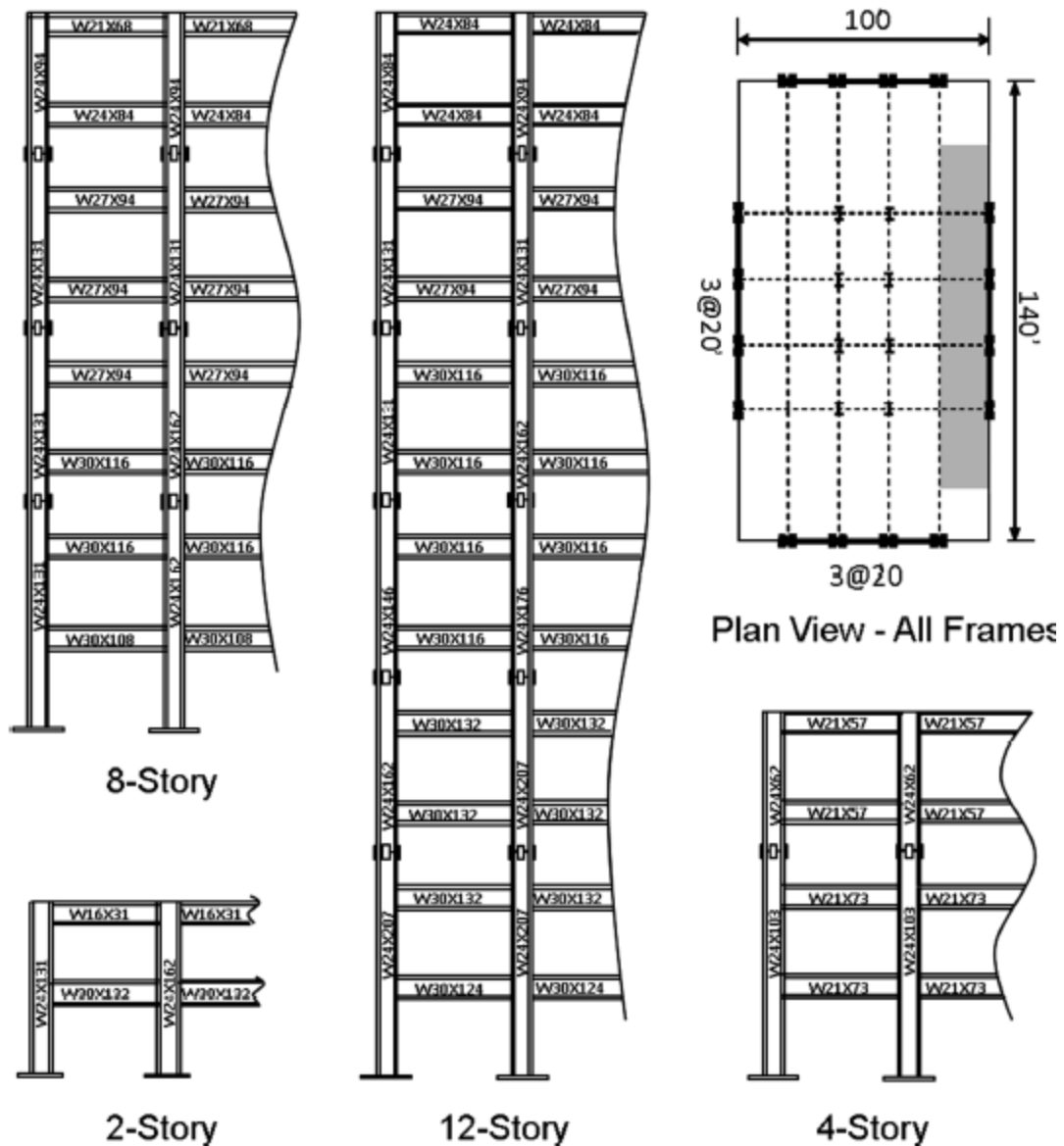


Figura 1: Vista en Planta y en Elevación de los Marcos arquetipos (Zareian y Kanvinde, 2013)

Una vez definida la geometría y las cargas aplicadas en la estructura, cabe mencionar que esta investigación se realizará usando un edificio de cuatro pisos, ya que para edificios de pequeña y mediana altura se diseñan las conexiones de las bases del marco rígido usando una conexión de placa con base expuesta. En cambio, para edificios de mediana y de gran altura se diseña una conexión embebida.

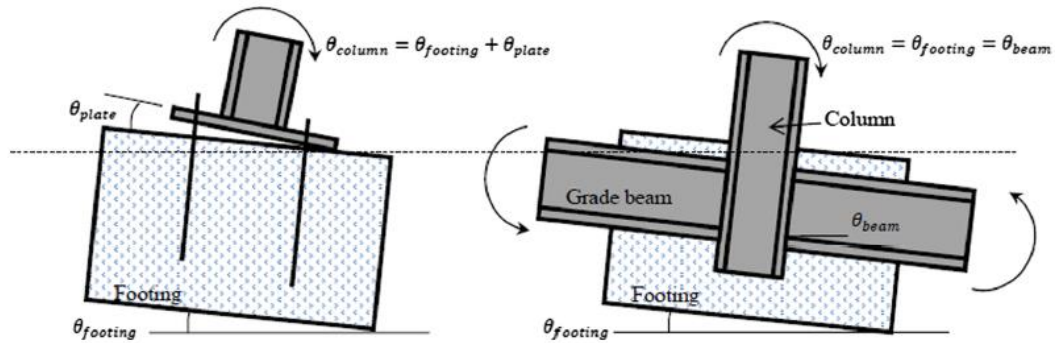


Figura 2: Conexión de placa con base expuesta y conexión embebida (Zareian y Kanvinde, 2013)

De esta manera, dependiendo del tipo de conexión en la base del marco resistente a momento se debe estimar la rigidez rotacional de la base. Para el caso de la conexión de placa con base expuesta, la rigidez efectiva está representada por dos resortes en serie, a los que les corresponde la flexibilidad entre la placa y la cimentación, y entre la cimentación y el suelo. En cambio, para edificios de gran altura la rigidez efectiva está representada por resortes en paralelo, entre la cimentación y el grado de las vigas (Zareian y Kanvinde, 2013).

$$K_{eff} = \frac{K_{footing} \times K_{plate}}{K_{footing} + K_{plate}}$$

Ecuación 1: Rigidez efectiva de placa con base expuesta

$$K_{eff} = K_{footing} + K_{beam}$$

Ecuación 2: Rigidez efectiva de una conexión embebida

Para poder analizar las deformaciones en la estructura debido a la flexibilidad en la base, se analiza el estudio de Zareian y Kanvinde (2013) donde se presentan datos de respuesta del NRH para el nivel de peligro 10/50. Este análisis permite examinar el efecto de la respuesta estructural bajo el riesgo de "nivel de diseño" en relación con el implícito o esperado. De esta manera, se analiza la mediana de la máxima deriva de piso ( $\hat{\theta}_{max}$ ) para todos los edificios con una rigidez efectiva teórica calculada con las expresiones mostradas previamente ( $\beta_{base} = 1$ ).

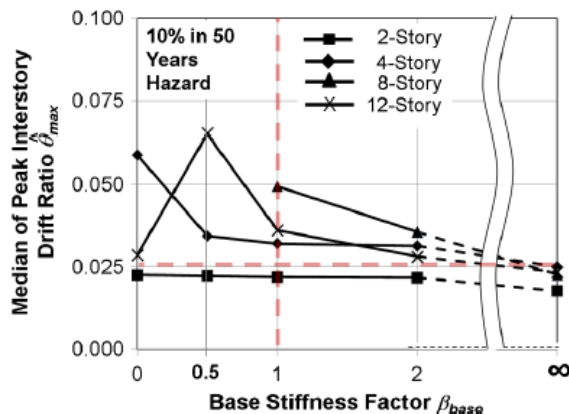


Figura 3: Mediana de la máxima deriva de piso para el nivel de peligro 10/50 (Zareian y Kanvinde, 2013)

Como se puede ver, para estructuras de mediana y gran altura, cuando se asume que las bases del marco resistente a momento están empotradas se tiene valores aceptables de la mediana de la máxima deriva de piso ( $\hat{\theta}_{max}$ ), sin embargo, si se usa el valor de la rigidez efectiva teórica la mediana de la máxima deriva de piso ( $\hat{\theta}_{max}$ ) incrementa hasta estar en un rango de 0.03 a 0.05, indicando un comportamiento inaceptable de la estructura. Así, cuando se diseña asumiendo que las bases del marco rígido están empotradas resultan valores no conservadores de deriva de piso, y calcular estos de forma conservadora es muy importante, ya que estos controlan las rotaciones en las conexiones viga-columna. En consecuencia, un comportamiento inaceptable de la estructura es muy alarmante, ya que una gran fracción de edificios pueden ser susceptibles al colapso incluso ante sismos de nivel de diseño, debido a la falta de atención en el diseño de la flexibilidad de la base (Zareian y Kanvinde, 2013).

En conclusión, todos los parámetros de respuesta como son las fuerzas y las deformaciones se ven afectados de forma negativa por un decrecimiento en la flexibilidad en la base, esto puede deberse a que se afecta el periodo fundamental de la estructura, y por ende la aceleración espectral aplicada a todos los niveles de peligro, provocando una menor rigidez estructural y afectando más a las estructuras de mediana y gran altura (Zareian y Kanvinde, 2013).

## 2.2 Estimación de la rigidez rotacional de la base de una columna

El método de Kanvinde (2012) se usa para caracterizar la flexibilidad y estimar la rigidez rotacional de la base de una columna con conexión de placa con base expuesta. Este experimento es validado mediante nueve experimentos realizados mediante dos procesos (experimental y teórico). El experimento tiene algunas variables como son las dimensiones y espesor de la placa base, la carga axial, dimensiones del perno de anclaje y las dimensiones de la columna. De esta manera, la siguiente tabla muestra las principales variables y los resultados de todos los experimentos realizados en este estudio.

**Table 2.** Test Data and Evaluation with Respect to Method

Study	Test	$t_p$ (mm)	$P_u$ (kN)	$M_y$ (kN m)	$M_{crit}/M_y$	$\theta_y^a$	$\beta_y^{testb}$	$\beta_y^{methodd}$	$\beta_y^{test}/\beta_y^{method}$
UCD	1	25.4	0	55.4	0	8.27	7.76	8.94	0.87
	2F <sup>c</sup>	25.4	0	61.0	0	8.28	8.75	8.91	0.98
	2R	25.4	0	61.0	0	8.28	9.43	8.91	1.06
	3F	38.1	411	99.4	0.57	6.88	21.11	17.23	1.23
	3R	38.1	411	99.4	0.57	6.88	21.78	17.23	1.26
	4F	25.4	411	88.1	1.16	1.02	26.28	57.25	0.46
	4R	25.4	411	88.1	1.16	1.02	22.39	57.25	0.39
	5F	50.8	411	100.6	0.35	3.53	19.86	19.86	1.00
	5R	50.8	411	100.6	0.35	3.53	22.01	19.86	1.11
	6F	25.4	678	111.9	1.33	0.88	39.55	90.56	0.44
	6R	25.4	678	111.9	1.33	0.88	41.31	90.56	0.46
								Mean (Gomez)	0.84
								COV <sup>d</sup> (Gomez)	0.40
	Picard and Beaulieu (1985)	1	29.0	0	34.3	0	3.71	5.20	5.35
2		29.0	0	38.5	0	3.67	7.59	6.04	1.26
3		29.0	0	38.5	0	3.67	6.21	6.04	1.03
							Mean (Picard)	1.08	
							COV (Picard)	0.14	
							Mean (overall)	0.89	
							COV (overall)	0.36	

<sup>a</sup>Rotations are expressed in milliradians.

<sup>b</sup>Rotational stiffness is expressed in kN m/milliradians.

<sup>c</sup>F = forward direction of loading; R = reverse direction of loading. The absence of either the F or R notation indicates a monotonic test.

<sup>d</sup>COV = coefficient of variation = mean/standard deviation.

Figura 4: Resultados obtenidos por Kanvinde (2012)

Cabe mencionar que para este caso de estudio el proceso de cálculo y los resultados obtenidos de la rigidez rotacional en la conexión de placa con base expuesta mediante el proceso teórico, son los resultados que se usarán como base teórica de esta investigación.

Así, el diseño de la conexión de placa con base expuesta está controlado por el estado límite de la primera fluencia, ya que este reduce de manera significativa la rigidez de la conexión. Por ende, para un buen diseño de la base de la columna, las cargas de diseño deben producir momentos que sean equivalentes o un poco menos que la fuerza que genere el estado límite de primera fluencia. A continuación, se presenta el método de Kanvinde (2012) para caracterizar la flexibilidad, una vez definida la geometría y materiales calcular la rigidez rotacional:

Primero, se debe calcular la fuerza de diseño ( $My$ ), ya que es necesario asegurar que la fuerza interna de distribución es evaluada usando un valor apropiado de momento en la base, este momento es el momento de primera fluencia. De esta manera, para que se produzca el momento de primera fluencia la placa tiene tres estados límites: fluencia de los pernos de anclaje, fluencia de la placa por el lado de la tensión, fluencia de la placa por el lado de la compresión. El estado límite que ocurra primero, produce el momento de primera fluencia. Sin embargo, estos estados límites dependen de la carga axial que llega a la base y del momento en la misma que logra que uno de los estados límites se produzca para generar el momento de primera fluencia. Por ende, se debe calcular la excentricidad en la base de la columna, mediante la siguiente ecuación:

$$e = \frac{M}{P}$$

Donde,  $M$  es el momento y  $P$  es la carga axial en la base de la columna.

Cabe mencionar que la conexión expuesta se comporta de diferente manera, dependiendo del tipo de excentricidad a la que se somete la conexión, la excentricidad crítica o de transición es el límite que separa la excentricidad alta de la baja. De esta manera, si la excentricidad en la conexión es mayor a la excentricidad crítica se crea un levantamiento en la placa base, lo cual genera una situación de excentricidad alta. Para esta situación, toda la fuerza aplicada se resiste

por una combinación del desarrollo de los esfuerzos de compresión bajo la placa base y fuerzas de tensión en los pernos de anclaje. En cambio, si la excentricidad en la conexión es menor a la excentricidad crítica no se genera un levantamiento en la placa base ni un alargamiento del perno de anclaje, lo cual genera una situación de excentricidad baja. Para esta situación toda la fuerza aplicada se resiste solamente por el desarrollo de los esfuerzos de compresión bajo la placa base. La excentricidad crítica o de transición, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$e_{\text{crit}} = \frac{N}{2} - \frac{P}{2 \cdot B \cdot f_{\text{max}}}$$

Donde, B y N son las dimensiones de la placa,  $f_{\text{max}}$  es el esfuerzo máximo del hormigón y se calcula usando la siguiente ecuación:

$$f_{\text{max}} = 0.85 \cdot f'_c \cdot \left( \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq 1.7 \cdot f'_c$$

Donde,  $f'_c$  es el esfuerzo a compresión del hormigón, A1 es el área de soporte de la placa y A2 es el área efectiva de concreto.

En efecto, para el caso de excentricidad alta existen tres posibles modos de falla, fluencia de la placa base debido a la compresión, fluencia de la placa base debido a la tensión y fluencia debido a la fuerza de tracción en los pernos de anclaje. Para el caso de excentricidad baja existe solamente un modo de falla debido a la flexión de la placa base en el lado de compresión de la conexión, lo cual produce un aumento de los esfuerzos, con longitud de bloque de esfuerzo Y y altura  $f_p$ , los mismos se calculan usando las siguientes fórmulas.

Longitud de bloque de esfuerzos (Y):

$$Y = (N - g) - \sqrt{(N - g)^2 - \frac{2 \cdot [M + P \cdot (\frac{N}{2} - g)]}{f_{\max} \cdot B}}$$

Altura de bloque de esfuerzos ( $f_p$ ):

$$f_p = \frac{P}{B(N - 2e)}$$

De esta manera, para que se genere el primer estado límite por parte de la fluencia de los pernos de anclaje, la resistencia última ( $T_u$ ) debe superar la resistencia nominal de la fuerza de tensión a la que se someten los pernos ( $T$ ), la resistencia última se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$T_u = 0.75[2(Fu_{perno} \times An)]$$

Donde,  $F_u$  es la resistencia última del perno y  $An$  es el área de tensión del perno. Se multiplica por dos, porque se usan dos pernos en la conexión. En cambio,  $T$  es la fuerza de tensión en la placa base y se calcula usando la siguiente fórmula:

$$T = f_{\max} \times B \times \left( (N - g) - \sqrt{(N - g)^2 - \frac{2 \times [M + P \times (\frac{N}{2} - g)]}{f_{\max} \times B}} \right) - P$$

Donde,  $g$  es la distancia desde el exterior de la placa hasta el centro del perno de anclaje.

Para que se genere el segundo estado límite de fluencia de la placa por el lado de la tensión, la resistencia nominal de placa ( $R_n$ ) debe superar la resistencia última de la placa debido a la fuerza de tensión presente en la misma. El momento último debido a la tensión en la placa se calcula mediante la siguiente ecuación:



$$M_{tensión} = T \times L_{tensión}$$

Donde,  $L_{tensión}$  es la longitud desde el centro del perno de anclaje hasta la parte exterior de la columna.

La resistencia nominal de la placa se calcula usando la siguiente fórmula:

$$M_{placa} = Fy_{placa} \times Zx$$

Donde,  $Fy_{placa}$  es el esfuerzo de fluencia de la placa,  $Zx$  es el módulo de sección plástica y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Zx = \frac{tp^2}{4}$$

Donde,  $tp$  es el espesor de la placa base.

Para que se genere el tercer estado límite de fluencia de la placa por el lado de la compresión la resistencia nominal de la placa ( $R_n$ ) debe superar la resistencia última de la placa debido a las fuerzas de compresión presentes en la misma. El momento último para el caso de excentricidad alta debido a la compresión en la placa se calcula mediante la siguiente expresión (AISC, 2006):

Para  $Y \geq m$

$$M_{compresión} = f_{max} \times \left(\frac{m^2}{2}\right) \times B$$

Para  $Y < m$

$$M_{compresión} = f_{max} \times \left(\frac{m^2}{2}\right) \times B \times Y$$

Donde,  $m$  es la distancia desde la columna hasta la parte externa de la placa base.

En cambio, el momento último para el caso de excentricidad baja debido a la compresión en la placa se calcula mediante la siguiente expresión (AISC, 2006):

Para  $Y \geq m$

$$M_{compresión} = f_p \times \left(\frac{m^2}{2}\right) \times B$$

Para  $Y < m$

$$M_{compresión} = f_p \times \left(\frac{m^2}{2}\right) \times B \times Y$$

Segundo, una vez calculado el primer momento de fluencia se procede a calcular la rotación y la rigidez rotacional en la conexión de base con placa expuesta, para lo cual se deben calcular las deformaciones en cada elemento de la placa. Así, para el caso de excentricidad alta las deformaciones en la conexión expuesta se deben al alargamiento del perno de anclaje, flexión de la placa base y por la compresión de la cimentación, y todas estas deformaciones contribuyen a la rotación de la conexión. En la siguiente figura, se muestra lo descrito anteriormente:

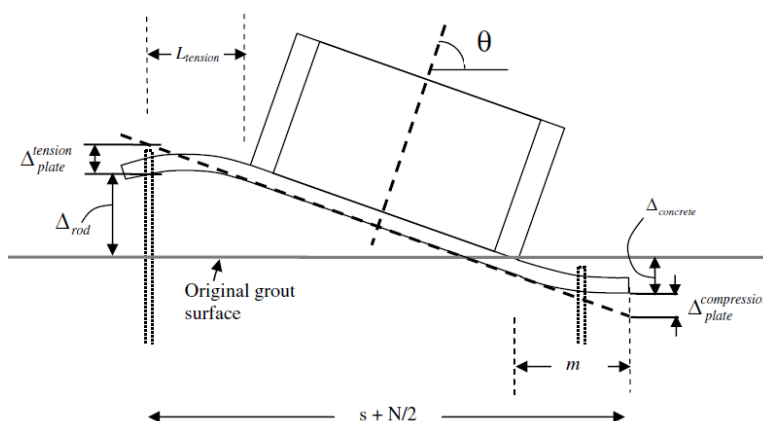


Figura 5: Deformaciones de cada elemento de la placa expuesta (Kanvinde, 2012)

De esta manera, el desplazamiento en el tope del perno de anclaje se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta_{rod} = (T_{rod} \times L_{total}^{rod}) / (A_{rod} \times E_{rod})$$

Donde,  $T_{rod}$  es la tensión total en el perno de anclaje,  $L_{rod}$  es la longitud total del perno desde arriba de la placa base hasta la arandela y tuerca,  $A_{rod}$  es el área bruta del perno y  $E_{rod}$  es el módulo de elasticidad del perno.

Las deformaciones en la placa base en el lado de la tensión se deben a la fuerza en los pernos de anclaje, y se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta_{plate}^{tension} = (T \times L_{tension}^3 / 3 \times E_{plate} \times I_{plate}) + (T \times L_{tension} / A_{plate}^s \times G_{plate})$$

$$A_{plate}^s = \frac{5}{6} \times B \times tp$$

$$I_{plate} = B \times \frac{tp^3}{12}$$

Donde,  $E_{plate}$  es el módulo de elasticidad de la placa y  $G_{plate}$  es el módulo de sección transversal de la placa.

En cambio, las deformaciones en la placa base en el lado de la compresión se deben a los esfuerzos en la misma, y se calculan mediante la siguiente fórmula:

Para  $Y \geq m$

$$\Delta_{\text{plate}}^{\text{compression}} = f_{\text{max}} \cdot B \cdot \left( \frac{m^4}{8 \cdot E_{\text{plate}} \cdot I_{\text{plate}}} + \frac{m^2}{2 \cdot A_{\text{plate}}^s \cdot G_{\text{plate}}} \right)$$

Para  $Y < m$

$$\Delta_{\text{plate}}^{\text{compression}} = \frac{f_{\text{max}} \cdot B}{8 \cdot E_{\text{plate}} \cdot I_{\text{plate}}} \left( m^4 - \frac{1}{3} (m - Y)^3 (3m + Y) \right) + \frac{f_{\text{max}} \cdot B \cdot Y}{A_{\text{plate}}^s \cdot G_{\text{plate}}} (m - Y + Y^2/2)$$

La flexión en la placa base en la cimentación produce deformaciones debido a la compresión, y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta_{\text{concrete}} = \frac{f_{\text{max}}}{E_{\text{concrete}}} \times d_{\text{footing}}$$

Donde,  $E_{\text{concrete}}$  es el módulo de elasticidad del concreto y  $d_{\text{footing}}$  es la profundidad de desplante.

Gracias a que las deformaciones en la placa ya fueron calculadas, se procede a calcular la rotación ( $\theta_y$ ) de la misma, mediante la siguiente ecuación:

$$\theta_y = (\Delta_{\text{rod}} + \Delta_{\text{plate}}^{\text{tension}} + \Delta_{\text{plate}}^{\text{compression}} + \Delta_{\text{concrete}}) / (s + N/2)$$

Donde,  $s + N/2$  es la distancia entre el un extremo de la placa base hasta el centro del perno de anclaje del otro lado de la placa.

Tercero, para el caso de baja excentricidad las deformaciones en el concreto son las únicas que contribuyen a la rotación de la conexión, para lo cual se asume que la placa base no pierde contacto con la cimentación. De esta manera, la flexibilidad de la conexión es controlada por un perfil de

deformación lineal debajo de la placa base, y la tensión en la zona de compresión se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\epsilon_{\text{concrete}}^{\text{toe}} = f/E_{\text{concrete}}$$

Donde,  $f$  es el esfuerzo en la lechada de soporte, la misma se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$f = \frac{P^2}{P \times B \times N - 2 \times M_y \times B}$$

La tensión en el hormigón en la ubicación de la varilla de anclaje se determina mediante la siguiente fórmula:

$$\epsilon_{\text{concrete}}^{\text{rod}} = \epsilon_{\text{concrete}}^{\text{toe}} (1 - M_y/M_{\text{crit}})$$

De esta manera, las tensiones se convierten en una rotación equivalente, usando la siguiente ecuación:

$$\theta_y = d_{\text{footing}} \times (\epsilon_{\text{concrete}}^{\text{toe}} - \epsilon_{\text{concrete}}^{\text{rod}})/(s + N/2)$$

Finalmente, se calcula la rigidez rotacional de la placa, donde el subíndice “y” significa que esta rigidez rotacional ( $\beta_y$ ) corresponde al primer momento de fluencia.

$$\beta_y = \frac{M_y}{\theta_y}$$

### 2.3 Resistencia última del concreto a la extracción y capacidad de diseño del concreto

Una vez calculada la rigidez rotacional de la conexión se debe diseñar la profundidad de desplante y el perno de anclaje, para lo cual se debe calcular la resistencia última del concreto a la extracción, mediante la siguiente ecuación:

$$N_p = A_{brg} \times 8 \times f'_c$$

Donde,  $A_{brg}$  es el área neta de la cabeza del perno de anclaje, la misma se encuentra tabulada en la Guía de Diseño en Acero 1 (2006), como se muestra a continuación:

Table 3.2. Anchor Rod Concrete Pullout Strength, kips					
Rod Diameter, in.	Rod Area, $A_b$ , in. <sup>2</sup>	Bearing Area, $A_{brg}$ , in. <sup>2</sup>	Concrete Pullout Strength, $\phi N_p$		
			$f'_c = 3,000$ psi	$f'_c = 4,000$ psi	$f'_c = 5,000$ psi
5/8	0.307	0.689	11.6	15.4	19.3
3/4	0.442	0.906	15.2	20.3	25.4
7/8	0.601	1.22	20.5	27.3	34.1
1	0.785	1.50	25.2	33.6	42.0
1 1/8	0.994	1.81	30.4	40.5	50.7
1 1/4	1.23	2.24	37.7	50.2	62.8
1 1/2	1.77	3.13	52.6	70.1	87.7
1 3/4	2.41	4.17	70.0	93.4	117
2	3.14	5.35	90.0	120	150
2 1/4	3.98	6.69	112	150	187
2 1/2	4.91	8.17	137	183	229
2 3/4	5.94	9.80	165	220	274
3	7.07	11.4	191	254	318
3 1/4	8.30	13.3	223	297	372
3 1/2	9.62	15.3	257	343	429
3 3/4	11.0	17.5	294	393	491
4	12.6	19.9	334	445	557

Figura 6: Resistencia última del concreto a la extracción según el diámetro del perno (AISC, 2006)

Por otra parte, se debe calcular la capacidad de diseño del concreto considerando las tensiones de desprendimiento del hormigón, estas tensiones disminuyen si aumenta el tamaño de la superficie de rotura. De esta manera, la capacidad de diseño del concreto aumenta si se incrementa la profundidad de desplante ( $d_{footing}$ ) y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$N_{cbg} = 24 \times \sqrt{f'_c} \times d_{footing}^{1.5} \times \frac{An}{Ano}$$

Donde,  $An$  es el área de rotura del concreto considerando ambos pernos de anclaje,  $Ano$  es el área de rotura del concreto de un solo perno de anclaje, como se muestra en la siguiente figura:

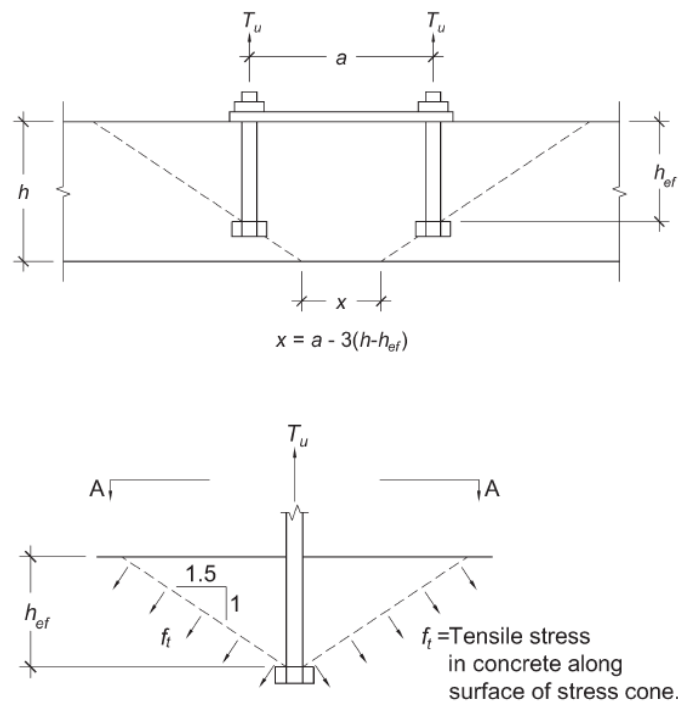


Figura 7: Representación de área de rotura del concreto considerando ambos ( $An$ ) y un solo perno de anclaje ( $Ano$ ) (AISC, 2006)

## 2.4 Diseño de Vigas y Columnas

### 2.4.1 Vigas

El diseño de vigas de acero se realiza según las Especificaciones de Edificios de Acero Estructural del AISC (2016). Cabe mencionar que el diseño especificado a continuación es para vigas I con doble simetría.

De esta manera, las vigas deben estar diseñadas para resistir los momentos y los cortantes de servicio. Para calcular el momento nominal primero se debe caracterizar a la sección como: compacta, no compacta debido al patín, esbelta debido al patín, no compacta debido al alma, esbelta debido al alma. Dependiendo del tipo de sección existen diferentes estados límites mediante los cuales se calcula la resistencia nominal del elemento, para este caso de estudio se diseñarán vigas con sección compacta y no compacta debido al patín.

Para que una sección se caracterice como compacta se debe cumplir que la relación ancho espesor ( $\lambda$ ) este entre estos límites:

Para el alma,

$$\lambda_a = \frac{h}{tw} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

Para el patín,

$$\lambda_p = \frac{bf}{2 \times tf} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$



Así, se verifica el primer estado límite de fluencia para lo cual se debe calcular la longitud no arriostrada ( $l_b$ ), la longitud límite lateral sin arriostrar para el estado límite de fluencia ( $l_p$ ) y la longitud límite no arriostrada para el estado límite de torsión lateral inelástico ( $l_r$ ).

Si,  $l_b \leq l_p$  :

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y$$

Se verifica el pandeo lateral torsional. Si,  $l_p < l_b < l_r$  :

$$M_n = C_b \left( M_p - (M_p - 0.7 \times f_y \times S_x) \left( \frac{l_b - l_p}{l_r - l_p} \right) \right) \leq M_p$$

Donde,  $S_x$  es el módulo de sección elástico y  $C_b$  es el factor de pandeo lateral torsional, para miembros doblemente simétricos sin carga transversal entre puntos no arriostrados el valor de  $C_b$  es 1.

Si,  $l_b > l_r$  :

$$M_n = F_{cr} \times S_x$$

Donde,  $f_{cr}$  es el esfuerzo crítico, el cual se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

Donde,  $c$  es igual a 1 para secciones de doble simetría,  $J$  es la constante torsional, y  $h_o$  es la distancia entre los centroides de las alas.

Para que una sección se caracterice como no compacta debido al patín se debe cumplir que la relación ancho espesor ( $\lambda$ ) este entre estos límites:

Para el alma,

$$\lambda_a = \frac{h}{tw} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

Para el patín,

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} < \lambda = \frac{bf}{2 \times tf} < \lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

Si,  $lb \leq lp$  se debe verificar el estado límite de fluencia y el pandeo local del patín por compresión. De esta manera, el momento nominal es el menor entre estos momentos:

$$M_n = M_p = Z_x \times fy$$

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

Se verifica el pandeo lateral torsional y el pandeo local del patín por compresión. De esta manera, el momento nominal es el menor entre estos momentos:

Si,  $lp < lb < lr$  :

$$M_n = C_b \left( M_p - (M_p - 0.7 \times fy \times S_x) \left( \frac{lb - lp}{lr - lp} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

Si,  $l_b > l_r$  :

$$M_n = F_{cr} \times S_x$$

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

### 2.4.2 Columnas

El diseño de columnas de acero se realiza según las Especificaciones de Edificios de Acero Estructural del AISC (2016). Cabe mencionar que el diseño especificado a continuación es para columnas I con doble simetría.

De esta manera, primero se determina la longitud efectiva del miembro ( $L_c$ ), mediante la siguiente ecuación:

$$L_c = k \times L$$

Donde,  $L$  es la longitud no arriostrada del miembro y  $k$  es el factor de longitud efectiva, para el caso de estudio los extremos de las columnas están articulados con un valor  $k$  de diseño de 1.

Se calcula la relación efectiva de esbeltez, mediante la siguiente fórmula:

$$Lr = \frac{L_c}{r}$$

Donde,  $r$  es el radio de giro en el eje más crítico.

Para poder diseñar la columna, se debe establecer si esta está sujeta a un pandeo inelástico o elástico. Si se trata de pandeo inelástico se debe cumplir que:  $Lr < 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$

Resultando en un esfuerzo crítico ( $Fcr$ ) de:

$$Fcr = (0.658^{\frac{fy}{Fe}})fy$$

Donde,  $Fe$  es el esfuerzo de pandeo elástico, y se calcula con la siguiente ecuación:

$$Fe = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{Lc}{r}\right)^2}$$

En cambio, si se trata de pandeo elástico el esfuerzo crítico ( $Fcr$ ) es:

$$Fcr = 0.877 \times Fe$$

Se debe verificar si el alma o el patín son esbeltos, mediante el ancho efectivo ( $be$ ):

Para el alma,  $\lambda = \frac{h}{tw}$  y  $\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{fy}}$  y para el patín,  $\lambda = \frac{bf/2}{tf}$  y  $\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{fy}}$ .

$$\text{Si, } \lambda \leq \lambda_r \sqrt{\frac{fy}{Fcr}}$$

$$be = b$$

Donde,  $b$  es el ancho del elemento.

$$\text{Si, } \lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{fy}{Fcr}}$$

$$be = b \left( 1 - c_1 \sqrt{\frac{Fel}{Fcr}} \right) \sqrt{\frac{Fel}{Fcr}}$$

Donde,  $c_1$  y  $c_2$  son factores de ajuste de imperfección de ancho efectivo, para elementos rígidos estos valores son de 0.18 y 1.31.  $F_{el}$  es el esfuerzo de pandeo local elástico, y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$F_{el} = \left( c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y$$

De esta manera, se debe calcular el área efectiva ( $A_e$ ), que es la suma de las áreas efectivas de la sección transversal basada en la reducción de anchos efectivos ( $b_e$ ).

$$A_e = (b - b_e) \times t$$

Finalmente, la resistencia nominal a la compresión ( $P_n$ ) se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$P_n = F_{cr} \times A_e$$

### **3. Metodología (Capítulo 3)**

#### **3.1 Modelo de la edificación**

Como se mencionó en el propósito y significado del estudio, el modelo a analizar es un edificio de cuatro pisos con marcos de acero resistentes a momento. De esta manera, como se observa en la sección 2.1 sobre el diseño y descripción del marco arquetipo, se analizará el efecto que tienen estos marcos rígidos en la flexibilidad de la base de las columnas. Así, la investigación de Zareian y Kanvinde (2013) provee la configuración del edificio de cuatro pisos, como son:

1. La distancia entre columnas y alturas de entrepiso.
2. Secciones de vigas y columnas del marco de acero resistente a momento.
3. Carga muerta y viva uniformemente aplicada y una carga en el perímetro para representar el revestimiento.
4. El tipo de conexión entre vigas y columnas que no pertenecen al marco rígido. Las cuales deben poder girar libremente.

Entonces, con la geometría del edificio y el resto de las especificaciones se procede a modelar el edificio en el programa computacional SAP2000, este primer modelo es el modelo rígido, donde las bases de las columnas del marco resistente a momento del sistema gravitacional se modelan con bases articuladas y del sistema sismorresistente como empotradas.

#### **3.2 Dimensionamiento de vigas y columnas**

El modelo realizado en el programa computacional SAP2000 se usa para obtener el momento, cortante y carga axial actuante en cada elemento estructural. Así, las respuestas obtenidas del modelo son los momentos, cortantes y cargas axiales de servicio que debe poder soportar la

estructura. Por lo cual las vigas se diseñan para estos momentos y cortantes de servicio, y las columnas se diseñan para estas cargas axiales de servicio.

Tomando en cuenta lo explicado anteriormente, las vigas y columnas del edificio se diseñan según las Especificaciones de Edificios de Acero Estructural del AISC (2016). En la sección 2.4.1 se especifica la teoría usada para el diseño de vigas y en la sección 2.4.2 se especifica la teoría usada para el diseño de columnas. La teoría para diseñar vigas y columnas fue programada en una función de Matlab para realizar de forma rápida y eficiente el diseño de todas las vigas y columnas del edificio.

### **3.3 Definición del cortante basal de diseño y del espectro de respuesta sísmica**

El cortante basal de diseño se calcula con el fin de encontrar las fuerzas resultantes en las bases de las columnas del marco resiste a momento debido a fuerzas sísmicas. De esta manera, el cortante basal de diseño se calcula según lo que establece la Norma Ecuatoriana de Construcción para diseño sismo resistente (NEC–SE–DS, 2014). Para el cálculo del cortante basal de diseño la NEC–SE–DS, establece la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I S a_{(T a)}}{R \varphi_p \varphi_e} * W$$

Donde,  $I$  es el coeficiente de importancia,  $S a_{(T a)}$  es el espectro de diseño en aceleración,  $R$  es el factor de reducción de resistencia sísmica,  $\varphi_p$  es el coeficiente de configuración en planta,  $\varphi_e$  es el coeficiente de configuración en elevación, y  $W$  es la carga sísmica reactiva.

Para el cálculo del espectro de respuesta sísmica la NEC–SE–DS (2014) presenta la siguiente figura:

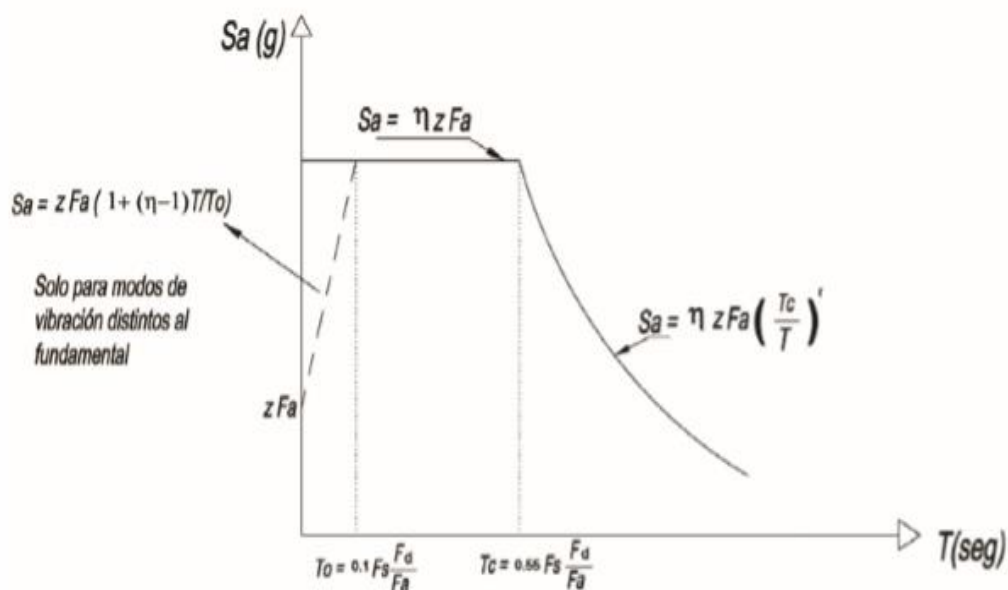


Figura 8: Espectro de respuesta sísmica (NEC–SE–DS, 2014)

Donde,  $S_a$  es el espectro de respuesta sísmica,  $\eta$  es la razón entre la aceleración espectral y el periodo fundamental de vibración,  $F_a$  y  $F_d$  son factores de sitio,  $F_s$  es el factor de comportamiento inelástico del subsuelo, y  $T_0$  y  $T_c$  son el periodo límite de vibración.

Debido a que se requiere el espectro de respuesta sísmica para el periodo fundamental de vibración, se usa la línea continua de la figura 8.

Finalmente, para estimar el periodo fundamental de vibración de la estructura la NEC–SE–DS, establece la siguiente ecuación:

$$T = C_t \times h_n^\alpha$$

Donde,  $C_t$  y  $\alpha$  dependen del tipo de sistema estructural y  $h_n$  es la altura máxima de la edificación.



### **3.4 Diseño de la conexión de placa con base expuesta y cálculo de su rigidez rotacional**

Una vez definido el cortante basal de diseño, este se ingresa en el modelo realizado en SAP2000, como una carga sísmica en dirección 'x'. En seguida, se crea la combinación de carga:

$$Pu = 1.2D + 0.5L + 3Ex$$

Donde, D es la carga muerta, L es la carga viva, y Ex es la carga sísmica en dirección 'x'.

Después, se obtiene del programa SAP2000 las reacciones en los nodos de las bases de las columnas de los marcos resistentes a momento en dirección 'xz'. De esta manera, se obtiene la carga axial que llega al nodo y el momento que se genera en el mismo, esta es la carga y momento de servicio que debe soportar la conexión de placa con base expuesta.

Tomando en cuenta lo explicado anteriormente, se procede a diseñar la conexión de placa con base expuesta según el método de Kanvinde (2012) explicado en la sección 2.2. La teoría para diseñar la conexión de placa con base expuesta fue programada en una función de Matlab para realizar el diseño de forma rápida y eficiente de la conexión expuesta de las columnas externas e internas del marco resistente a momento. Cabe mencionar que este código además de diseñar la conexión de placa con base expuesta también calcula la rigidez rotacional y la rotación en la base de la columna de los marcos de acero resistentes a momento.

### **3.5 Modelo de la edificación considerando la rigidez rotacional en las bases de las columnas del marco de acero resistente a momento**

Una vez diseñadas las conexiones de placa con base expuesta, y calculada la rigidez rotacional y la rotación en las bases de las columnas de los marcos de acero resistentes a momento, se realiza una copia del modelo realizado previamente en SAP2000 y se quitan los empotramientos perfectos de las bases de las columnas de todos los marcos rígidos resistentes a momento. Los

empotramientos perfectos son remplazados por articulaciones y se asignan resortes rotacionales alrededor del eje 'y' en las bases de los marcos rígidos resistentes a momento de los pórticos en dirección 'xz'. Por consiguiente, se asignan resortes rotacionales alrededor del eje 'x' en las bases de los marcos rígidos resistentes a momento de los pórticos en dirección 'yz'. Este nuevo modelo es el Modelo Flexible, ya que se disminuyó la flexibilidad en la base de las columnas de los marcos resistentes a momento.

### 3.6 Análisis Dinámico y cálculo del factor de escala

Una vez realizado el Modelo Rígido y Flexible, se debe obtener su respuesta ante los sismos que han venido ocurriendo desde 1985 hasta 2016 en países como China, Japón, México, Chile y Ecuador. Para esto, se define en ambos modelos de SAP2000 funciones Tiempo-Historia que contienen el registro de aceleración de los sismos cada cierto intervalo de tiempo. Se analizarán cuarenta registros de sismos subductivos de larga duración.

Para realizar en SAP2000 el análisis Tiempo-Historia, se debe calcular el factor de escala para escalar los registros al espectro de diseño de la NEC de diseño sismo resistente. El factor de escala se usa para calcular una demanda realista, ya que cada registro de aceleración es escalado y se verifica así la aceleración espectral al periodo fundamental de vibración. De esta manera, para cada sismo se verifica en el registro la aceleración para el periodo fundamental de vibración de la estructura y se multiplica por el PGA correspondiente a cada registro, ya que el registro está normalizado, y así obtener la aceleración de cada sismo para el periodo fundamental de vibración  $Sa(T')$ .

El factor de escala (FS) se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{Sa(T_{diseño})}{Sa(T')}$$

Donde,  $Sa(T_{diseño})$  es el espectro de respuesta sísmica calculado en la sección 3.3.

Finalmente, el factor de escala se multiplica por la gravedad de 9.81m/s<sup>2</sup> para que en SAP200 se ingrese con unidades compatibles en los casos de carga de tipo Tiempo-Historia.

### **3.7 Obtención de la mediana de la máxima deriva de piso para el Modelo Rígido y Flexible**

Para la obtención de la mediana de la máxima deriva de piso ( $\hat{\theta}_{max}$ ) para el Modelo Rígido y Flexible, primero se debe obtener en SAP2000 la gráfica de la deformación de la estructura para cada sismo en términos del desplazamiento relativo. De esta manera, se obtiene el desplazamiento en milímetros de los pórticos resistentes a momento en dirección 'xz', ya que estos son los más afectados si el sismo se coloca en dirección 'x'. Por ende, se tabula el desplazamiento en milímetros de cada piso, para calcular la deriva de piso ( $\Delta$ ), mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{|\Delta_i - \Delta_{i-1}|}{h_e}$$

Donde,  $\Delta_i$  es el desplazamiento relativo de un piso,  $\Delta_{i-1}$  es el desplazamiento relativo del piso anterior, y  $h_e$  es la altura entre estos pisos.

Por consiguiente, de la deriva de piso ( $\Delta$ ) de cada piso se escoge la mayor de cada uno de los sismos, obteniendo así la máxima deriva de piso. Enseguida, se calcula la mediana de todas las máximas derivas de piso tanto del Modelo Flexible como del Rígido. Finalmente, se calcula el porcentaje de incremento de la mediana de la máxima deriva de piso ( $\hat{\theta}_{max}$ ) del Modelo Flexible en relación al Rígido.

## 4. Resultados (Capítulo 4)

### 4.1 Modelo de la edificación

A continuación, se muestra el modelo de la edificación terminado ( $T = 1.18$  segundos), según lo especificado en la metodología en la sección 3.1:

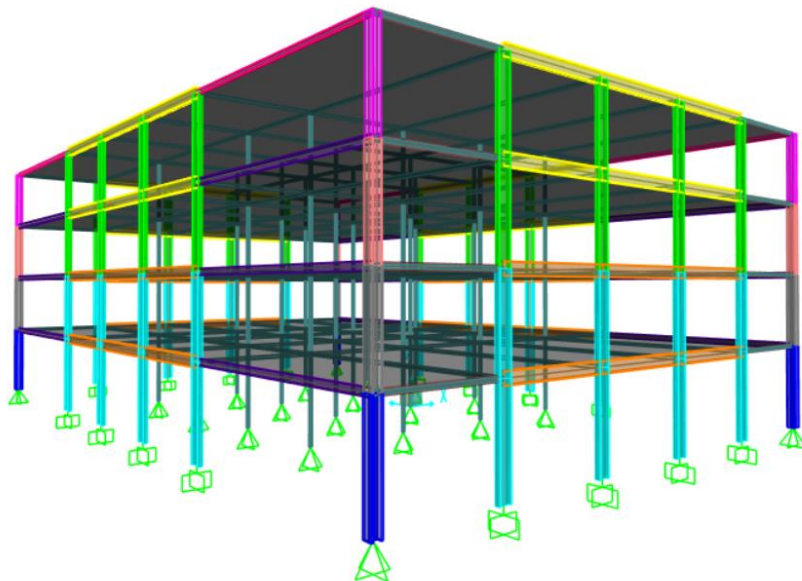


Figura 9: Vista 3D extruida del Modelo en SAP2000

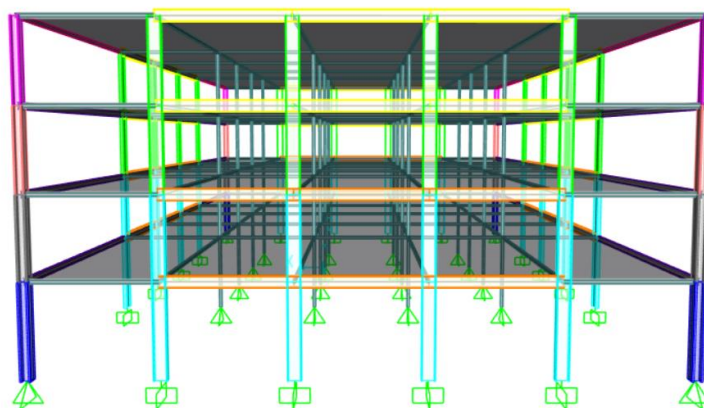


Figura 10: Vista 3D extruida de los pórticos 'XZ'

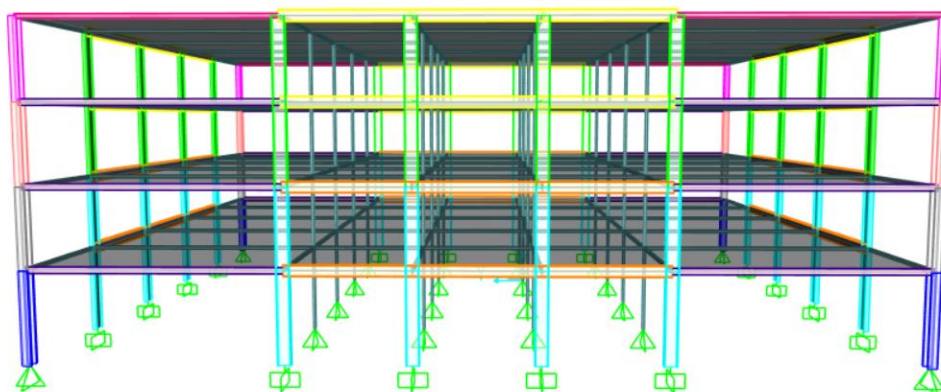


Figura 11: Vista 3D extruida de los pórticos 'YZ'

## 4.2 Dimensionamiento de vigas y columnas

### ✚ Vigas

A continuación, se muestran las secciones de vigas correspondientes al diseño en SAP2000, los momentos y cortantes actuantes en cada viga y el diseño mediante la función de Matlab se muestra en el Anexo A.

- Diseño en el sentido 'YZ'
  - Vigas laterales al marco resistente a momento del primero, segundo y tercer piso

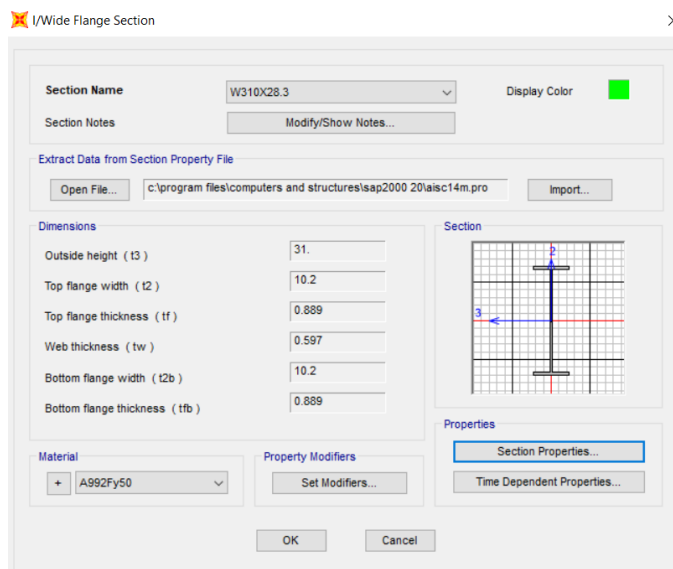


Figura 12: Sección correspondiente al diseño de las vigas 'YZ' laterales al marco resistente a momento del primero, segundo y tercer piso

- Vigas laterales al marco resistente a momento del cuarto piso

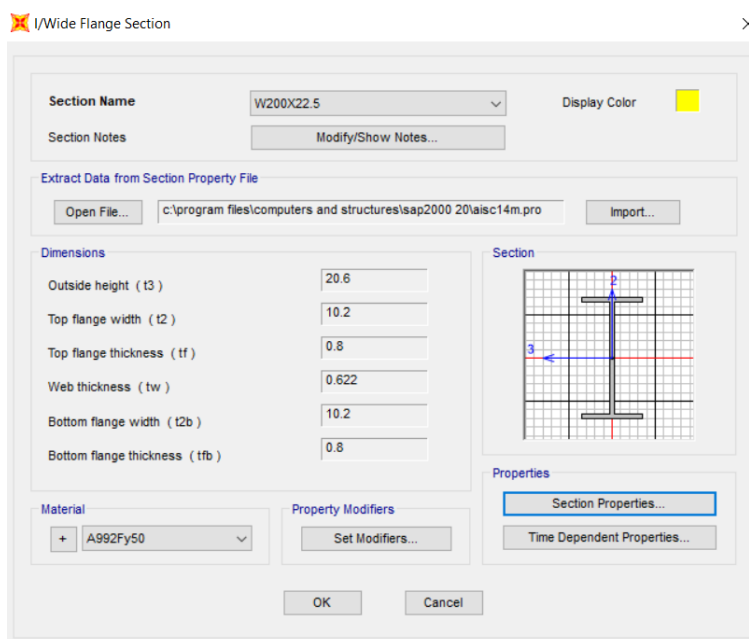


Figura 13: Sección correspondiente al diseño de las vigas 'YZ' laterales al marco resistente a momento del cuarto piso

- Vigas de los pórticos intermedios de todos los pisos

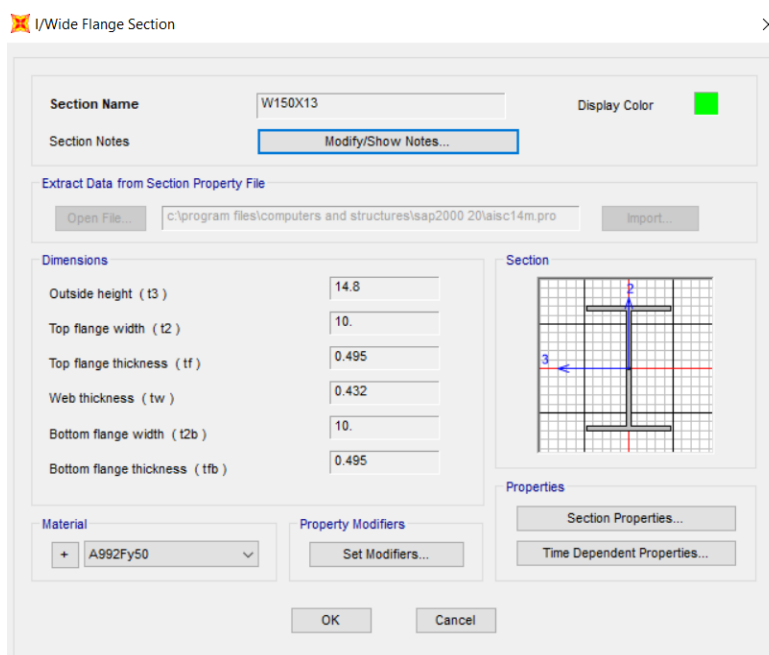


Figura 14: Sección correspondiente al diseño de las vigas 'YZ' de los pórticos intermedios de todos los pisos

- Diseño en el sentido 'XZ'

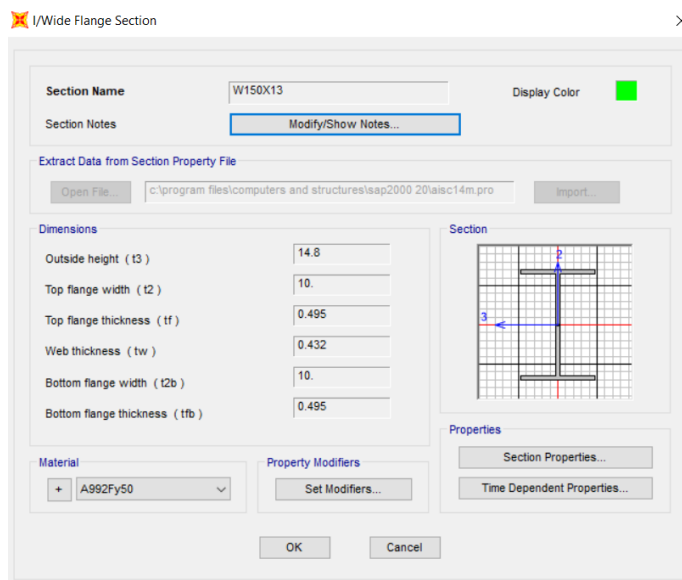


Figura 15: Sección correspondiente al diseño de las vigas 'XZ' de los pórticos intermedios de todos los pisos

## Columnas

A continuación, se muestran las secciones de columnas correspondientes al diseño en SAP2000, las cargas axiales actuantes en cada columna y el diseño mediante la función de Matlab se muestra en el Anexo B.

- Columnas laterales al marco resistente a momento

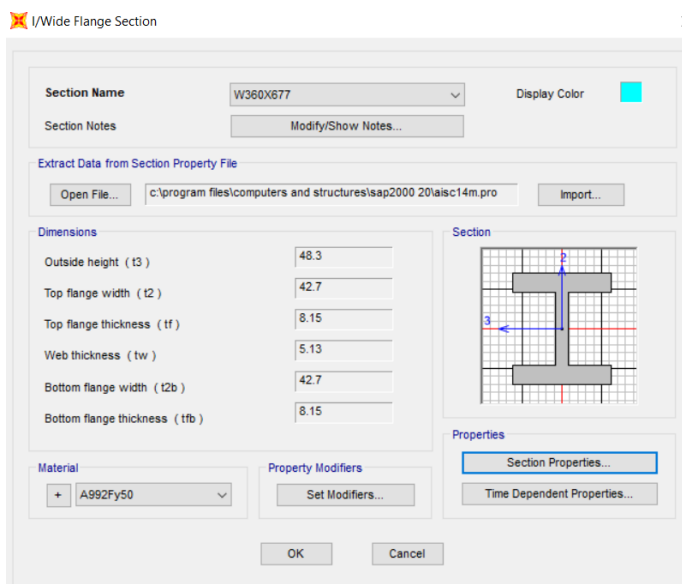


Figura 16: Sección correspondiente al diseño de las columnas laterales al marco resistente a momento del primer piso

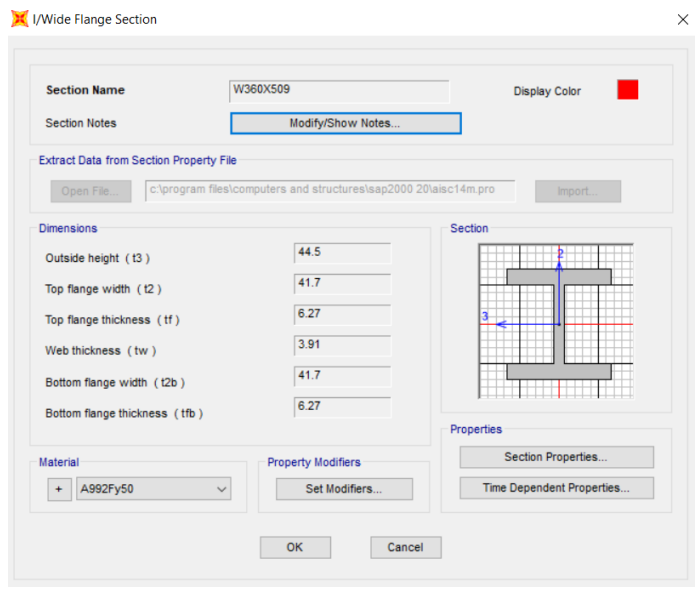


Figura 17: Sección correspondiente al diseño de las columnas laterales al marco resistente a momento del segundo piso

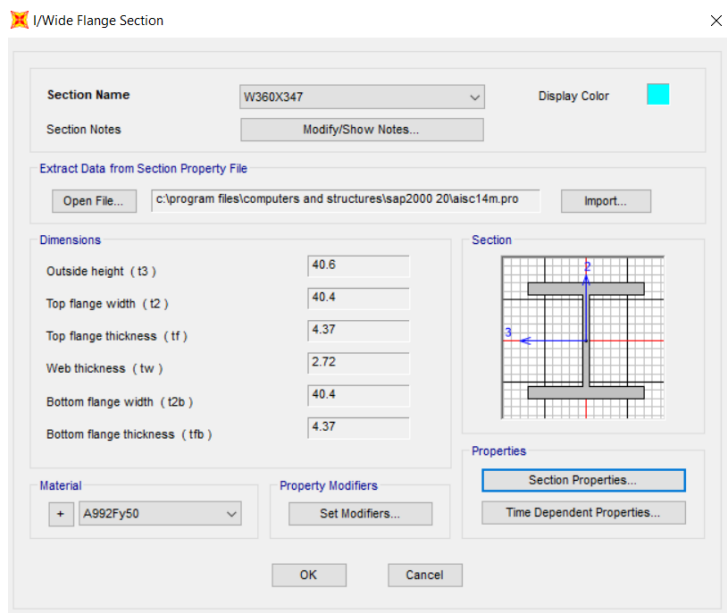


Figura 18: Sección correspondiente al diseño de las columnas laterales al marco resistente a momento del tercer piso



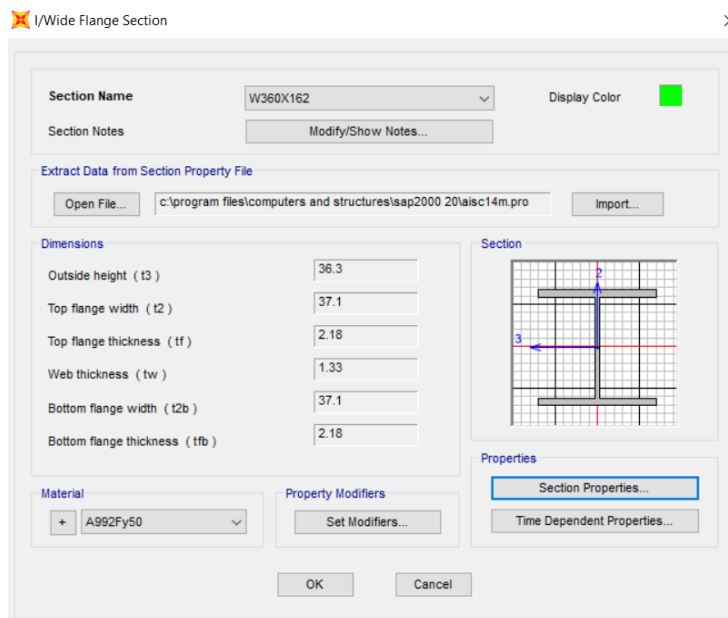


Figura 19: Sección correspondiente al diseño de las columnas laterales al marco resistente a momento del cuarto piso

- Columnas de los pórticos intermedios

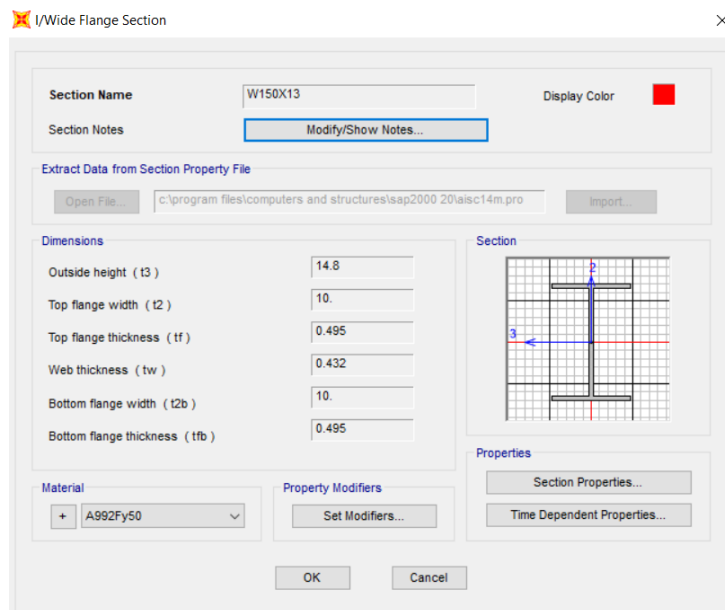


Figura 20: Sección correspondiente al diseño de las columnas de los pórticos intermedios de todos los pisos

### 4.3 Definición del cortante basal de diseño y del espectro de respuesta sísmica

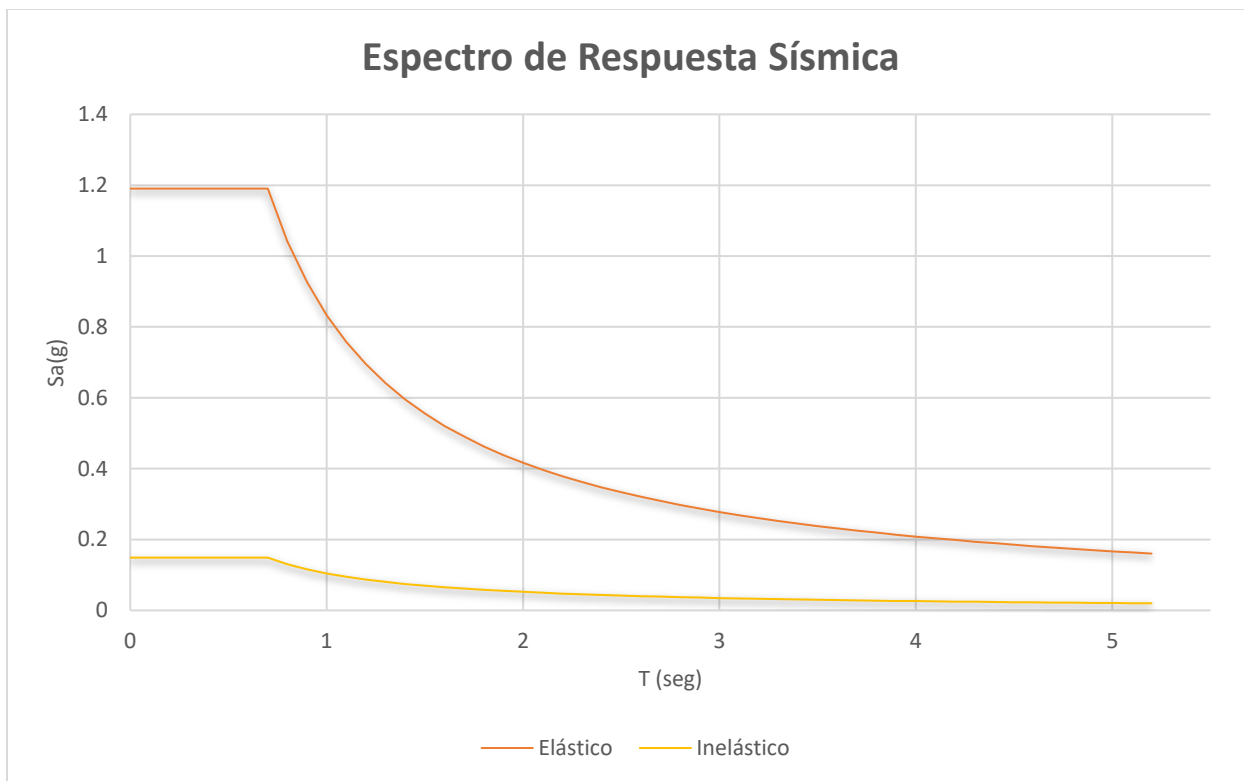
Para la definición del cortante basal de diseño, es necesario definir el espectro de respuesta sísmica y el periodo fundamental de vibración de la estructura. Los fundamentos teóricos para calcular cada uno de estos parámetros se encuentran en la sección 3.3.

De esta manera, el cortante basal de diseño, el espectro de respuesta sísmica y el periodo fundamental de vibración de la estructura se determinan mediante tablas mostradas en la NEC–SE–DS (2014), las mismas se encuentran en el Anexo D. Así, a partir de estas tablas se determina lo siguiente:

Dato	Valor	Especificación
Ct	0.072	Estructuras de acero sin arriostramientos
Alpha	0.8	Estructuras de acero sin arriostramientos
Hn	16.46	Altura máxima de la edificación
<b>T</b>	<b>0.68</b>	<b>Periodo Fundamental de Vibración (<math>Ct \cdot Hn^{\alpha}</math>)</b>
Tipo de Suelo	D	-
Z (Zona sísmica V)	0.4	Quito
Fa	1.2	En función de Z y del Tipo de Suelo
Fd	1.19	En función de Z y del Tipo de Suelo
Fs	1.28	En función de Z y del Tipo de Suelo
n (neta)	2.48	Para la Sierra
R	8	Pórticos especiales sísmo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas
r	1	Según el tipo de Suelo
T0	0.13	$0.1 \cdot Fs \cdot (Fd/Fa)$
Tc	0.7	$0.55 \cdot Fs \cdot (Fd/Fa)$
<b>Sa(Ta)=Sa(0.68)</b>	<b>1.19</b>	<b>Espectro de Diseño en Aceleración (<math>n \cdot Z \cdot Fa</math>) g</b>
$\phi_P$	1	$\phi_{PA} \cdot \phi_{PB}$
$\phi_{PA}$	1	No hay irregularidades tipo 1,2 y 3
$\phi_{PB}$	1	No hay irregularidades tipo 4
$\phi_E$	1	$\phi_{EA} \cdot \phi_{EB}$
$\phi_{EA}$	1	No hay irregularidades tipo 1
$\phi_{EB}$	1	No hay irregularidades tipo 2 y 3
I	1	Estructuras no esenciales ni de ocupación especial
<b>V</b>	<b>0.1488</b>	<b>Cortante Basal de Diseño (<math>V = 0.1488W</math>)</b>

Tabla 1: Cálculo del periodo fundamental de vibración, espectro de diseño en aceleración y cortante basal de diseño

A continuación, se muestra la gráfica del espectro de respuesta sísmica:



Finalmente, se muestran los valores obtenidos del espectro elástico de respuesta sísmica ( $Sa(Ta)$ ) y cortante basal elástico ( $V$ ):

$$Sa(Ta) = 1.19 g$$

$$V = 0.1488 W$$

#### 4.4 Diseño de la conexión de placa con base expuesta y cálculo de su rigidez rotacional

Como se explica en la sección 3.4, el cortante basal de diseño se ingresa en el modelo de SAP2000, y se crea la combinación de carga  $Pu = 1.2D + 0.5L + 3Ex$ . Por consiguiente, del programa SAP2000 se obtienen las reacciones en los nodos de las bases de las columnas de los marcos resistentes a momento en dirección 'xz', como se muestra a continuación:

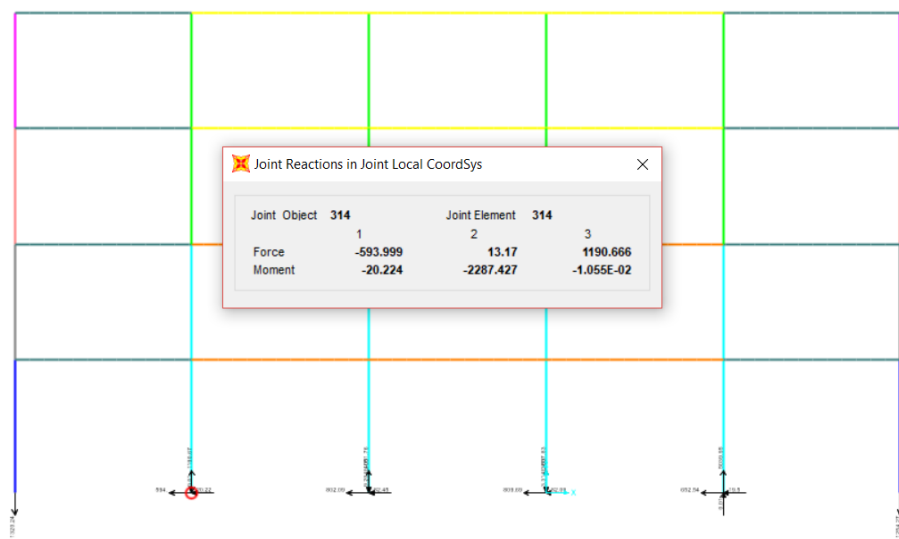


Figura 21: Reacciones en los nodos de las bases de las columnas externa de los marcos resistentes a momento

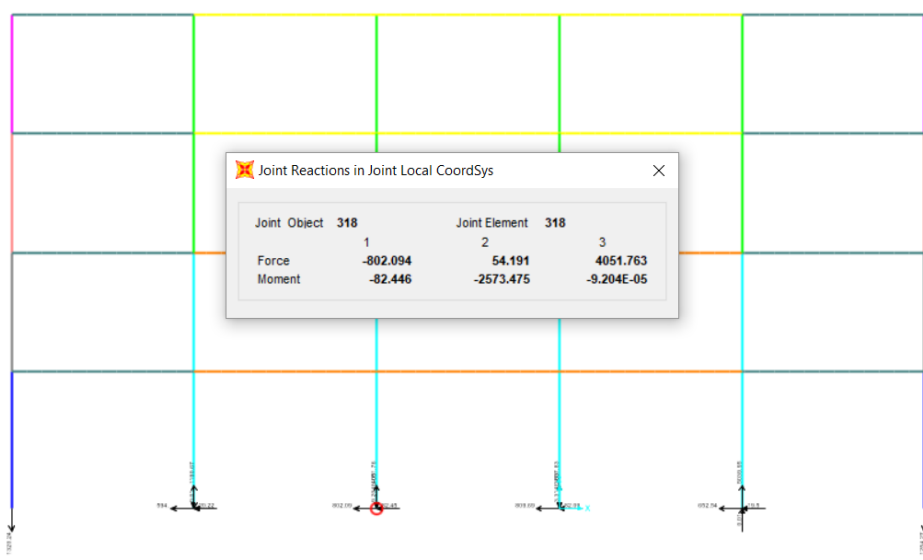


Figura 22: Reacciones en los nodos de las bases de las columnas internas de los marcos resistentes a momento

De esta manera, se obtiene la carga axial que llega al nodo y el momento que se genera en el mismo, esta es la carga y momento de servicio que debe soportar la conexión de placa con base expuesta. Por lo cual, mediante la función de Matlab para realizar el diseño de la conexión de placa con base expuesta de las columnas externas e internas del marco de acero resistente a momento, se obtienen los siguientes resultados:

>> ECM(0.330, 0.725, 0.0381, 0.055,0.6223, (1+1/2)\*0.0254, 0.650, 3.13\*(0.0254^2), 0.85, 1190.66, 2287.427)  
 El momento de la placa en el lado de tensión es 10000 KN.m  
 El momento de la placa en el lado de compresión es 10000 KN.m  
 El momento debido a los pernos de anclaje es 10000 KN.m

El Momento de Primera Fluencia es 10000 KN.m

La rotación es 9 miliradianes

La rigidez rotacional es 133 KN-m/miliradianes,  $M_y > M_u$  La placa resiste las cargas de servicio, La profundidad de desplante cumple con los requerimientos.>>

*Figura 23: Diseño de la conexión de placa con base expuesta de las columnas externas*

>> ECM(0.330, 0.725, 0.0381, 0.055,0.6223, (1+1/2)\*0.0254, 0.650, 3.13\*(0.0254^2), 0.85, 4051.763, 2573.475)  
 El momento de la placa en el lado de tensión es 10000 KN.m  
 El momento de la placa en el lado de compresión es 10000 KN.m  
 El momento debido a los pernos de anclaje es 10000 KN.m

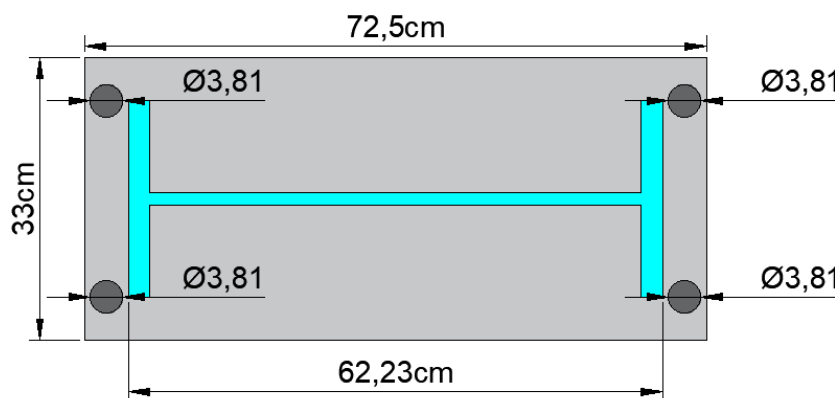
El Momento de Primera Fluencia es 10000 KN.m

La rotación es 3 miliradianes

La rigidez rotacional es 44 KN-m/miliradianes,  $M_y > M_u$  La placa resiste las cargas de servicio, La profundidad de desplante cumple con los requerimientos.>>

*Figura 24: Diseño de la conexión de placa con base expuesta de las columnas internas*

Como se puede observar en la Figura 23 y 24, la conexión de placa con base expuesta tiene las mismas dimensiones, geometría, perno de anclaje y profundidad de desplante para las columnas externas e internas del marco resistente a momento. Sin embargo, la carga axial y el momento que llega a la conexión de las columnas externas e internas son diferentes, y generan una diferente rotación y rigidez rotacional. A continuación, se muestra un esquema de la conexión de placa con base expuesta diseñada:



*Figura 25: Vista en planta de la conexión de placa con base expuesta diseñada*

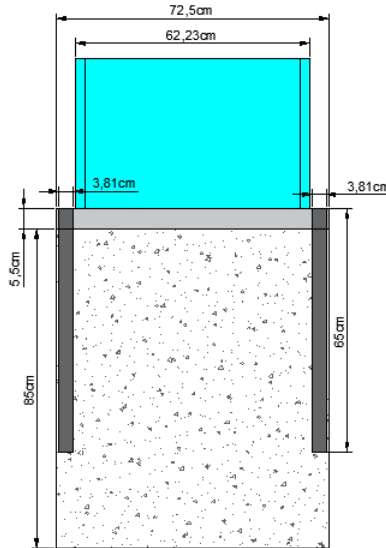


Figura 26: Vista en elevación de la conexión de placa con base expuesta diseñada

#### 4.5 Modelo de la edificación considerando la rigidez rotacional en las bases de las columnas del marco de acero resistente a momento

En la sección 3.5 se explican todas las características que posee este nuevo Modelo Flexible ( $T = 1.58$  segundos). A continuación, el modelo terminado:

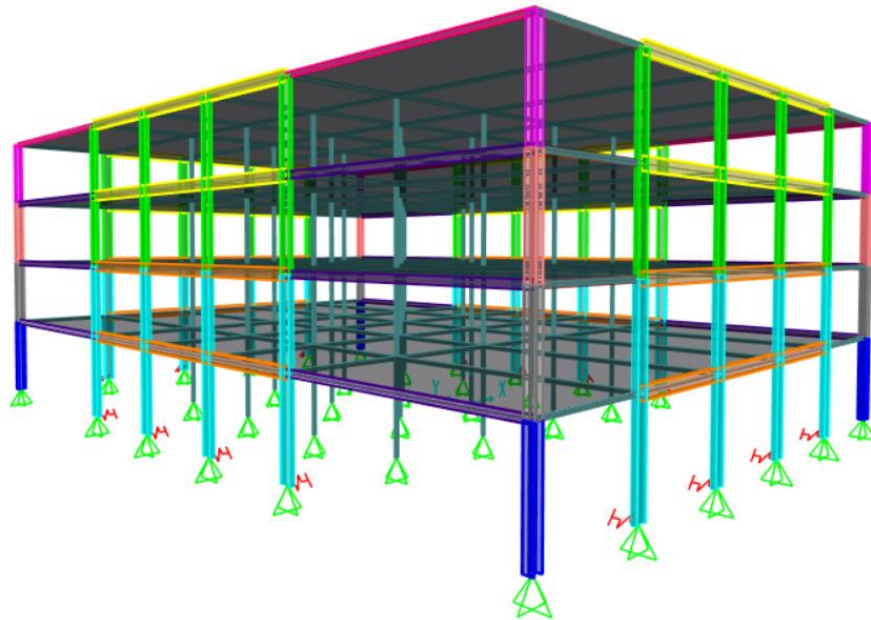


Figura 27: Vista 3D extruida del Modelo Flexible en SAP2000

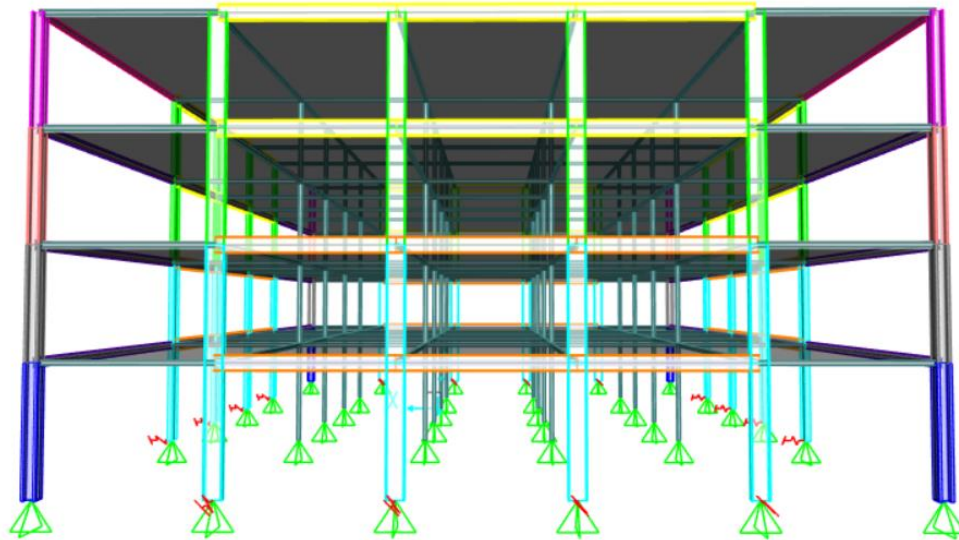


Figura 28: Vista 3D extruida de los pórticos 'XZ' del Modelo Flexible

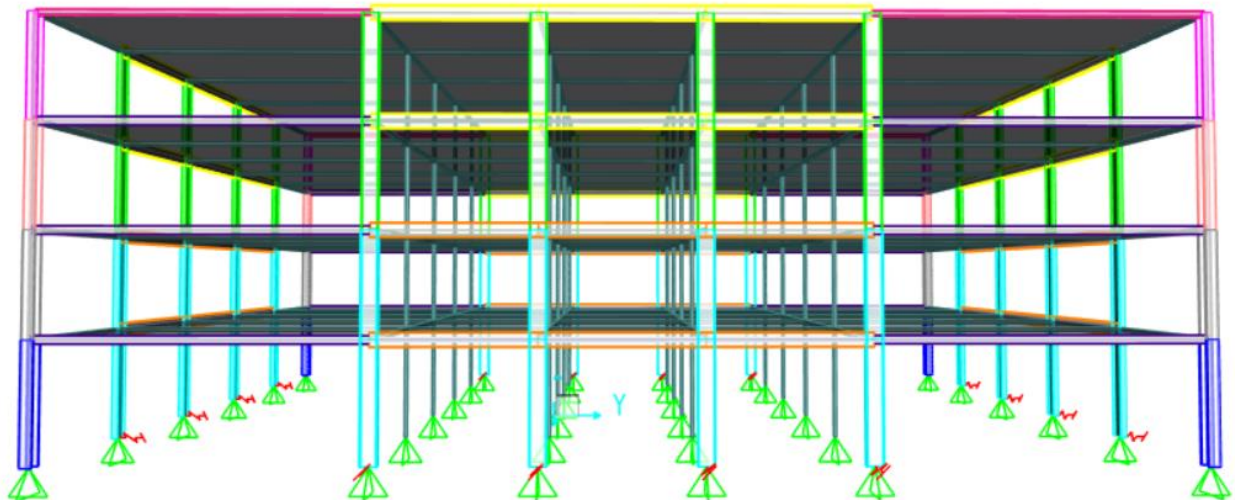


Figura 29: Vista 3D extruida de los pórticos 'YZ' del Modelo Flexible

#### 4.6 Análisis dinámica y cálculo del factor de escala

En la sección 3.6 se encuentra el proceso que se siguió para el cálculo de los factores de escala.

De esta manera, se obtuvieron los siguientes resultados:

N. Sismo	PGA	Sa(T')/PGA	Sa(T')	FS=Sa(Tdiseño) / Sa(T')	m/s2
		0.005			
CH_1985_2	0.513	1.773	0.911	1.31	12.82
CH_1985_3	0.704	0.920	0.648	1.84	18.03
CH_1985_4	0.698	1.007	0.703	1.69	16.62
TA_1999_5	0.273	2.780	0.758	1.57	15.41
TA_1999_6	0.204	3.926	0.800	1.49	14.60
TA_1999_7	0.303	1.940	0.588	2.03	19.87
TA_1999_8	0.639	1.626	1.039	1.15	11.24
CH_2001_10	0.309	1.485	0.459	2.60	25.46
CH_2001_11	0.339	1.297	0.439	2.71	26.59
CH_2001_12	0.280	1.775	0.497	2.40	23.50
JA_2003_13	0.508	1.403	0.713	1.67	16.38
JA_2003_14	0.425	1.083	0.460	2.59	25.41
		0.010			
JA_2003_15	0.375	1.980	0.743	1.60	15.72
JA_2003_16	0.381	2.742	1.045	1.14	11.18
		0.005			
CH_2007_17	0.534	0.443	0.237	5.03	49.31
CH_2007_18	0.663	0.509	0.337	3.53	34.62
CH_2007_19	0.410	1.782	0.730	1.63	15.99
CH_2007_20	0.452	2.439	1.103	1.08	10.59
		0.010			
CH_2010_21	0.536	2.130	1.142	1.04	10.23
CH_2010_22	0.527	2.027	1.068	1.11	10.93
CH_2010_23	0.951	0.525	0.499	2.39	23.40
CH_2010_24	0.728	0.671	0.488	2.44	23.92
JA_2011_25	0.575	0.877	0.505	2.36	23.14
JA_2011_26	0.892	1.219	1.087	1.09	10.74
JA_2011_27	0.491	0.858	0.422	2.82	27.69
JA_2011_28	0.580	0.791	0.459	2.59	25.44
CH_2014_29	0.574	0.428	0.246	4.84	47.52
CH_2014_30	0.497	1.049	0.521	2.29	22.42
		0.005			
CH_2014_31	0.667	0.857	0.572	2.08	20.43
CH_2014_32	0.739	0.787	0.581	2.05	20.08
CH_2014_33	0.539	0.987	0.532	2.24	21.94
CH_2014_34	0.579	1.468	0.850	1.40	13.74
CH_2014_35	0.343	0.670	0.229	5.19	50.91
CH_2014_36	0.357	2.024	0.723	1.65	16.15
		0.010			
CH_2015_37	0.249	3.398	0.847	1.41	13.79
CH_2015_38	0.351	2.338	0.821	1.45	14.22
		0.005			
CH_2015_39	0.707	0.471	0.333	3.58	35.09
CH_2015_40	0.814	0.848	0.690	1.73	16.93
		0.010			
EC_2016_43	1.341	2.272	3.047	0.39	3.83
EC_2016_44	0.826	1.236	1.021	1.17	11.44

Tabla 2: Factores de escala para cada registro sísmico



#### 4.7 Obtención de la mediana de la máxima deriva de piso para el Modelo Rígido y Flexible

En la sección 3.7 se encuentra el proceso para el cálculo de la máxima deriva de piso para el Modelo Rígido y Flexible, estos resultados se encuentran graficados a continuación:



De esta manera, del gráfico se observa un incremento en la máxima deriva de piso del Modelo Rígido al Flexible, para poder analizar este incremento se calcula la mediana de las máximas derivas de piso para ambos modelos, ya que se quiere tener un valor intermedio que no se vea afectado por los máximos y mínimos. La mediana de la máxima deriva de piso ( $\hat{\theta}_{max}$ ) para el Modelo Rígido es de 0,029 y para el Modelo Flexible es de 0,033. Finalmente, esto resulta en un porcentaje de aumento de la mediana de la máxima deriva de piso ( $\hat{\theta}_{max}$ ) del Modelo Flexible con respecto al Rígido del 9.98%.

## 5. Conclusiones y Recomendaciones (Capítulo 5)

En el presente trabajo se estudia el efecto de la flexibilidad de la base en el desempeño de un edificio de mediana altura (i.e. cuatro pisos). Se estima la rigidez rotacional de la base mediante el método de Kanvinde et. al. 2012 y se compara los resultados del modelo con bases flexibles con un modelo con bases empotradas. Se sometieron ambos modelos a un set de 44 registros sísmicos correspondientes a sismos subductivos de larga duración. Los sismos fueron escalados al espectro de diseño del Código Ecuatoriano de la Construcción (i.e. 10/50 años). Se registraron las derivas máximas de piso para cada uno de los sismos en ambos modelos (i.e. bases rígidas y bases flexibles).

Los resultados del estudio indican que la mediana de las derivas de piso máximas correspondientes a los 44 sismos analizados para el modelo de bases flexibles representan un incremento de un 9.98% respecto de la mediana de las máximas derivas del modelo con bases empotradas. También se observa un incremento en el periodo fundamental de vibración en el modelo con bases flexibles respecto del de bases empotradas (i.e. de 1.18s se incrementa a 1.58s)

Estos resultados son consistentes con estudios previos obtenidos del estudio de Zareian y Kanvinde (2013) de que una reducción en la rigidez de base de las columnas de los marcos resistentes a momento altera directamente en las derivas de piso y por ende en el daño estructural. De forma general, se observa que al reducir la flexibilidad en la base de las columnas de los marcos resistentes a momento se produce una respuesta estructural mayor, por tanto, asumir para el diseño que las bases están empotradas no es conservador. Analizando los resultados obtenidos se comprueba que para edificios de mediana altura considerando una flexibilidad “real” en las bases de las columnas de los marcos resistentes a momento el valor de la mediana de la máxima deriva de piso ( $\hat{\theta}_{max}$ ) sobrepasa por mucho el valor admisible del 2%. Lo cual significa un

comportamiento inaceptable de la estructura. Por tanto, de los resultados observados en este estudio se recomienda estimar el valor de la flexibilidad de la base para determinar de mejor manera la respuesta sísmica de las edificaciones.

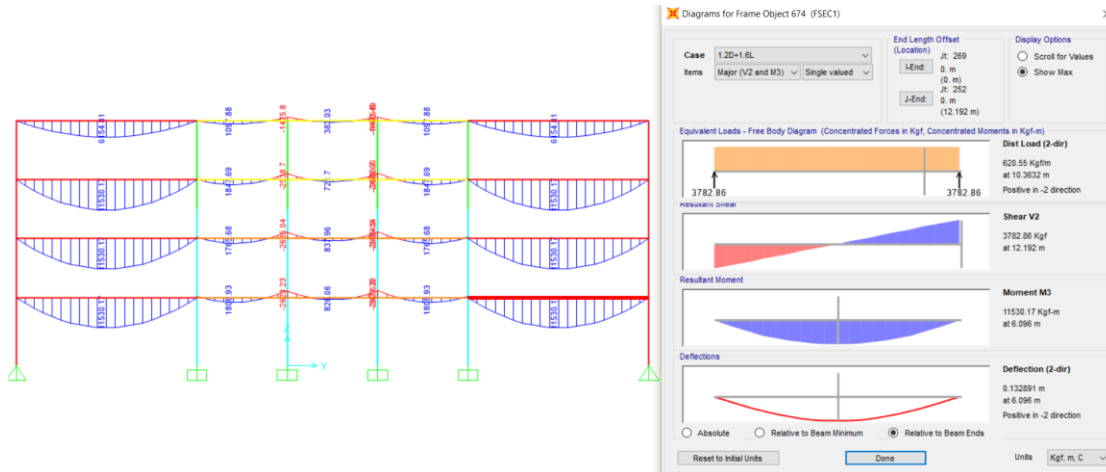
## 6. Referencias Bibliográficas

- A. M. Kanvinde, D. A. (2012). Rotational Stiffness of Exposed Column Base Connections: Experiments and Analytical Models. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, 549–560.
- AISC. (2006). *Steel Design Guide 1*. Minneapolis: American Institute of Steel Construction.
- Astaneh, A. B. (1992). Behavior and design of base plates for gravity, wind and seismic loads, in Proceedings of the National Steel Construction Conference. *AISC*, 209–214.
- Aviram, A. S. (2010). Performance and Reliability of Exposed Column Base Plate Connections for Steel Moment Resisting Frames. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, Report 107.
- Delhomme, F. D. (2010). Experimental behaviour of anchor bolts under pullout and relaxation tests. *Constr. Build.*, 266–274.
- Dumas, M. B. (2006). Characterization equations for steel column base connections. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 409–420.
- Fahmy, M. S. (1999). Analytical and experimental studies on the seismic response of steel column bases, in Proceedings of the 8th Canadian Conference on. *CSCE*, 101–106.
- Falborski T., e. a. (2019). The Effect of Base Connection Strength and Ductility on the Seismic Performance of Steel Moment Resisting Frames. *Journal of Structural Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002544.
- Gomez, I. R. (2010). *Exposed Column Base Connections Subjected to Axial Compression and Flexure*. Chicago: Report Submitted to the American Institute of Steel Construction (AISC),.
- Kanvinde, F. y Zareian, F. (2013). Effect of Column-Base Flexibility on the Seismic Response and Safety of Steel Moment-Resisting Frames. *Earthquake Spectra*, 1537–1559.
- Lignos, D. G. (2011). Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1291–1302.
- Maan, O. a. (2002). *The influence of column base flexibility on the seismic response of steel framed structures*. CSCE: Montréal.
- Picard, A. y. (1985). Behavior of a simple column base connection. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 126–136.
- Popov, E. P. (1980). Seismic analysis of some steel building frames. *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, 75–92.
- Salmon, C. G. (1957). Moment-rotation characteristics of column anchorages. *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 132–154.

- Sato, K. (1987). A Research on the Aseismic Behavior of Steel Column Base for Evaluating its Strength Capacity and Fixity. *Kajima Institute of Construction Technology*, Report No. 69.
- Tang, D. T. (1979). Shaking table earthquake response of steel frame. *ASCE Journal of the Structural Division*, 221–243.
- Torres P., Z. F. (2019). Hysteretic model for exposed column–base connections. *Journal of Structural Engineering*, Vol 142.
- Torres P., Z. F. (2019). Seismic Demands in Column Base Connections of Steel Moment Frames. *Earthquake Spectra*, Vol 34.
- Trautner C. A., e. a. (2019). Effects of detailing on the cyclic behavior of steel baseplate connections designed to promote anchor yielding. *Journal of Structural Engineering*, Vol 142.
- Zareian, F. K. (2010). Basic concepts and performance measures in prediction of collapse of buildings under earthquake ground motions. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 167–181.
- Zareian, F. L. (2010). Evaluation of seismic collapse performance of steel special moment resisting frames using FEMA P695 (ATC-63) methodology. *Proceedings of the 2010 Structures Congress*, 1275–1286.

## ANEXO A: Cortantes actuantes en cada viga y diseño mediante la función de Matlab

- Diseño en el sentido 'YZ'
  - Vigas laterales al marco resistente a momento del primero, segundo y tercer piso



```
>> mvigasf(31,10.2,0.889,0.597,349.0323,405,157,2.0912,7.49,0,3782.86,11530.17,3515)
Seccion Compacta
```

Mu =

1.2812e+04

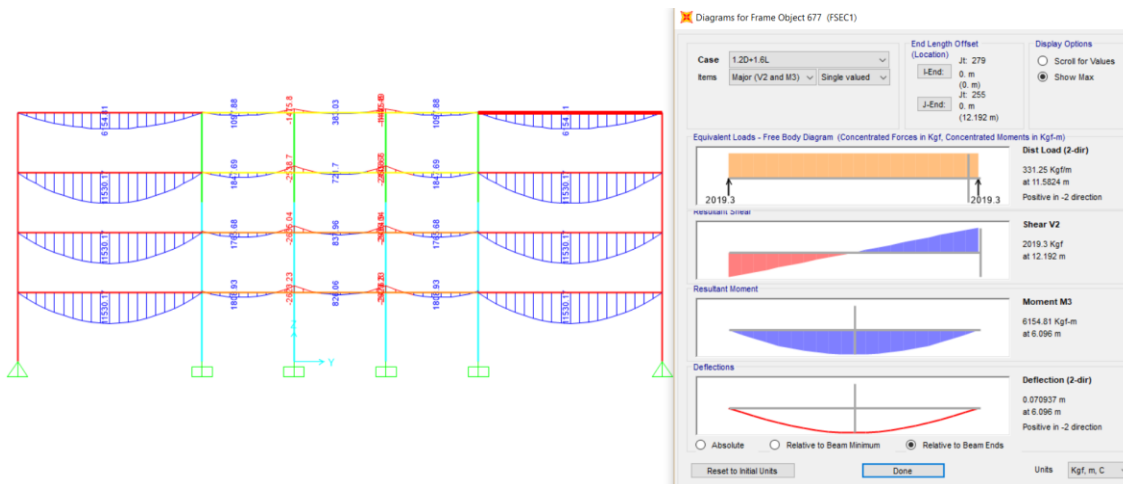
Si cumple a flexión

Vu =

3.9031e+04

Si cumple a cortante

- Vigas laterales al marco resistente a momento del cuarto piso



>> mvigasf(20.6,10.2,0.8,0.622,194.1748,223,142,2.2282,5.7,0,2019.3,6154.81,3515)  
Seccion Compacta

Mu =

7.0546e+03

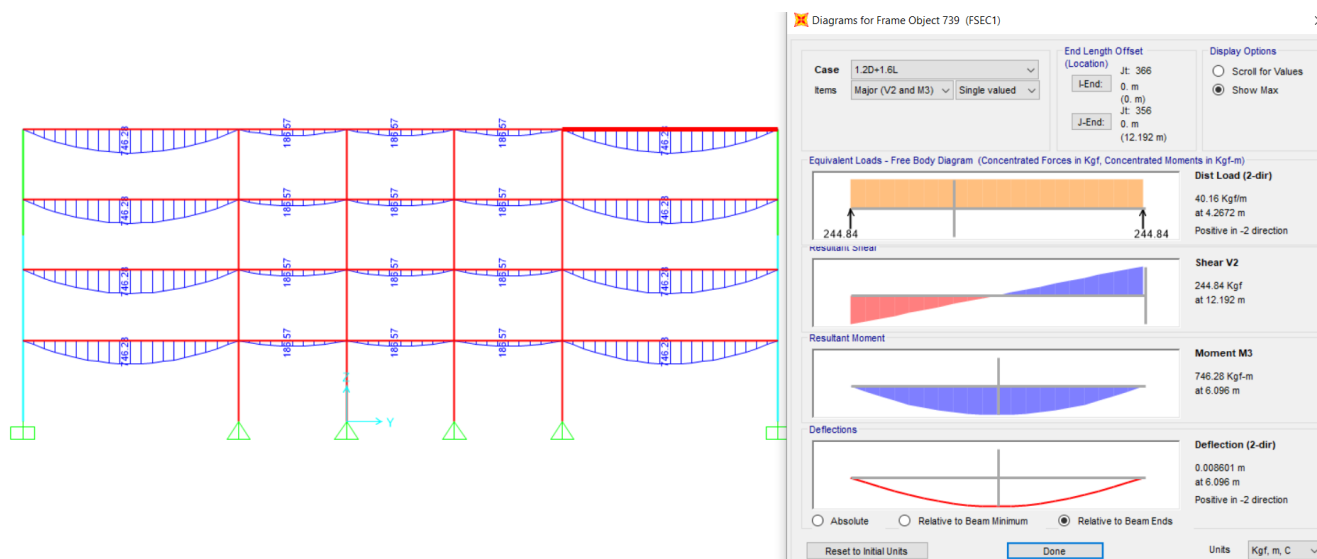
Si cumple a flexión

Vu =

2.7023e+04

Si cumple a cortante

- Vigas de los pórticos intermedios de todos los pisos



>> mvigasf(14.8,10,0.495,0.432,83.7838,93.9,82.8,2.2538,1.39,0,1891.43,2882.54,3515)  
Seccion No Compacta debido al Patin

Mu =

2.8924e+03

Si cumple a flexión

Vu =

1.3484e+04

Si cumple a cortante

- Diseño en el sentido 'XZ'





```
>> mvigasf(14.8,10,0.495,0.432,83.7838,93.9,82.8,2.2538,1.39,0,1891.43,2882.54,3515)
Seccion No Compacta debido al Patin
```

Mu =

2.8924e+03

Si cumple a flexión

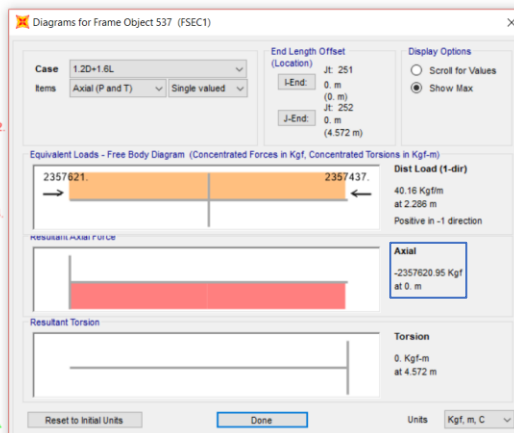
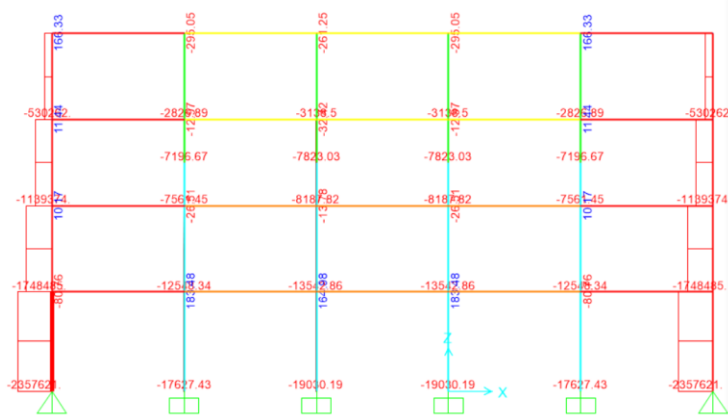
Vu =

1.3484e+04

Si cumple a cortante

## ANEXO B: Cargas axiales actuantes en cada columna y diseño mediante la función de Matlab

- Columnas laterales al marco resistente a momento

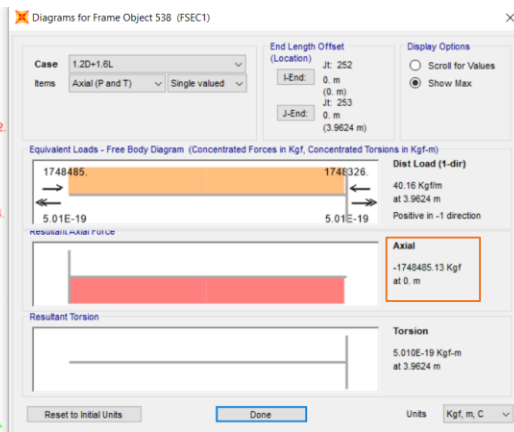
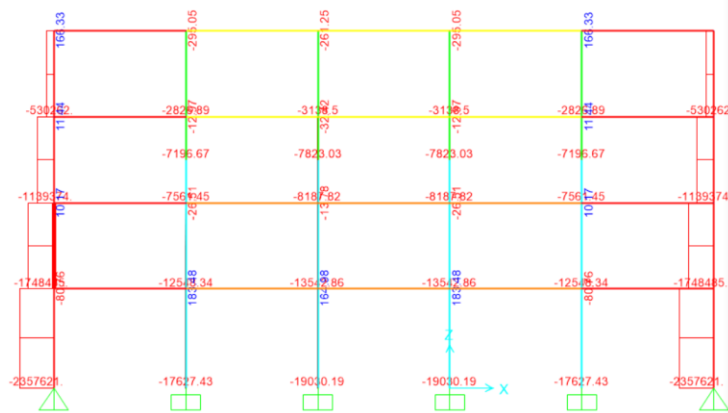


```
>> mComp(2357620,1,457.2,457.2,1,48.3,42.7,8.15,5.13,865,18.5921,11.122,3515,0.18,1.31)
```

Pn =

2.4126e+06

El elemento sí soporta las cargas de servicio

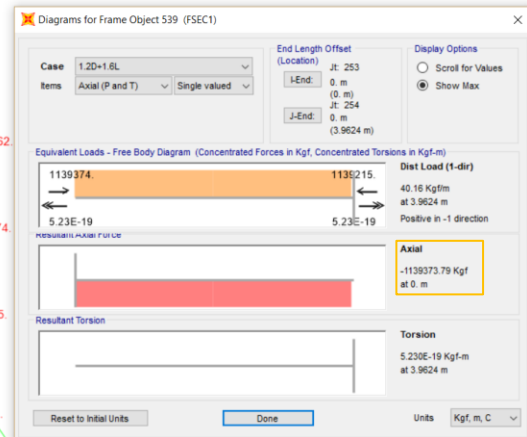
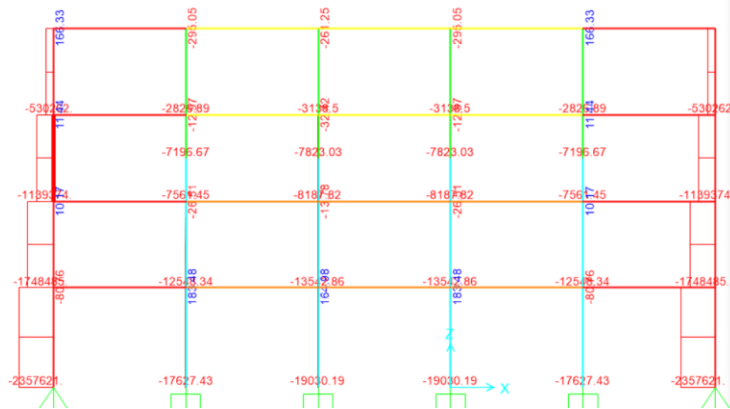


```
>> mComp(1748485,1,396.24,396.24,1,44.5,41.7,6.27,3.91,652,17.68885,10.7467,3515,0.18,1.31)
```

Pn =

1.8639e+06

El elemento sí soporta las cargas de servicio

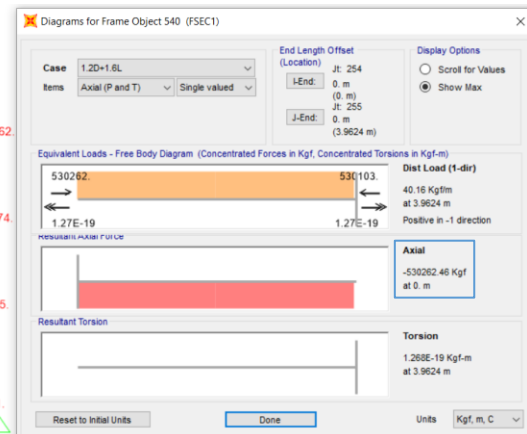
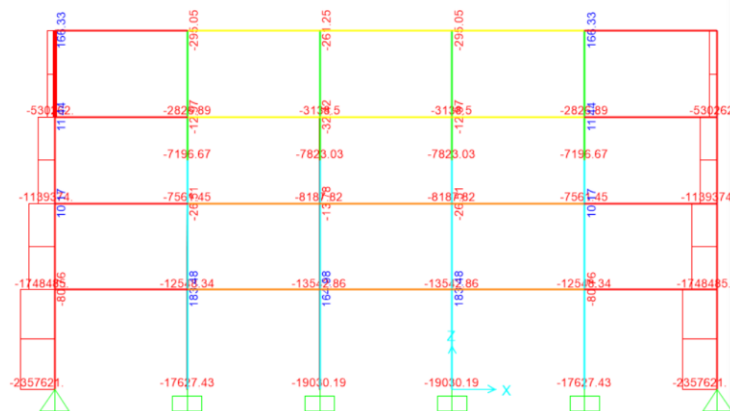


>> mComp (1139373, 1, 396.24, 396.24, 1, 40.6, 40.4, 4.37, 2.72, 442, 16.8168, 10.4101, 3515, 0.18, 1.31)

Pn =

1.2551e+06

El elemento sí soporta las cargas de servicio



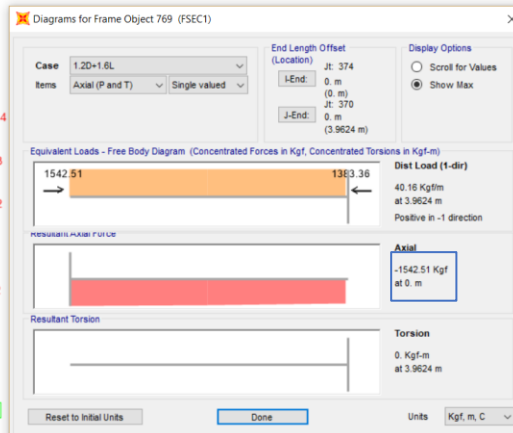
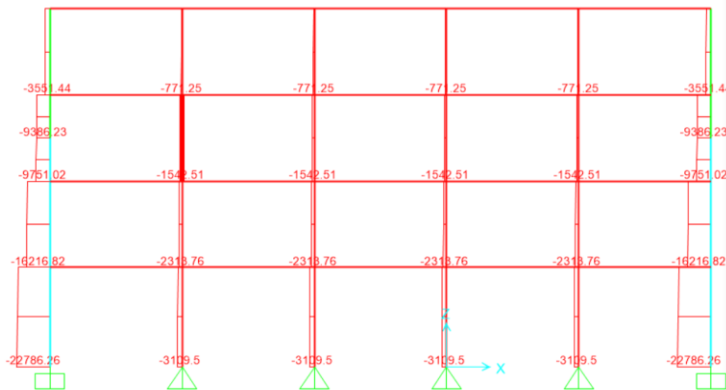
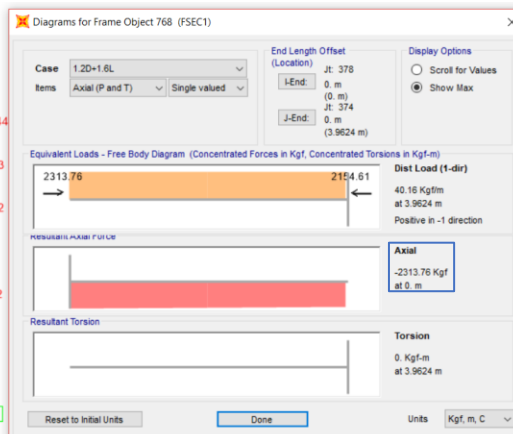
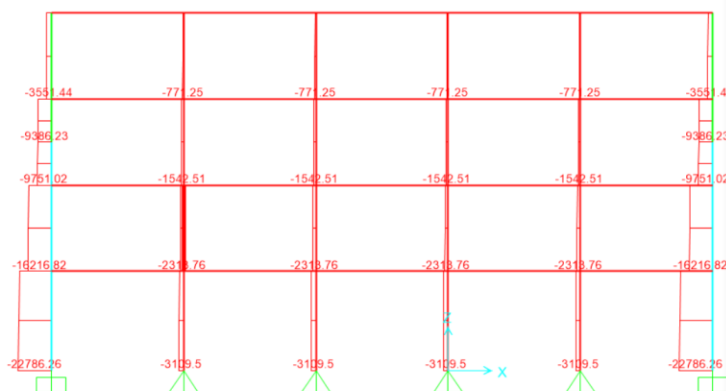
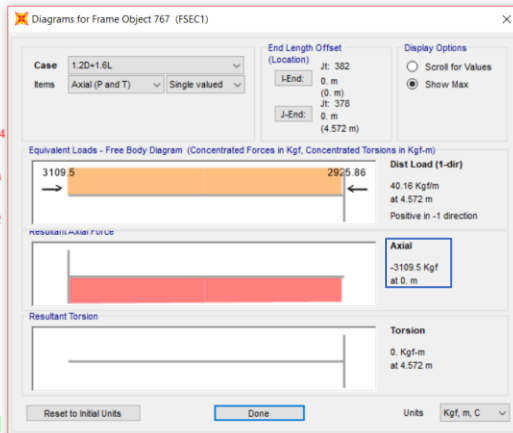
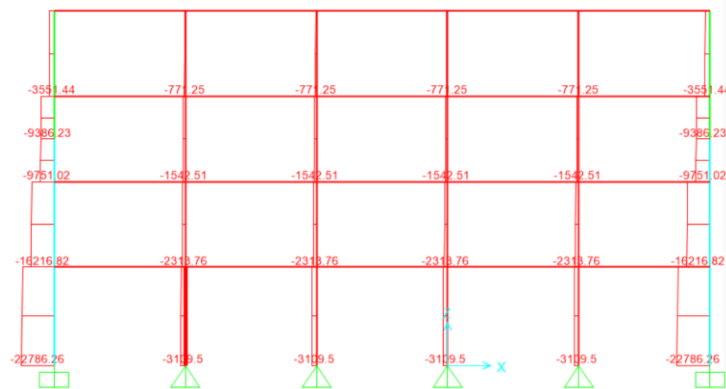
>> mComp (530262, 1, 396.24, 396.24, 1, 36.3, 37.1, 2.18, 1.33, 206, 15.8267, 9.5022, 3515, 0.18, 1.31)

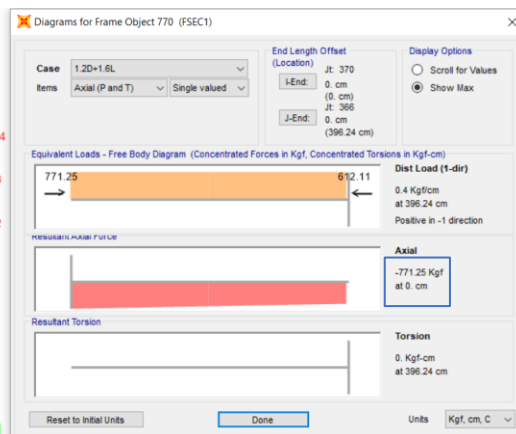
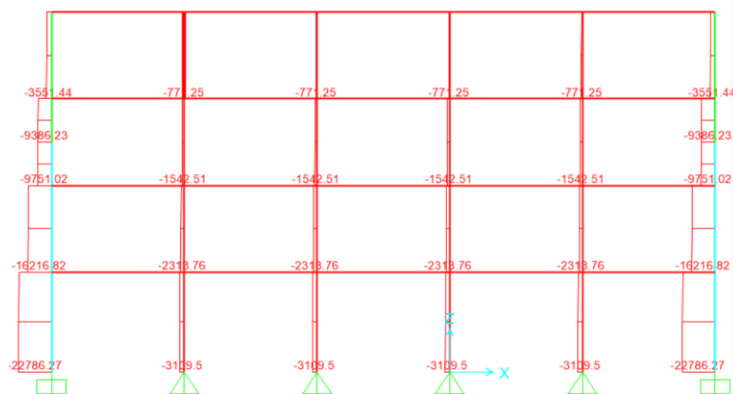
Pn =

5.7247e+05

El elemento sí soporta las cargas de servicio

- Columnas de los pórticos intermedios





El elemento sí soporta las cargas de servicio

>> mComp (2313.76,1,396.24,396.24,1,14.8,10,0.495,0.432,16.3,6.1674,2.2538,3515,0.18,1.31)

Pn =

8.2162e+03

El elemento sí soporta las cargas de servicio

### ANEXO C: Resultados obtenidos de la máxima deriva de piso

Modelo Rígido				
Sismo	Piso	Desplazamiento (mm)	Deriva de Piso Inelástica ( $\Delta$ )	Máxima Deriva de Piso Inelástica ( $\Delta_{max}$ )
1	P0	0	-	0.033960192
	P1	155.266	0.033960192	
	P2	190.42	0.008871896	
	P3	155.26	0.00887341	
	P4	213.92	0.014804159	
2	P0	0	-	0.030500875
	P1	-139.45	0.030500875	
	P2	-171.89	0.008186957	
	P3	-139.45	0.008186957	
	P4	-186.18	0.011793358	
3	P0	0	-	0.026445757
	P1	120.91	0.026445757	
	P2	147.24	0.006644963	
	P3	120.91	0.006644963	
	P4	173.59	0.013294973	
4	P0	0	-	0.038611111
	P1	-176.53	0.038611111	
	P2	-215.55	0.009847567	
	P3	-176.53	0.009847567	
	P4	-246.72	0.017714012	
5	P0	0	-	0.02410105
	P1	110.19	0.02410105	
	P2	137.27	0.006834242	
	P3	110.19	0.006834242	
	P4	167.08	0.01435746	
6	P0	0	-	0.032112861
	P1	146.82	0.032112861	
	P2	181.02	0.008631133	
	P3	146.82	0.008631133	
	P4	199.05	0.013181405	
7	P0	0	-	0.012865267
	P1	58.82	0.012865267	
	P2	76.88	0.004557844	
	P3	58.82	0.004557844	
	P4	82.37	0.005943368	
8	P0	0	-	0.050907699
	P1	232.75	0.050907699	
	P2	287.46	0.013807289	
	P3	232.75	0.013807289	
	P4	307.59	0.018887543	
9	P0	0	-	0.061489501
	P1	-281.13	0.061489501	
	P2	-344.24	0.015927216	
	P3	-281.13	0.015927216	
	P4	-390.95	0.027715526	
10	P0	0	-	0.038193351
	P1	174.62	0.038193351	
	P2	215.74	0.010377549	
	P3	174.62	0.010377549	
	P4	229.36	0.01381486	

26	P0	0		0.037373141	11	P0	0	-	0.02033902
	P1	170.87	0.037373141			P1	-92.99	0.02033902	
	P2	213.37	0.010725823			P2	-113.54	0.005186251	
	P3	170.86	0.010728346			P3	-92.99	0.005186251	
	P4	226.94	0.014153039		P4	-130.07	0.009357965		
27	P0	0		0.031874453	12	P0	0	-	0.0254965
	P1	-145.73	0.031874453			P1	-116.57	0.0254965	
	P2	-176.91	0.007868968			P2	-144.59	0.007071472	
	P3	-145.73	0.007868968			P3	-116.57	0.007071472	
	P4	-209.32	0.016048355		P4	-149.85	0.00839895		
28	P0	0		0.029496938	13	P0	0	-	0.0420035
	P1	-134.86	0.029496938			P1	192.04	0.0420035	
	P2	-165.66	0.007773067			P2	237.46	0.01146275	
	P3	-134.86	0.007773067			P3	192.04	0.01146275	
	P4	-184	0.012401575		P4	257.36	0.016484959		
29	P0	0		0.045610236	14	P0	0	-	0.028361767
	P1	-208.53	0.045610236			P1	129.67	0.028361767	
	P2	-258.29	0.012558046			P2	159.28	0.007472744	
	P3	-208.53	0.012558046			P3	129.67	0.007472744	
	P4	-279.08	0.017804866		P4	176.98	0.011939733		
30	P0	0		0.039475066	15	P0	0	-	0.028070866
	P1	-180.48	0.039475066			P1	-128.34	0.028070866	
	P2	-226.98	0.011735312			P2	-158.69	0.007659499	
	P3	-180.48	0.011735312			P3	-128.34	0.007659499	
	P4	-216.35	0.009052594		P4	-168.23	0.010067131		
31	P0	0		0.028350831	16	P0	0	-	0.034391951
	P1	-129.62	0.028350831			P1	-157.24	0.034391951	
	P2	-163.74	0.008610943			P2	-194.33	0.009360489	
	P3	-129.62	0.008610943			P3	-157.24	0.009360489	
	P4	-161.53	0.0080532		P4	-206.67	0.012474763		
32	P0	0		0.021078303	17	P0	0	-	0.022427822
	P1	96.37	0.021078303			P1	-102.54	0.022427822	
	P2	120.07	0.005981224			P2	-126.35	0.006008984	
	P3	96.37	0.005981224			P3	-102.54	0.006008984	
	P4	122.82	0.006675247		P4	-136.77	0.008638704		
33	P0	0		0.032171916	18	P0	0	-	0.018344269
	P1	147.09	0.032171916			P1	-83.87	0.018344269	
	P2	180.6	0.008456996			P2	-102.71	0.004754694	
	P3	147.09	0.008456996			P3	-83.87	0.004754694	
	P4	199.68	0.013272259		P4	-115.74	0.008043105		
34	P0	0		0.018847332	19	P0	0	-	0.030656168
	P1	-86.17	0.018847332			P1	-140.16	0.030656168	
	P2	-104.34	0.004585605			P2	-174.69	0.008714416	
	P3	-86.17	0.004585605			P3	-140.16	0.008714416	
	P4	-125.69	0.009973753		P4	-176.41	0.009148496		
35	P0	0		0.034940945	20	P0	0	-	0.021701662
	P1	-159.75	0.034940945			P1	99.22	0.021701662	
	P2	-196.69	0.009322633			P2	124.54	0.006390067	
	P3	-159.75	0.009322633			P3	99.22	0.006390067	
	P4	-220.93	0.015440137		P4	119.79	0.005191298		
36	P0	0		0.040901137	21	P0	0	-	0.025832829
	P1	187	0.040901137			P1	-97.08	0.021233596	
	P2	230.07	0.010869675			P2	-122.46	0.006405209	
	P3	187	0.010869675			P3	-97.08	0.006405209	
	P4	251.33	0.01623511		P4	-199.44	0.025832829		
37	P0	0		0.038503937	22	P0	0	-	0.040185914
	P1	-176.04	0.038503937			P1	183.73	0.040185914	
	P2	-217.18	0.010382596			P2	224.58	0.010309408	
	P3	-176.04	0.010382596			P3	183.73	0.010309408	
	P4	-233.42	0.014481123		P4	255.59	0.018135473		
38	P0	0		0.023427384	23	P0	0	-	0.017556868
	P1	107.11	0.023427384			P1	-80.27	0.017556868	
	P2	129.16	0.005564809			P2	-98.94	0.004711791	
	P3	107.11	0.010334646			P3	-80.27	0.004711791	
	P4	160.48	0.002430345		P4	-106.79	0.006692913		
39	P0	0		0.018388014	24	P0	0	-	0.024575678
	P1	-84.07	0.018388014			P1	112.36	0.024575678	
	P2	-103.53	0.004911165			P2	139.36	0.006814052	
	P3	-84.07	0.004911165			P3	112.36	0.006814052	
	P4	-113.28	0.007374319		P4	146.58	0.00863618		
40	P0	0		0.033118985	25	P0	0	-	0.029394138
	P1	-151.42	0.033118985			P1	134.39	0.029394138	
	P2	-187.12	0.009009691			P2	166.33	0.008060771	
	P3	-151.42	0.009009691			P3	134.39	0.008060771	
	P4	-199.04	0.012017969		P4	175.58	0.010395215		

Modelo Flexible				
Sismo	Piso	Desplazamiento (mm)	Deriva de Piso Inelástica ( $\Delta$ )	Máxima Deriva de Piso Inelástica ( $\Delta_{max}$ )
1	P0	0	-	0.029873141
	P1	136.58	0.029873141	
	P2	162.39	0.006513729	
	P3	136.58	0.006513729	
	P4	156.14	0.004936402	
2	P0	0	-	0.03026028
	P1	-138.35	0.03026028	
	P2	-165.27	0.006793862	
	P3	-138.35	0.006793862	
	P4	-153.69	0.003871391	
3	P0	0	-	0.02317804
	P1	-105.97	0.02317804	
	P2	-126.44	0.005166061	
	P3	-105.97	0.005166061	
	P4	-118.91	0.003265698	
4	P0	0	-	0.057622485
	P1	-263.45	0.057622485	
	P2	-313.39	0.012603473	
	P3	-263.45	0.012603473	
	P4	-300.27	0.009292348	
5	P0	0	-	0.036292651
	P1	165.93	0.036292651	
	P2	197.97	0.008086008	
	P3	165.93	0.008086008	
	P4	185.79	0.005012114	
6	P0	0	-	0.024105424
	P1	110.21	0.024105424	
	P2	131	0.00524682	
	P3	110.2	0.005249344	
	P4	126.22	0.004043004	
7	P0	0	-	0.013018373
	P1	59.52	0.013018373	
	P2	71.42	0.00300323	
	P3	59.52	0.00300323	
	P4	64.55	0.001269433	
8	P0	0	-	0.054195101
	P1	-247.78	0.054195101	
	P2	-294.93	0.011899354	
	P3	-247.79	0.01189683	
	P4	-281.55	0.008520089	
9	P0	0	-	0.056920385
	P1	-260.24	0.056920385	
	P2	-309.76	0.012497476	
	P3	-260.24	0.012497476	
	P4	-295.56	0.00891379	
10	P0	0	-	0.041609799
	P1	190.24	0.041609799	
	P2	226.64	0.009186352	
	P3	190.24	0.009186352	
	P4	214.98	0.006243691	



11	P0	0	-	0.040048119	26	P0	0	0.026961942	
	P1	183.1	0.040048119			P1	-123.27		0.026961942
	P2	218.13	0.008840602			P2	-146.79		0.005935796
	P3	183.1	0.008840602			P3	-123.27		0.005935796
	P4	206.94	0.006016556			P4	-139.66		0.004136382
12	P0	0	-	0.034254156	27	P0	0	0.064761592	
	P1	156.61	0.034254156			P1	296.09		0.064761592
	P2	186.36	0.007508076			P2	352.36		0.014200989
	P3	156.61	0.007508076			P3	296.09		0.014200989
	P4	178.21	0.005451242			P4	336.67		0.010241268
13	P0	0	-	0.040234033	28	P0	0	0.049492563	
	P1	-183.95	0.040234033			P1	-226.28		0.049492563
	P2	-218.72	0.008774985			P2	-269.14		0.010816677
	P3	-183.95	0.008774985			P3	-226.28		0.010816677
	P4	-210.19	0.006622249			P4	-258.17		0.008048153
14	P0	0	-	0.044201662	29	P0	0	0.037965879	
	P1	202.09	0.044201662			P1	-173.58		0.037965879
	P2	240.51	0.009696144			P2	-206.73		0.008366142
	P3	202.09	0.009696144			P3	-173.58		0.008366142
	P4	229.76	0.006983142			P4	-196.5		0.005784373
15	P0	0	-	0.049035433	30	P0	0	0.028243657	
	P1	224.19	0.049035433			P1	-129.13		0.028243657
	P2	267.24	0.010864627			P2	-154.54		0.00641278
	P3	224.19	0.010864627			P3	-129.13		0.00641278
	P4	252.4	0.007119423			P4	-141.88		0.003217747
16	P0	0	-	0.065297463	31	P0	0	0.031756343	
	P1	-298.54	0.065297463			P1	-145.19		0.031756343
	P2	-355.34	0.014334747			P2	-173.11		0.007046235
	P3	-298.54	0.014334747			P3	-145.19		0.007046235
	P4	-339.11	0.010238744			P4	-163.27		0.004562891
17	P0	0	-	0.044225722	32	P0	0	0.022948381	
	P1	202.2	0.044225722			P1	-104.92		0.022948381
	P2	240.98	0.009786998			P2	-124.79		0.005014638
	P3	202.2	0.009786998			P3	-104.92		0.005014638
	P4	227.99	0.006508682			P4	-119.86		0.003770442
18	P0	0	-	0.024066054	33	P0	0	0.037989939	
	P1	110.03	0.024066054			P1	173.69		0.037989939
	P2	131.02	0.005297295			P2	206.96		0.008396426
	P3	110.03	0.005297295			P3	173.69		0.008396426
	P4	124.65	0.003689683			P4	196.02		0.005635473
19	P0	0	-	0.03385608	34	P0	0	0.015632108	
	P1	154.79	0.03385608			P1	71.47		0.015632108
	P2	184.56	0.007513123			P2	85.45		0.003528165
	P3	154.79	0.007513123			P3	71.47		0.003528165
	P4	174.07	0.004865738			P4	79.19		0.001948314
20	P0	0	-	0.018862642	35	P0	0	0.032132546	
	P1	86.24	0.018862642			P1	-146.91		0.032132546
	P2	102.66	0.004143953			P2	-174.56		0.006978094
	P3	86.24	0.004143953			P3	-146.91		0.006978094
	P4	97.89	0.002940137			P4	-168.61		0.005476479
21	P0	0	-	0.028401137	36	P0	0	0.02967629	
	P1	129.85	0.028401137			P1	135.68		0.02967629
	P2	154.38	0.006190693			P2	161.59		0.006538966
	P3	129.85	0.006190693			P3	135.68		0.006538966
	P4	148.7	0.004757218			P4	153.75		0.004560367
22	P0	0	-	0.08635608	37	P0	0	0.053519248	
	P1	-394.82	0.08635608			P1	-244.69		0.053519248
	P2	-470.52	0.019104583			P2	-291.34		0.011773168
	P3	-394.82	0.019104583			P3	-244.69		0.011773168
	P4	-445.32	0.012744801			P4	-277.29		0.008227337
23	P0	0	-	0.020612423	38	P0	0	0.027467192	
	P1	94.24	0.020612423			P1	-125.58		0.027467192
	P2	112.41	0.004585605			P2	-148.98		0.005905512
	P3	94.24	0.004585605			P3	-125.58		0.005905512
	P4	105.7	0.002892187			P4	-145.43		0.00500959
24	P0	0	-	0.024164479	39	P0	0	0.019483815	
	P1	-110.48	0.024164479			P1	-89.08		0.019483815
	P2	-132.09	0.005453765			P2	-106.2		0.004320614
	P3	-110.48	0.005453765			P3	-89.08		0.004320614
	P4	-122.12	0.002937614			P4	-100.58		0.002902281
25	P0	0	-	0.0338014	40	P0	0	0.031614173	
	P1	154.54	0.0338014			P1	-144.54		0.031614173
	P2	183.7	0.007359176			P2	-172.16		0.006970523
	P3	154.54	0.007359176			P3	-144.54		0.006970523
	P4	176.95	0.005655663			P4	-163.54		0.004795074

## ANEXO D: Tablas usadas para el calculo del cortante basal de diseño y del espectro de respuesta sísmica según la NEC-SE-DS

### a. Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio

$h_n$  Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Periodo de vibración

Para:

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$ 

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$ 

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$

- $\eta = 1.80$  : Provincias de la Costa ( excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$  : Provincias del Oriente

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

**r** Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

$r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$  para tipo de suelo E.

$$\mathcal{O}_P = \mathcal{O}_{PA} \times \mathcal{O}_{PB}$$

Dónde

$\mathcal{O}_P$  Coeficiente de regularidad en planta

$\mathcal{O}_{PA}$  Mínimo valor  $\mathcal{O}_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

$\mathcal{O}_{PB}$  Mínimo valor  $\mathcal{O}_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4

$\mathcal{O}_{Pi}$  Coeficiente de configuración en planta

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB}$$

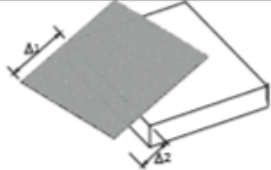
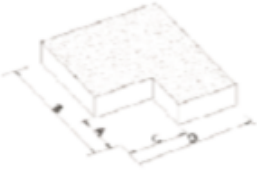
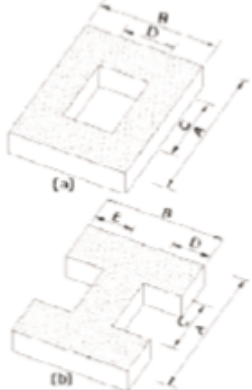
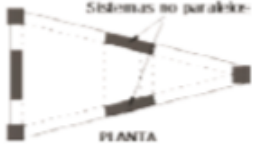
Dónde:

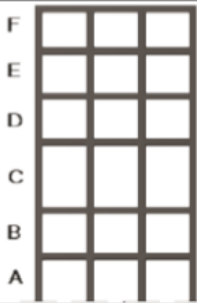
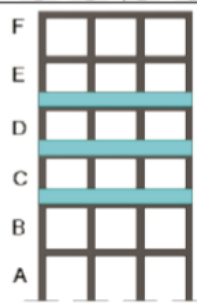
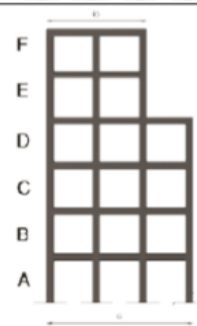
$\phi_E$  Coeficiente de regularidad en elevación

$\phi_{EA}$  Mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

$\phi_{EB}$  Mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3

$\phi_{Ei}$  Coeficiente de configuración en elevación

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{pi}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{pi}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{pi}=0.9</math>  a) <math>CxD &gt; 0.5Ax B</math>  b) <math>[CxD + CxE] &gt; 0.5Ax B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{pi}=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_o</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura