

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO

Colegio de Ciencias e Ingeniería

**Análisis Técnico y Económico en el Diseño de Edificios con Estructuras en Acero,
sometidos a Sismos de Probabilidad de Excedencia Variable en la Ciudad de Quito**

Daniel Chacón Taleyssat

Telmo Sánchez, Ph.D, Director de Tesis

Tesis de grado presentada como requisito
para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito, mayo de 2015

Universidad San Francisco de Quito

Colegio de Ciencias e Ingeniería

HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS

**Análisis Técnico y Económico en el Diseño de Edificios con Estructuras en Acero,
sometidos a Sismos de Probabilidad de Excedencia Variable en la Ciudad de Quito**

Daniel Chacón Taleyssat

Telmo Sánchez, Ph.D.,
Director de la tesis

Fabricio Yépez, Ph.D.,
Miembro del Comité de Tesis

Fernando Romo, MSc.,
Director del programa

Ximena Córdova, Ph.D.,
Decano de la Escuela de
Ingeniería. Colegio de Ciencias e
Ingeniería

Quito, mayo de 2015

© DERECHOS DE AUTOR

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

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

Firma: _____

Nombre: Daniel Chacón Taleyssat

C. I.: 1717836496

Lugr y fecha: Quito, mayo de 2015

DEDICATORIA

A mi familia.

RESUMEN

El siguiente estudio busca, desde un punto de vista únicamente teórico, realizar un análisis de costos en estructuras de acero para edificaciones en acero, de 4, 8 y 12 pisos, en la ciudad de Quito, para sismos de probabilidad de excedencia variable. El análisis se basa en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, emitida a inicios del presente año, al igual que de las normas estipuladas por el organismo internacional AISC. En primer lugar se hace el diseño de gravitacional de las tres estructuras, para después ser sometidas a las fuerzas sísmicas correspondientes a cada probabilidad de excedencia. En este estudio, las diferentes edificaciones se sometieron a sismos con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, de 5% en 50 años, y finalmente de 20% en 50 años. Para el análisis económico se parte del costo de estas estructuras diseñadas para soportar un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, el cual está reconocido a nivel global como el sismo de diseño, y se compara con el resto de costos de las estructuras. Finalmente, se realiza una comparación de costos con las mismas estructuras hechas en hormigón armado.

ABSTRACT

From a theoretical perspective, the following study aims to conduct an analysis on the costs involved in the use of steel structures in 4, 8 and 12 story buildings in the city of Quito, in readiness for seismic activity of variable probability exceedance. The analysis is based on the Ecuadorian Construction Norm, issued at the beginning of the year in course, as well as on the norms outlined by the international body AISC. It begins with a gravitational design of the three structures, which is then submitted to seismic forces corresponding to each probability exceedance. In this study, the different buildings were submitted to seismic activity with a probability exceedance of 10% in 50 years, 5% in 50 years and finally 20% in 50 years. The economic analysis begins with the cost of these structures designed to withstand seismic activity with a probability exceedance of 10% in 50 years, which is considered worldwide as the seismic design, and can be compared to the rest of the costs involved in the structures,. Finally, a comparison of these costs is made with those of the same structures built with reinforced concrete.

TABLA DE CONTENIDO

| | |
|---|--|
| Resumen | 6 |
| Abstract | 7 |
| INTRODUCCIÓN..... | 10 |
| Antecedentes..... | 11 |
| Justificación del proyecto | 12 |
| Revisión literaria | 14 |
| DETERMINACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES..... | 15 |
| Cargas aplicadas en el sistema de piso de acuerdo a NEC 2015 | 15 |
| Determinación de esfuerzos de momento y corte en los elementos viga del piso..... | 21 |
| DISEÑO DEL SISTEMA DE PISO | 29 |
| Pre dimensionamiento de vigas | 31 |
| Diseño a Flexión..... | 35 |
| Diseño a Cortante | 41 |
| Control de deflexiones y vibraciones | 45 |
| DISEÑO DE COLUMNAS | 56 |
| Pre dimensionamiento de columnas | |
| Revisión de pandeo global y pandeo local | |
| DISEÑO DE CONEXIONES | 103 ¡Error! Marcador no definido. |
| Diseño de conexiones a cortante | 105 |
| Diseño de conexiones a momento | 109 |
| Resultados..... | 113 |
| DETERMINACIÓN DE CARGAS SÍSMICAS PARA CADA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA | 120 |
| Cálculo de fuerzas sísmicas para un sismo de con probabilidad de excedencia de 5% en un periodo de 50 años; ¡Error! Marcador no definido. | |
| Cálculo de fuerzas sísmicas para un sismo de con probabilidad de excedencia de 10% en un periodo de 50 años | |
| Cálculo de fuerzas sísmicas para un sismo de con probabilidad de excedencia de 20% en un periodo de 50 años | |
| DISEÑO DE PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO | 140 |
| PEM: Revisión de resistencia de viga (Sección reducida del patín) | |
| PEM: Revisión de resistencia de columna | |
| PEM: Diseño de conexión viga - columna | ¡Error! Marcador no definido. |
| PEM: Revisión de derivas de piso, de acuerdo a NEC 2015..... | |
| RESULTADOS | 160 |
| CONCLUSIONES | ¡Error! Marcador no definido.161 |
| RECOMENDACIONES | 164 |
| BIBLIOGRAFÍA | 235 |

| | |
|------------------------|---|
| ANEXO 1: | ¡Error! Marcador no definido.164 |
| ANEXO 2: | 167 |
| ANEXO 3: | 169 |
| ANEXO 4: | 170 |
| ANEXO 5: | 171 |
| ANEXO 6: | 172 |
| ANEXO 7: | 173 |
| ANEXO 8: | 174 |
| ANEXO 9: | 175 |
| ANEXO 10: | 177 |
| ANEXO 11: | 178 |
| ANEXO 12: | 178 |
| ANEXO 13: | 179 |
| ANEXO 14: | 179 |
| ANEXO 15: | 185 |
| ANEXO 16: | 215 |
| ANEXO 17: | 224 |
| ANEXO 18: | 225 |
| ANEXO 19: | 226 |
| ANEXO 20: | 234 |

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

El Ecuador es un país de alto riesgo sísmico. Su alta probabilidad para un evento telúrico, se debe a su ubicación geográfica. La costa ecuatoriana se encuentra en la zona de subducción de las placas de Nazca en la placa Sudamericana, perteneciendo así al “Cinturón de Fuego del Pacífico”. Existen tres motivos por los cuales se pueden generar movimientos telúricos. La primera razón es un terremoto provocado por el efecto de subducción de dos placas tectónicas. La segunda razón es debido a las fallas continentales, presentes en su gran mayoría en la cordillera. Este tipo de eventos se los denomina como sismo cortical. Finalmente, el último motivo es cuando el manto sube a la corteza terrestre formando volcanes. Las condiciones, mencionados anteriormente, se presentan a lo largo del territorio ecuatoriano. Este tipo de fenómenos naturales, a lo largo de la historia, han causado grandes pérdidas tanto humanas como económicas a nivel mundial. Por ejemplo, en la ciudad de México D.F. en el año 1985, alrededor de 400 edificios colapsaron debido a un sismo, con una intensidad de 8.1 en la escala de Richter (Cisneros, 2014). De igual manera en el año 1976, en China, se produjo un terremoto de magnitud 7.5 en la escala de Richter; el cual causó la muerte de alrededor 250 mil personas (Wang, 1979). Estos antecedentes dan cuenta de las graves consecuencias en las diferentes partes del mundo, y de la importancia de diseñar estructuras capaces de resistir estos eventos.

Debido a estos antecedentes, el objetivo final de este estudio consiste en analizar el impacto económico para el diseño de estructuras sismo resistente, para 3 tipos de sismos en la ciudad de Quito y su variación entre cada estructura, para estos ser comparados con los costos para estructuras en hormigón armado sometidas a sismos de la misma intensidad. Por otra parte, realizar el análisis técnico del diseño estructural para edificaciones en

acero, y las consideraciones que se deben tomar para su diseño sismo resistente, de acuerdo a las indicaciones estipuladas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. La geometría tanto en planta como en altura se mantendrá para el diseño de las estructuras de 4, 8 y 12 pisos. Dichas estructuras serán sometidas a sismos con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años, 10% en 50 años, y finalmente en 20% en 50 años. Los espectros de diseño para dichas probabilidades se obtendrán de las curvas de peligrosidad sísmica establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en su capítulo de Diseño Sismo Resistente. Esto quiere decir que al final se debe realizar el diseño de 9 estructuras, ya que cada una está sometida a los diferentes sismos explicados anteriormente. ¿Cómo y hasta qué punto la diferencia de costos es significativa para el diseño de estructuras en acero sometidas sismos de probabilidad de excedencia diferente, para la ciudad de Quito? ¿Cómo y hasta qué punto el costo de estructuras en acero es mayor que para estructuras en hormigón armado, con geometría similar y sometidas a eventos sísmicos similares?

Justificación del Proyecto

La actividad sísmica en el Ecuador requiere que sus construcciones sean capaces de resistir este tipo de eventos. Consciente de esta necesidad, los distintos gremios de la construcción en conjunto con entidades gubernamentales han trabajado en los últimos años en la elaboración de normas técnicas que regulen la construcción de todo tipo de edificaciones. Este documento es la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2014), la misma que ha sido aprobada y publicada en el Registro Oficial, elevando el carácter legal de la misma a la de ley de la República.

En el presente proyecto de tesis se plantea el diseño de distintas estructuras de acero, tomando como referencia los requerimientos de la NEC. El objetivo del proyecto es demostrar la implementación de esta norma en el diseño de edificios de acero, sujetos a

distintas intensidades sísmicas. Así mismo, este proyecto permitirá hacer una comparación de los distintos aspectos técnicos en los que se diferencian las estructuras de acero sismo-resistentes versus la construcción con hormigón armado. Para el efecto, se compararán los resultados obtenidos en el presente estudio con aquellos documentados en el Proyecto de Tesis “Impacto Técnico y Económico en el Diseño de Estructuras con Sismos con Probabilidad de Excedencia Variable en la Ciudad de Quito” (Merino, 2014).

Los resultados de este proyecto servirán como un referente para comparar los métodos de construcción en acero estructural y hormigón armado, así como para analizar el comportamiento de edificios de acero ante distintos niveles de intensidad sísmica.

REVISIÓN DE LA LITERATURA

El diseño de las diferentes estructuras, para edificaciones, dependiendo de las zonas debe ser sísmo resistente. Los parámetros sobre los cuales se fundamenta el análisis estructural están dados por el sísmo de diseño. Dicho sísmo de diseño se lo obtiene a través de datos obtenidos por eventos en el pasado. Las estructuras son hechas en hormigón armado y en acero. Para evitar el colapso de dichas estructuras se emplean diferentes técnicas en el diseño como “mecanismos de disipación de energía” (Aguirre & Delgadillo, 2014). Con el paso del tiempo, se han ido encontrando nuevos métodos para poder hacer que las estructuras tengan una mejor respuesta ante un sísmo determinado. Los métodos más utilizados son las conexiones rígidas viga-columna como lo muestra Benedicto (2008). Dichas conexiones nos permiten un comportamiento específico. La conexión rígida hace que durante un evento se forme una rótula plástica en los extremos de las vigas y no en las columnas. Al momento de realizar el diseño, intervienen mucho el tipo de elementos como se vio anteriormente con algunos ejemplos. El tipo de elementos, las conexiones entre ellos, es muy importante para el diseño sísmico. La disipación de la energía del sísmo en el edificio va a depender directamente de ellos, como lo muestran en su análisis los señores Valencia (2008). En dicho estudio, los investigadores hacen el análisis en diferentes estructuras para capturar la disipación de la energía, y determinar el factor R, dependiendo el uso de ciertos elementos en el diseño. Mientras más elementos existan como arrostamientos, conexiones rígidas, conexiones columna fuerte viga débil, la disipación de energía va a ser mayor, por lo tanto el edificio tendrá una mayor resistencia. Uno de los elementos que se utilizaban sea para una edificación de acero como de hormigón, era la presencia de un muro a cortante. Dicho muro normalmente, se lo hace en hormigón, pero se ha analizado la posibilidad de poner placas de acero, para obtener un

resultado parecido. Dicho factor para el momento del diseño, nos permite hacer una disminución en la intensidad de las fuerzas sísmicas. Esto se lo puede realizar gracias al contemplar los parámetros mencionados anteriormente, entre otros. Tradicionalmente, las edificaciones se diseñan en una secuencia de pórticos. Por esto es muy importante el análisis de este tipo constructivo para eventos sísmicos (Asgarian & Moradi, 2010). La construcción en acero tiene sus grandes inconvenientes, debido a los grandes controles que se deben realizar a todos los elementos, ya sean durante la construcción como su elaboración. El mayor problema en este aspecto es la inspección de las soldaduras. Estas deben ser perfectamente realizadas. En el caso de que no se las haya hecho de esa manera, son lugares propensos para la concentración de esfuerzos, que al momento de un sismo se puede provocar el colapso de la edificación. (Wang, Li, Cui & Cheng, 2014).

Determinación de cargas estáticas o gravitacionales, y esfuerzos provocados:

Determinación cargas gravitacionales aplicadas:

Las cargas que se aplicarán se las obtuvieron de la Norma Ecuatoriana de Construcción versión 2014. El capítulo destinado a este tópico es el número 1, intitulado como “*Cargas (No Sísmicas)*”. Dentro de dicho capítulo se encuentran especificadas las cargas mínimas a utilizar para el diseño estructural de una edificación. Existen dos tipos de cargas que se utilizan para el diseño estático o gravitacional son la carga viva y la carga muerta. La carga muerta consiste en la carga que es generada por el peso propio de la estructura, las divisiones que existen dentro de la edificación, los materiales utilizados en los acabados decorativos. Por otro lado, la carga viva es la carga relacionada con el peso de los diferentes elementos que son desplazables, es decir, las personas, mobiliario entre otras. Las cargas descritas anteriormente están establecidas en diferentes tablas dentro del capítulo. Las cargas obtenidas serán indispensables para el diseño gravitacional del piso.

De acuerdo al diseño establecido, la estructura principal será de acero, sin divisiones interiores. Las paredes exteriores, en los ejes A, E, 1 y 4, serán de bloque liviano de 200 mm de ancho, los pisos serán en planchas deck, con una altura total de la losa de 102 mm. Se tendrá en cuenta para el diseño, el cielorraso, y un recubrimiento del piso de 2mm de espesor. Los elementos estructurales serán fabricados con planchas de acero de acuerdo a las necesidades establecidas por las cargas tanto estáticas como dinámicas. A continuación se muestra la distribución del piso para de esa manera poder obtener las cargas. En la figura 1, se muestra una vista en planta del piso. Para una mayor estabilidad de este mismo, se decidió poner vigas secundarias, en sentido horizontal, las cuales están distanciadas a 2 metros entre ellas, y a 2 metros de cada eje horizontal.



Figura 1: Vista en Planta de los edificios.

Cargas del entrepiso:

Según la descripción, de las características del piso, dada anteriormente se determinó las cargas generadas por los diferentes elementos. En el capítulo mencionado anteriormente, de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en la sección 4.1 tabla 8, se establecen los pesos de los materiales para obtener la carga muerta del piso (ver Anexo1).

Las Cargas Obtenidas fueron las siguientes:

| Carga generada por la losa | | | |
|-----------------------------------|--|------------------------------------|--------------------------------------|
| Peso deck (kN/m ²) | Cap. Horm. (m ³ /m ²) | Peso Hormigon (kN/m ²) | Peso total Losa (kN/m ²) |
| 0.06 | 0.072 | 1.73 | 1.79 |

Tabla 1: Carga Generada por la Losa.

Los datos tanto del peso del deck, como la capacidad de hormigón para 1 m² de losa, de altura especificada anteriormente, se los obtuvieron del catálogo de productos de la empresa Rooftec.

| Carga generada por recubrimiento y baldosa | | |
|---|------------------------|----------------------------|
| Espesor (m) | Area (m ²) | Carga (kN/m ²) |
| 0.01 | 1 | 0.20 |

Tabla 2: Carga Generada por Recubrimiento del Piso.

El recubrimiento de la losa consiste como se indica en la Norma Ecuatoriana de la Construcción es el peso de 1 m² de baldosa de cerámica, con mortero, de cemento, de 1 cm de espesor.

| Carga generada por cielorraso a partir del 2do piso | |
|--|----------------------------|
| Area (m ²) | Carga (kN/m ²) |
| 1 | 0.20 |

Tabla 3: Carga Generada por Cielorraso.

| Carga generada por miselanismos (A/C, drenages, etc..) | |
|---|----------------------------|
| Area (m ²) | Carga (kN/m ²) |
| 1 | 0.090665 |

Tabla 4: Carga Generada por Misceláneos.

| Carga generada por muros bloque alivianado | | |
|---|-----------|--------------|
| Altura (m) | Ancho (m) | Carga (kN/m) |
| 2.66 | 0.2 | 4.52 |

Tabla 5: Carga Generada por Muros de Bloque Alivianado.

El peso del bloque, como se lo indicó anteriormente, solo se lo tendrá en cuenta para las vigas de los ejes exteriores del piso, por este motivo está expresada sobre metro lineal, a diferencia del resto que están expresadas sobre área.

Las cargas calculadas, de la tabla 1 hasta la tabla 5, representan una parte de la carga muerta presente en el piso que se analiza, faltando el peso propio de las vigas. Dicho peso se lo obtiene a través del diseño y análisis de las mismas de manera que logren tener un buen comportamiento, y cumplan con los diferentes límites que se especificarán posteriormente. Por otra parte, se determinó que el uso de la edificación será con fin residencial. De acuerdo a la tabla 9, de la sección 4.2 del mismo capítulo que se ha estado

citando, de la Norma Ecuatoriana de Construcción, y el uso de la edificación se puede obtener el valor mínimo de carga viva a utilizar para el diseño (ver Anexo 2). Finalmente para el diseño del entrepiso se obtuvieron las siguientes cargas totales:

| | | |
|---------------------------|------|----------------------------|
| CARGA MUERTA TOTAL | 2.28 | kN/m ² por piso |
| CARGA VIVA TOTAL | 2.00 | kN/m ² por piso |

Tabla 6: Carga Finales para el Diseño del Entrepiso.

Cargas de la Cubierta:

En el caso de la cubierta la carga muerta que se utilizará, será la misma que para el entrepiso visto las características del piso. Por otro lado existe una diferencia con respecto al valor de la carga viva de acuerdo la norma. Según la tabla 9, de la sección 4.2 (NEC), en el caso de una cubierta completamente horizontal se debe tener la siguiente carga viva (ver Anexo 2):

| Carga VIVA de cubierta | |
|-------------------------------|----------------------------|
| Area (m ²) | Carga (kN/m ²) |
| 1 | 0.70 |

Tabla 7: Carga viva de Cubierta.

Adicionalmente a este valor, como la edificación se construirá en la ciudad de Quito, de acuerdo a la norma, en la misma sección, especifica que se adicionará 1 kN/m² en las áreas de los aleros. Como el diseño del piso que se va a utilizar no posee aleros, y por seguridad, se adicionara dicha carga a toda la cubierta. Por lo tanto, las cargas finales correspondientes a la cubierta son las siguientes:

| | | |
|---------------------------|------|----------------------------|
| CARGA MUERTA TOTAL | 2.28 | kN/m ² por piso |
| CARGA VIVA TOTAL | 1.70 | kN/m ² por piso |

Tabla 8: Carga Finales para el Diseño de la Cubierta.

Las cargas de la cubierta son inferiores, debido a la carga viva que utiliza, por este motivo para el diseño gravitacional de las vigas que conforma el piso, se usarán las cargas finales obtenidas para el entrepiso. De acuerdo con la ASCE7-10, o la Norma Ecuatoriana

de la Construcción, Capítulo1, la combinación de carga que se usará, será la ecuación número 2:

$$1.2D + 1.6L + 0.5L_r$$

Para el diseño de las vigas, que conforman el piso de la edificación, en primer lugar se definirán las restricciones que tengan estas en sus extremos. Las vigas que se encuentran en los ejes 1, 2, A y E tienen restricción de momentos y desplazamientos, es decir que tienen los extremos fijos, o se encuentran en una condición de empotramiento (conexión a momento). El resto de elementos tendrán restricción al desplazamiento, es decir que están en una condición de simplemente apoyadas (conexión a cortante). Definir este detalle es de gran importancia, para el cálculo de los esfuerzos, y deformaciones provocadas por las cargas requeridas del diseño. Después se debe fijar, cómo se realizara la distribución, y transmisión de las cargas en las diferentes vigas.

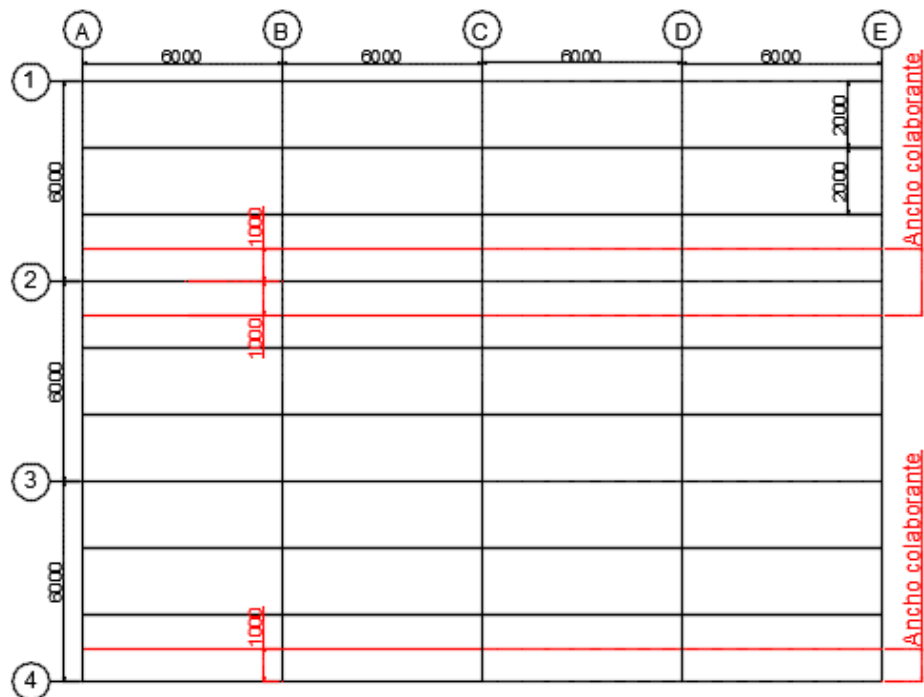


Figura 2: Ancho Colaborante para Diseño de Vigas.

Para el cálculo de momentos últimos, se utilizará el ancho colaborante que se muestra en la figura 2. Para las vigas tanto secundarias, como para las vigas de los ejes 2 y 3, este mismo es de dos metros, por otro lado el correspondiente a los ejes 1 y 4 es solo de un metro, ya que se encuentran en los extremos. Así mismo en la vista en planta, figura 1, igualmente en la figura 2, se muestra que las longitudes de todas las vigas son de seis metros. Para el diseño del piso, se dividirán las vigas en 4 grupos diferentes, para así poder simplificar el cálculo de los esfuerzos en los diferentes elementos. El primer grupo será las vigas secundarias, y las vigas de los ejes 2 y 3 (GRUPO 1). El segundo grupo será las vigas externas de los ejes 1 y 4 (GRUPO 2). El tercer grupo será las vigas externas de los ejes A y E (GRUPO 3). Finalmente el último grupo será las vigas de los ejes B, C y D (Grupo 4). De manera general, se consideran conexiones a cortante en las vigas correspondientes al Grupo 1 y al Grupo 4; lo que significa que no se generan esfuerzos de torsión en las vigas. Finalmente, para el resto de vigas (Grupo 2 y 3), las conexiones utilizadas son a momento.

Cálculo de esfuerzos últimos:

Grupo 1:

La carga uniformemente distribuida que corresponde a las vigas del Grupo 1, es la siguiente:

| Cálculo de Cargas en Vigas Secundarias y Vigas en Eje 2 y 3 | | | | | |
|--|----------------|---------------------|-------------------|---------------------------|--------------------|
| Separ. Vigas (m) | Ancho col. (m) | Carga muerta (kN/m) | Carga viva (kN/m) | Carga viva cubierta(kN/m) | Carga Total (kN/m) |
| 2 | 2 | 5.47 | 6.40 | 0.7 | 12.57 |

Tabla 9: Carga Distribuida Total de Vigas Grupo 1.

Cálculo de momentos:

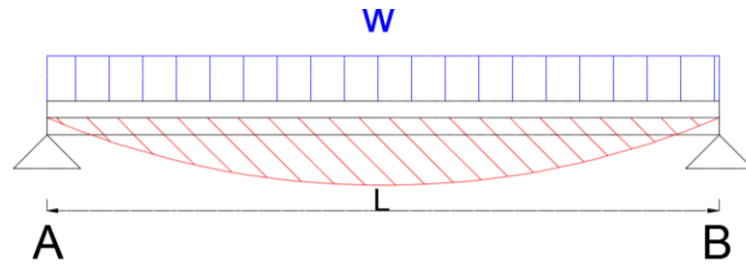


Figura 3: Momento viga Grupo 1.

El momento máximo en una viga simplemente apoyada, generado por una carga uniformemente repartida, está dado por la ecuación:

$$M_{max} = \frac{WL^2}{8}$$

Por lo tanto, el momento último para las vigas del Grupo 1 es:

$$M_{carga\ externa} = \frac{12.57 \cdot 6^2}{8} = 56.557\ kN.m$$

Cálculo de cortantes:

De la misma manera, las cargas generan esfuerzos cortantes en los elementos como se los muestra en la siguiente figura:

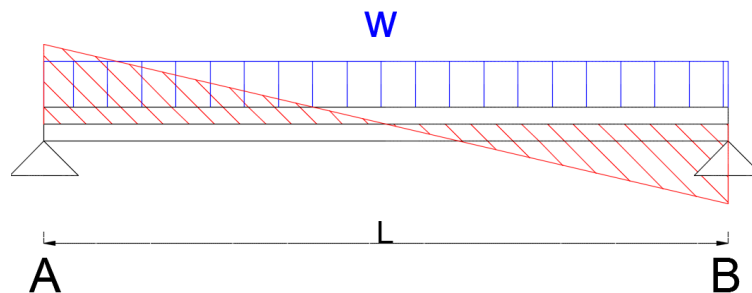


Figura 4: Cortante viga Grupo 1

Como se muestra en la figura 4, los esfuerzos de cortante son máximos en los apoyos, a diferencia de los momentos, donde en vigas simplemente apoyadas el momento máximo se encuentra en la mitad de la luz.

El cortante máximo, generado por cargas uniformemente repartidas, está dado por la ecuación siguiente:

$$V = \frac{wL}{2}$$

Por lo tanto el cortante máximo que se aplica en los elementos del Grupo 1 es:

$$V = \frac{12.57 * 6}{2} = 37.70 \text{ kN}$$

Grupo 2:

La carga aplicada en las vigas correspondientes a los ejes 1 y 4 es la siguiente:

| Cálculo de Carga en Vigas en Eje 1 y 4 | | | | |
|--|---------------------|-------------------|---------------------------|--------------------|
| Ancho col. (m) | Carga muerta (kN/m) | Carga viva (kN/m) | Carga viva cubierta(kN/m) | Carga Total (kN/m) |
| 1 | 8.16 | 3.20 | 0.35 | 11.71 |

Tabla 10: Carga Distribuida Total de Vigas Grupo 2.

Cálculo de momentos:

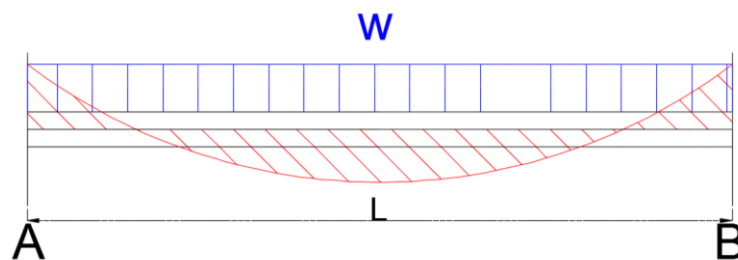


Figura 5: Momento viga Grupo 2.

El momento máximo en una viga con empotramiento en los dos apoyos, generado por una carga uniformemente repartida, está dado por la ecuación:

$$M_{apoyo} = \frac{WL^2}{12}$$

$$M_{centro\ de\ viga} = \frac{WL^2}{24}$$

El momento máximo demandante, para el diseño, es el valor máximo entre los momentos obtenidos en los apoyos o en el centro de la viga.

La diferencia existente entre cargas muertas, para el Grupo 1 y Grupo 2, se debe a la presencia de los bloques de hormigón en los ejes 1, 4, A y E.

$$M_{apoyo} = \frac{11.71 * 6^2}{12} = 35.131 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{centro de viga}} = \frac{11.71 * 6^2}{24} = 17.565 \text{ kN.m}$$

Por lo tanto, el momento por el cual se debe realizar el diseño es el generado en los apoyos.

Cálculo de cortantes:

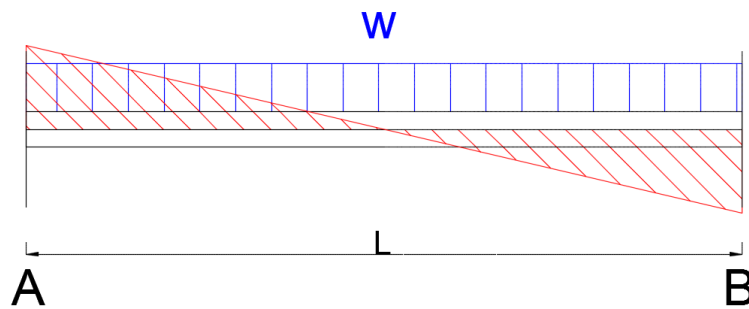


Figura 6: Cortante viga Grupo 2.

Como muestra la figura 6, los esfuerzos de cortante, en realidad no depende del tipo de apoyos, o de las restricciones en ellos, pero sino del tipo de carga que se esté aplicando; es decir si es puntual, uniformemente repartida, etc... Esto se lo puede constatar al comparar la figura 6, con la figura 5, donde los apoyos de los elementos son diferentes, sin embargo la distribución de los esfuerzos de cortante son similares; teniendo de esta manera, los esfuerzos máximos igualmente en los apoyos. Por lo tanto el cortante máximo para los elementos del Grupo 2 está dado por la siguiente ecuación:

$$V = \frac{wL}{2}$$

El cortante máximo que se aplica en los elementos del Grupo 2 es:

$$V = \frac{11.71 * 6}{2} = 35.13 \text{ kN}$$

Grupo 3:

La carga aplicada en las vigas correspondientes a los ejes A y E es la siguiente:

| Cálculo de Carga en Vigas en Eje A y E | | | | |
|--|-----------------|-------------------------|------------------|------------------------|
| Carga muerta (kN) | Carga viva (kN) | Carga viva cubierta(kN) | Carga Total (kN) | Carga repartida (kN/m) |
| 16.4 | 19.2 | 2.1 | 37.7 | 5.43 |

Tabla 11: Carga Total de Vigas Grupo 3.

Cálculo de momentos:

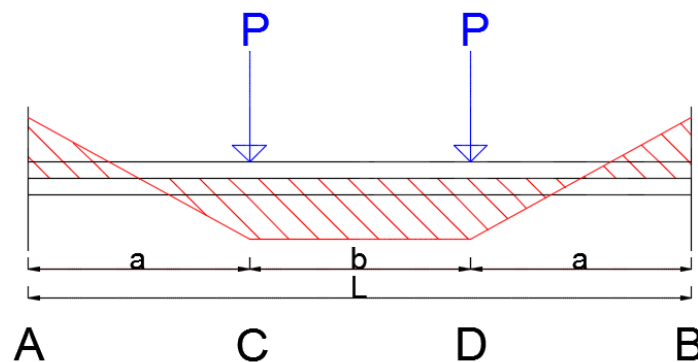


Figura 7: Momento viga Grupo 3.

Como se muestra en la figura 5, las vigas correspondientes al Grupo 3 están sometidas a cargas puntuales. Esto se da por la transmisión de esfuerzos de las vigas del Grupo 2, a las vigas del Grupo 3. Por lo tanto las distancias “a”, “b” y “c”, mostradas en la figura 5, tienen un valor de 2 metros; distancia correspondiente a las vigas secundarias. Sin embargo, las vigas que conforman este grupo están sometidas a una fuerza uniformemente repartida, como indica la figura 5. El momento máximo en una viga con empotramiento en los dos apoyos, es la suma de momentos generado por dos cargas puntuales a 2 m de los apoyos y entre sí, y del momento generado por la carga uniformemente repartida:

$$M_{apoyo} = \frac{Pa}{L}(L - a) + \frac{WL^2}{12}$$

$$M_{centro\ de\ viga} = \frac{Pa^2}{L} + \frac{WL^2}{24}$$

El momento máximo demandante, para el diseño, es el valor máximo entre los momentos obtenidos en los apoyos o en el centro de la viga.

$$M_{\text{apoyo}} = \frac{37.70 * 2}{6} (6 - 2) + \frac{5.43 * 36}{12} = 66.56 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{centro de viga}} = \frac{37.70 * 2^2}{6} + \frac{5.43 * 36}{24} = 33.38 \text{ kN.m}$$

El esfuerzo, por el cual se debe realizar el diseño de estos elementos, es el momento generado en los apoyos.

Cálculo de cortantes:

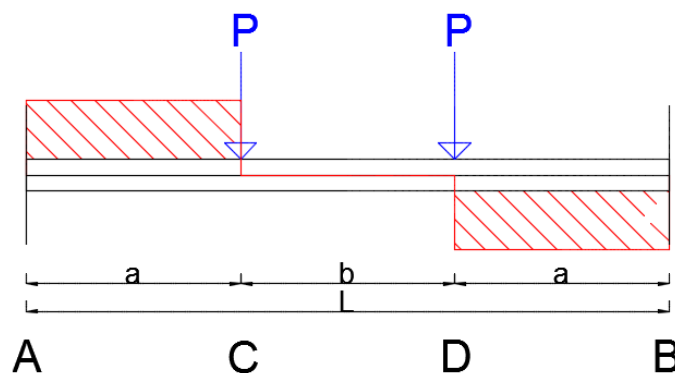


Figura 8: Cortante viga Grupo 3.

Anteriormente, se mencionó que la distribución del esfuerzo de cortante, a lo largo del elemento, depende únicamente del tipo de carga que se esté aplicando. En este caso, como se observa en la figura 8, las cargas aplicadas son dos cargas puntuales. Este tiene como efecto que el esfuerzo tenga un valor de 0 en el centro de la viga, y que el valor máximo sea en los apoyos, manteniéndose constante hasta el punto donde se aplica la carga. Por lo tanto, la ecuación, que determina el valor máximo, teniendo en cuenta que las cargas aplicadas son de la misma magnitud, es la siguiente:

$$V = \frac{\Sigma P}{2} + \frac{wL}{2}$$

El cortante máximo que se aplica en los elementos del Grupo 3 es:

$$V = \frac{37.70 * 2}{2} + \frac{5.43 * 6}{2} = 53.99 \text{ kN}$$

Grupo 4:

Las cargas aplicadas en vigas, que se encuentran en los ejes B, C y D, son las siguientes:

| Cálculo de Carga en Vigas en Eje B, C y D | | | |
|---|-----------------|-------------------------|------------------|
| Carga muerta (kN) | Carga viva (kN) | Carga viva cubierta(kN) | Carga Total (kN) |
| 32.81 | 38.40 | 4.20 | 75.41 |

Tabla 12: Carga Distribuida Total de Vigas Grupo 4.

Cálculo de momentos:

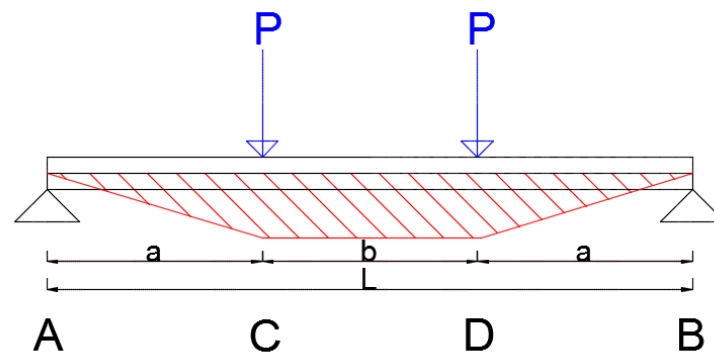


Figura 9: Momento viga Grupo 4.

Para el Grupo 4, las cargas, como se muestra en la figura 9, son dos cargas puntuales. Debido al análisis en cual se determinó la distribución de cargas, y esfuerzos en todo el piso, dichas cargas puntuales corresponden a las cargas distribuidas por los elementos del Grupo 1. Donde se aplican las cargas, como lo muestra la figura 9, es donde se conectan las vigas del Grupo 1 a los que se analizan en esta sección.

El momento máximo en una viga, en condición simplemente apoyada, generado por dos cargas puntuales, está dado por la ecuación:

$$M_{m\acute{a}ximo} = Pa$$

Por lo tanto, el momento último para las vigas del Grupo 4 es:

$$M_{m\acute{a}ximo} = 75.409 * 2 = 150.82 \text{ kN.m}$$

Cálculo de cortantes:

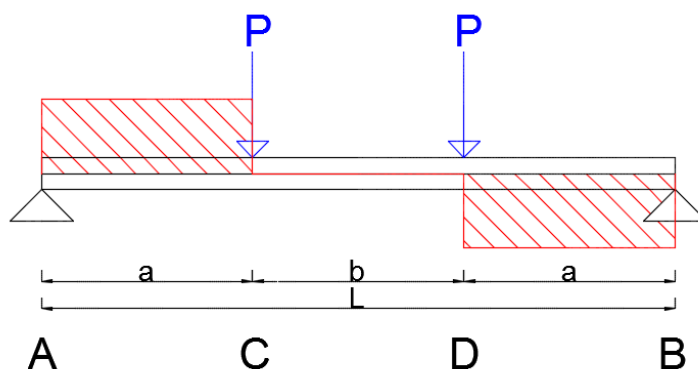


Figura 10: Cortante viga Grupo 4.

Como se explicó, anteriormente la distribución del esfuerzo de cortante para los elementos del Grupo 3, se aplica de la misma forma en los elementos del Grupo 4. Por lo tanto el valor máximo del esfuerzo de cortante está dado por la siguiente ecuación:

$$V = \frac{\Sigma P}{2}$$

El cortante máximo que se aplica en los elementos del Grupo 4 es:

$$V = \frac{75.41 * 2}{2} = 75.41 \text{ kN}$$

Una vez obtenidos los diferentes esfuerzos máximos generados, en cada elemento que conformará el piso, se dimensionarán cada uno de ellos para soportar dicha demanda.

Diseño de Vigas para Piso:

Para el diseño de elementos sometidos a esfuerzos de flexión, es decir vigas, se debe tener en cuenta varios factores o fenómenos que pueden provocar una disminución de su resistencia nominal. Los diferentes elementos que conformaran el piso, se los prefabricará en taller, en acero ASTM A572 Gr50; es decir, un material que tenga un esfuerzo de fluencia de 344,74 MPa, y el módulo de elasticidad de 199 947,95 MPa. De acuerdo, a AISC Steel Construction Manual, se debe revisar los límites correspondientes al pandeo local del patín (PLP), al igual que al pandeo lateral torsional (PLT). Para el primer caso, se analiza la compacidad del patín, y del alma; los cuales son considerados compactos, no compactos o esbeltos. La compacidad del patín y del alma están dadas por:

$$\lambda_f (\text{patín}) = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_w (\text{alma}) = \frac{h}{t_w}$$

Los límites correspondientes para el patín son los siguientes:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{rf} = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Por otro lado, los límites establecidos, para el alma de la viga, son los siguientes:

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

De manera general, en las edificaciones, las almas son compactas, ya que los peraltes de los perfiles no son muy grandes, como para puentes, donde estos son superiores a 1 metro. Por este motivo quien controla el diseño es la compacidad del patín.

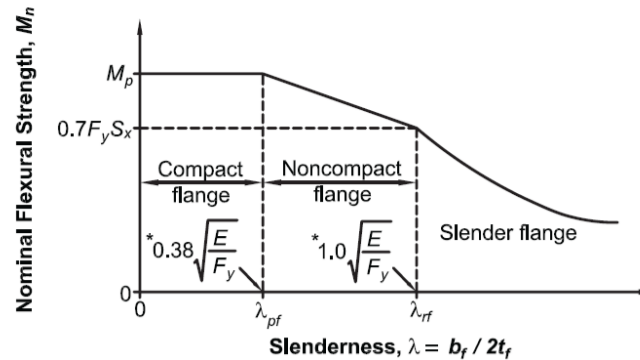


Gráfico 1: Evolución la resistencia nominal a flexión por PLP. (AISC Specifications).

Si el patín es compacto, entonces:

$$- \lambda_f < \lambda_{pf} :$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (1)$$

Donde F_y corresponde al esfuerzo de fluencia del acero, y Z_x corresponde al módulo de sección plástica.

Si el patín es no-compacto, entonces:

$$- \lambda_{pf} < \lambda_f \leq \lambda_{rf} :$$

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (2)$$

Donde S_x corresponde al módulo de sección elástico.

Si el patín es esbelto, entonces:

$$- \lambda_{rf} < \lambda_f :$$

$$M_n = \frac{0.9EK_c S_x}{\lambda_f^2} \quad (3)$$

Donde E corresponde al módulo de elasticidad del acero.

Pre dimensionamiento de vigas:

Para optimizar la resistencia de los elementos, se busca que estos tengan un comportamiento plástico, es así que la capacidad máxima de flexión es el momento plástico. Para obtener este resultado se debe diseñar el patín de manera que sea compacto; entonces se debe cumplir $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$. De acuerdo a la ecuación (1), el momento nominal es en función del módulo de sección plástico del elemento, el cual va ayudar a determinar la altura necesaria de la viga:

$$Z_x = \frac{A_t}{2} (y_c + y_t)$$

En este caso, los elementos son simétricos, ya que se diseñan elementos tipo I, entonces:

$$Z_x = \frac{A_t}{2} (2y_t)$$

Dónde:

$$A_t = 2b_f t_f + h t_w - 2t_f t_w$$

$$y_t = \frac{\frac{-b_f t_t^2}{2} + \frac{b_f t_f h}{2} + (\frac{h}{2} - t_f) t_w (\frac{h}{4} - \frac{t_f}{2})}{b_f t_w + \frac{h}{2} t_w - t_f t_w}$$

Por lo tanto se obtiene:

$$Z_x = 2 \frac{b_f t_f h}{2} - \frac{b_f t_t^2}{2} + 2(\frac{h}{2} - t_f) t_w (\frac{h}{4} - \frac{t_f}{2}) \quad (4)$$

Por otro lado de acuerdo a AISC Steel Construction Manual, se debe tener:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (\text{Donde } \phi = 0.90)$$

Con el momento flector demandante se puede obtener, de la ecuación (1), cual es el módulo de sección plástica necesario:

$$Z_x = \frac{M_u}{\phi F_y} \quad (5)$$

Igualando las ecuaciones (4) y (5) se puede despejar la altura mínima del elemento:

$$0 = h^2 \frac{t_w}{4} - h t_w t_f + b_f t_f^2 + t_f^2 t_w - \frac{M_u}{\phi F_y} \quad (6)$$

Como se puede observar en la ecuación (6), la altura a su vez también depende del espesor y ancho del patín, y del espesor del alma; por motivos de diseño se asume que $t_f \geq t_w$.

Las dimensiones obtenidas para el Grupo 1 de elementos son las siguientes:

| Dimensiones Elementos Grupo 1 | | |
|-------------------------------|------|-----------------|
| tf | 8 | mm |
| tw | 8 | mm |
| bf | 140 | mm |
| h | 410 | mm |
| Area | 5392 | mm ² |

Tabla 13: Dimensiones de los elementos correspondientes al Grupo1.

Para el Grupo 2:

| Dimensiones Elementos Grupo 2 | | |
|-------------------------------|------|-----------------|
| tf | 8 | mm |
| tw | 8 | mm |
| bf | 130 | mm |
| h | 290 | mm |
| Area | 4272 | mm ² |

Tabla 14: Dimensiones de los elementos correspondientes al Grupo2.

Para el Grupo 3:

| Dimensiones Elementos Grupo 3 | | |
|-------------------------------|------|-----------------|
| tf | 8 | mm |
| tw | 8 | mm |
| bf | 110 | mm |
| h | 350 | mm |
| Area | 4432 | mm ² |

Tabla 15: Dimensiones de los elementos correspondientes al Grupo3.

Finalmente, para el Grupo 4:

| Dimensiones Elementos Grupo 4 | | |
|-------------------------------|------|-----------------|
| tf | 10 | mm |
| tw | 10 | mm |
| bf | 170 | mm |
| h | 400 | mm |
| Area | 7200 | mm ² |

Tabla 16: Dimensiones de los elementos correspondientes al Grupo4.

Una vez obtenidos estos datos, se calculan las propiedades físicas de cada elemento correspondiente a cada grupo. Con la ayuda del teorema de ejes paralelos se calcula los momentos de inercia con respecto al eje fuerte, y al eje débil:

$$I_{x-x} = \sum (I_{x_i} + A_i d_i^2)$$

$$I_{y-y} = \sum (I_{y_i} + A_i d_i^2)$$

De igual manera se puede calcular, el plano neutro, y los módulos de sección elástico y plástico:

$$y = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i}$$

$$S_x = \frac{I_x}{y_x}$$

$$Z_x = \frac{A_t}{2} (y_c + y_t)$$

De acuerdo al Capítulo de Cargas no Sísmicas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2015 (Anexo 1), la densidad establecida para el acero es de 78.5 kN/m³. Con la densidad del material se puede determinar cuál es el peso propio de cada elemento.

Las propiedades físicas de los elementos correspondientes al Grupo 1 son:

| Propiedades Físicas Elementos Grupo 1 | | |
|---------------------------------------|-------------|-----------------|
| Ix | 131285509.3 | mm ⁴ |
| Iy | 3675477.333 | mm ⁴ |
| Sx | 640417.1187 | mm ³ |
| Zx | 760712 | mm ³ |
| W | 0.423 | kN/m |

Tabla 17: Propiedades físicas de los elementos correspondientes al Grupo 1.

Para el Grupo 2:

| Propiedades Físicas Elementos Grupo 2 | | |
|---------------------------------------|-------------|-----------------|
| Ix | 55077456 | mm ⁴ |
| Iy | 2941024 | mm ⁴ |
| Sx | 379844.5241 | mm ³ |
| Zx | 443432 | mm ³ |
| W | 0.335 | kN/m |

Tabla 18: Propiedades físicas de los elementos correspondientes al Grupo 2.

Para el Grupo 3:

| Propiedades Físicas Elementos Grupo 3 | | |
|---------------------------------------|-------------|-----------------|
| Ix | 76313349.33 | mm ⁴ |
| Iy | 1788917.333 | mm ⁴ |
| Sx | 436076.2819 | mm ³ |
| Zx | 524072 | mm ³ |
| W | 0.348 | kN/m |

Tabla 19: Propiedades físicas de los elementos correspondientes al Grupo 3.

Finalmente, para el Grupo 4:

| Propiedades Físicas Elementos Grupo 4 | | |
|---------------------------------------|-----------|-----------------|
| Ix | 175040000 | mm ⁴ |
| Iy | 8220000 | mm ⁴ |
| Sx | 875200 | mm ³ |
| Zx | 1024000 | mm ³ |
| W | 0.565 | kN/m |

Tabla 20: Propiedades físicas de los elementos correspondientes al Grupo 4.

Una vez obtenidas las dimensiones del pre-diseño de los elementos, que conforman el piso, se debe comprobar si su resistencia nominal es superior al esfuerzo de demanda.

Diseño a flexión:

De acuerdo, a lo mencionado anteriormente en el pre diseño de las vigas, los patines son compactos; por lo tanto, se tiene que el comportamiento obedece a la ecuación (1), lo que da un momento nominal, correspondiente al pandeo local del patín de:

Para el Grupo 1:

| PANDEO LATERAL PATIN | | |
|-----------------------------|---------|----------|
| bf/2tf (λ_f) | 8.75 | |
| h/tw (λ_w) | 51.25 | |
| λ_{fp} | 9.152 | COMPACTA |
| λ_{fr} | 24.083 | |
| λ_p | 90.553 | COMPACTA |
| λ_r | 137.274 | |
| Mn PLP | 262.246 | kN.m |

Tabla 21: Momento nominal de acuerdo al Pandeo Local del Patín, para el Grupo 1.

Para el Grupo 2:

| PANDEO LATERAL PATIN | | |
|-----------------------------|---------|----------|
| bf/2tf (λ_f) | 8.125 | |
| h/tw (λ_w) | 36.25 | |
| λ_{fp} | 9.152 | COMPACTA |
| λ_{fr} | 24.083 | |
| λ_p | 90.553 | COMPACTA |
| λ_r | 137.274 | |
| Mn PLP | 152.868 | kN.m |

Tabla 22: Momento nominal de acuerdo al Pandeo Local del Patín, para el Grupo 2.

Para el Grupo 3:

| PANDEO LATERAL PATIN | | |
|-----------------------------|---------|----------|
| bf/2tf (λ_f) | 6.875 | |
| h/tw (λ_w) | 43.75 | |
| λ_{fp} | 9.152 | COMPACTA |
| λ_{fr} | 24.083 | |
| λ_p | 90.553 | COMPACTA |
| λ_r | 137.274 | |
| Mn PLP | 180.667 | kN.m |

Tabla 23: Momento nominal de acuerdo al Pandeo Local del Patín, para el Grupo 3.

Finalmente, para el Grupo 4:

| PANDEO LATERAL PATIN | | |
|-----------------------------|---------|----------|
| bf/2tf (λ_f) | 8.5 | |
| h/tw (λ_w) | 40 | |
| λ_{fp} | 9.152 | COMPACTA |
| λ_{fr} | 24.083 | |
| λ_p | 90.553 | COMPACTA |
| λ_r | 137.274 | |
| Mn PLP | 353.012 | kN.m |

Tabla 24: Momento nominal de acuerdo al Pandeo Local del Patín, para el Grupo 4.

Por otro lado, de acuerdo a la figura (1), es decir la vista en plata del piso, todas las vigas tienen un apoyo lateral continuo en el patín superior, generado por la losa de hormigón, una vez terminada la obra gris. Por otra parte, la distancia entre apoyos es de 6 metros; sin embargo, las vigas en los ejes A, B, C, D y E, tienen un apoyo lateral cada 2 metros, correspondientes a las conexiones de las vigas secundarias a estas últimas. Este apoyo lateral, es tanto en el patín superior como en el patín inferior, para así limitar el pandeo torsional. Para las vigas tanto secundarias, como de los ejes 1, 2, 3 y 4, solo existe el apoyo generado por la las columnas a una distancia de 6 metros. Se debe revisar el pandeo lateral torsional (PLT), para la etapa constructiva.

En el pandeo lateral torsional, a diferencia del pandeo local del patín, los límites para el diseño, no se encuentran en la geometría del elemento, sino en la distancia existente entre los apoyos laterales (L_b). Los límites, según AISC Steel Construction Manual, están dados por las siguientes ecuaciones:

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7)$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\left(\frac{J_o C}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_o C}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}\right)} \quad (8)$$

Dónde:

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} ; \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}; \quad C_w = \frac{(d+t_f)^2 I_y}{4}$$

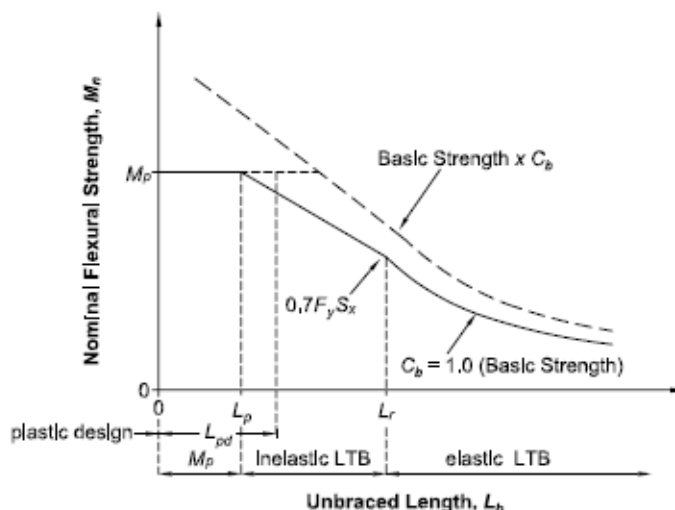


Gráfico 2: Evolución la resistencia nominal a flexión por PLT (AISC Specifications).

Si el pandeo lateral torsional es plástico, entonces:

$$- L_b < L_p:$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Si el PLT es inelástico, entonces:

$$- L_p \leq L_b < L_r:$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.75 S_x F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Si el PLT es elástico, entonces:

$$- L_r \leq L_b:$$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Dónde:

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

De acuerdo a los diferentes casos establecidos anteriormente, los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Para el Grupo 1:

| PANDEO LATERAL TORSIONAL | | |
|---------------------------------|----------------|-------------------|
| J | 0.000000115029 | m ⁴ |
| Cw | 0.000000148493 | |
| ho | 0.402 | m |
| Ma (L/4) | 40.055 | kN.m |
| Mb (L/2) | 53.407 | kN.m |
| Mc (3L/4) | 40.055 | kN.m |
| Mmax | 53.407 | kN.m |
| Cb | 1.136 | |
| r _{ts} | 0.034 | |
| r _y | 0.026 | m |
| L _p | 1.107 | m |
| L _r | 3.300 | m |
| L _b | 6.000 | m |
| F _{cr} | 103825.067 | kN/m ² |
| M _n PLT | 66.491 | kN.m |

Tabla 25: Momento de acuerdo al Pandeo Lateral Torsional, para el Grupo 1.

Para el Grupo 2:

| PANDEO LATERAL TORSIONAL | | |
|---------------------------------|----------------|-------------------|
| J | 0.000000091136 | m ⁴ |
| Cw | 0.000000058470 | |
| ho | 0.282 | m |
| Ma (L/4) | 4.174 | kN.m |
| Mb (L/2) | 16.690 | kN.m |
| Mc (3L/4) | 4.174 | kN.m |
| Mmax | 16.690 | kN.m |
| Cb | 1.562 | |
| r _{ts} | 0.033 | |
| r _y | 0.026 | m |
| L _p | 1.112 | m |
| L _r | 3.419 | m |
| L _b | 6.000 | m |
| F _{cr} | 166955.590 | kN/m ² |
| M _n PLT | 63.417 | kN.m |

Tabla 26: Momento de acuerdo al Pandeo Lateral Torsional, para el Grupo 2.

Para el Grupo 3:

| PANDEO LATERAL TORSIONAL | | |
|---------------------------------|----------------|-------------------|
| J | 0.000000094549 | m ⁴ |
| Cw | 0.000000052310 | |
| ho | 0.342 | m |
| Ma (L/4) | 5.699 | kN.m |
| Mb (L/2) | 22.800 | kN.m |
| Mc (3L/4) | 5.699 | kN.m |
| Mmax | 22.800 | kN.m |
| Cb | 1.563 | |
| rts | 0.026 | |
| ry | 0.020 | m |
| Lp | 0.852 | m |
| Lr | 2.650 | m |
| Lb | 2.000 | m |
| Fcr | 612285.000 | kN/m ² |
| Mn PLT | 180.667 | kN.m |
| φMn | 162.601 | kN.m |

Tabla 27: Momento de acuerdo al Pandeo Lateral Torsional, para el Grupo 3.

Finalmente, para el Grupo 4:

| PANDEO LATERAL TORSIONAL | | |
|---------------------------------|----------------|-------------------|
| J | 0.000000240000 | m ⁴ |
| Cw | 0.000000312566 | |
| ho | 0.390 | m |
| Ma (L/4) | 102.600 | kN.m |
| Mb (L/2) | 136.800 | kN.m |
| Mc (3L/4) | 102.600 | kN.m |
| Mmax | 136.800 | kN.m |
| Cb | 1.136 | |
| rts | 0.043 | |
| ry | 0.034 | m |
| Lp | 1.432 | m |
| Lr | 4.329 | m |
| Lb | 2.000 | m |
| Fcr | 1086525.888 | kN/m ² |
| Mn PLT | 353.012 | kN.m |

Tabla 28: Momento de acuerdo al Pandeo Lateral Torsional, para el Grupo 4.

Una vez obtenidos los resultados del momento máximo de acuerdo al PLT, la resistencia máxima a flexión, de cada elemento, es el mínimo entre el momento nominal del PLP, y del PLT. Entonces se obtienen los momentos siguientes:

Para el Grupo 1:

| | | |
|----------------|---------------|--------|
| ϕM_n | 59.842 | kN.m |
| Mu+Mu.viga | 58.461 | kN.m |
| Mu/ ϕM_n | 0.977 | CUMPLE |

Tabla 29: Momento nominal, correspondiente al Grupo 1.

Para el Grupo 2:

| | | |
|----------------|---------------|------|
| ϕM_n | 57.075 | kN.m |
| Mu+Mu.viga | 36.137 | kN.m |
| Mu/ ϕM_n | 0.633 | FAIL |

Tabla 30: Momento nominal, correspondiente al Grupo 2.

Para el Grupo 3:

| | | |
|----------------|---------------|------|
| ϕM_n | 162.601 | kN.m |
| Mu+Mu.viga | 67.588 | kN.m |
| Mu/ ϕM_n | 0.416 | FAIL |

Tabla 31: Momento nominal, correspondiente al Grupo 3.

Finalmente, para el Grupo 4:

| | | |
|----------------|----------------|------|
| ϕM_n | 317.710 | kN.m |
| Mu+Mu.viga | 153.361 | kN.m |
| Mu/ ϕM_n | 0.483 | FAIL |

Tabla 32: Momento nominal, correspondiente al Grupo 4.

Para poder optimizar materiales, se hace la relación $Mu/\phi M_n$, la cual debe acercarse lo más posible a uno. Se determina que la sección es correcta cuando dicha relación es superior a 0.9. Si se observa, en dos grupos de elementos, el 2 y el 3, esta última condición no se cumple por motivos que se explicarán posteriormente. Por otro lado, se debe aumentar el momento generado por el peso propio de la viga, al momento generado por las cargas.

Diseño por cortante:

Uno de los esfuerzos, generados por las cargas gravitacionales, es el cortante. Por este motivo se debe revisar si las dimensiones, de los diferentes elementos, permiten soportar dichos esfuerzos. De manera general el esfuerzo de cortante tiene un comportamiento diferente al de la flexión. La distribución de esfuerzos de flexión, dentro del plano elástico, es lineal; en cambio el del cortante va aumentando mientras se va acercando al centroide del elemento:

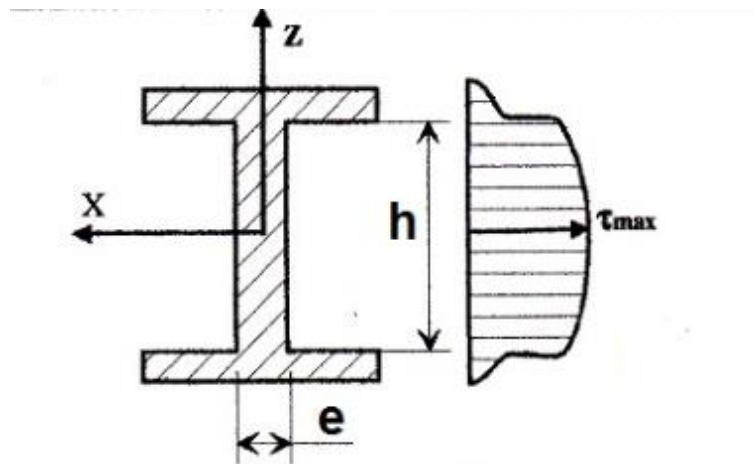


Figura 11: Distribución de esfuerzos de cortante para un elemento tipo I.

Observando la figura 11, se puede dar cuenta que la sección, en donde se concentran la mayor cantidad de esfuerzo, es el alma. Por lo tanto, las dimensiones de esta última deben soportar el esfuerzo demandante. Otro aspecto, en el cual este tipo de esfuerzo difiere del de flexión, es que en este caso el tipo de apoyo que tenga el elemento en las extremidades no influye.

Con este tipo de fenómeno existen dos tipos de fallas, fluencia en cortante y pandeo por cortante. La condición que se debe cumplir, para que el diseño sea el adecuado es:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{Donde } \phi = 0,9.$$

La capacidad portante de esfuerzo por cortante, de un elemento tipo I en acero según AISC Specifications, es:

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v$$

Dónde:

$A_w = dt_w$; C_v es el factor de esbeltez de cortante.

El factor de esbeltez de cortante está definido en función de la relación h/t_w .

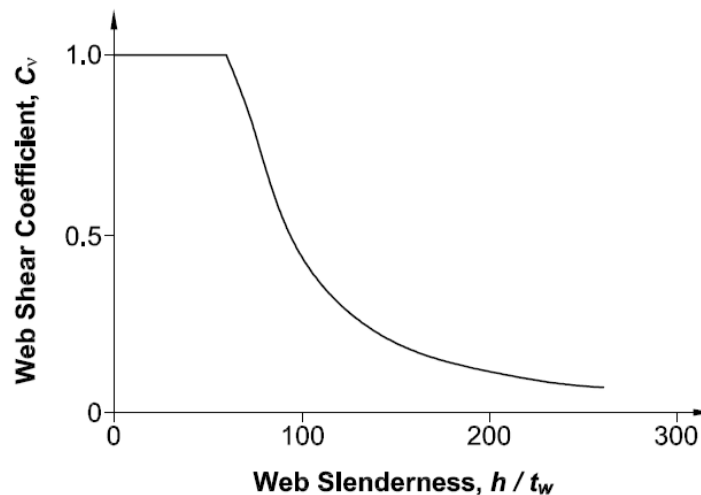


Gráfico 3: Factor de esbeltez de cortante (C_v) en función de h/t_w .

Este factor está dividido en tres formas de comportamientos, por fluencia, pandeo elástico y pandeo inelástico. De igual manera, como lo muestra el gráfico 3, C_v no puede ser mayor que 1; por lo tanto se tiene las siguientes relaciones:

- Si tiene un comportamiento por fluencia:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}; \quad \text{Entonces } C_v = 1$$

- Si tiene un comportamiento por pandeo elástico:

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}; \quad \text{Entonces } C_v = \frac{1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}}{h/t_w}$$

- Si tiene un comportamiento por pandeo inelástico:

$$1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w}; \quad \text{Entonces } C_v = \frac{1,51 E K_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

Cuando el elemento tiene rigidizadores transversales, según AISC Specifications:

$K_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$; “a” es la distancia entre rigidizadores transversales, y “h” la altura de la viga.

Cuando el elemento no tiene rigidizadores transversales, según AISC Specifications:

$$K_v = 5;$$

El diseño por cortante solo controla cuando la viga es pequeña, cubre luces muy cortas; entonces los esfuerzos de flexión son muy pequeños. De manera general, se diseña por flexión, y se revisa que por cortante no exista ningún tipo de problema.

Los resultados obtenidos en los diferentes grupos de vigas, fueron los siguientes:

Para el Grupo 1:

| DISEÑO DE CORTANTE | | |
|---------------------------|--------------|----------|
| kv | 5.00 | |
| límite fluencia | 59.24 | |
| límite Pandeo inelástico | 73.78 | |
| h/tw | 51.25 | fluencia |
| Cv | 1.000 | |
| Aw | 0.003152 | m2 |
| Vn | 651.97 | kN |
| Φ_v | 0.90 | |
| $\Phi_v V_n$ | 586.77 | kN |
| Vu | 37.70 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 33: Diseño por cortante para elementos Grupo 1.

Para el Grupo 2:

| DISEÑO DE CORTANTE | | |
|---------------------------|--------------|----------------|
| kv | 5.00 | |
| límite fluencia | 59.24 | |
| límite Pandeo inelástico | 73.78 | |
| h/tw | 36.25 | fluencia |
| Cv | 1.000 | |
| Aw | 0.002192 | m ² |
| Vn | 453.40 | kN |
| Φ_v | 0.90 | |
| $\Phi_v V_n$ | 408.06 | kN |
| Vu | 35.13 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 34: Diseño por cortante para elementos Grupo 2.

Para el Grupo 3:

| DISEÑO DE CORTANTE | | |
|---------------------------|--------------|----------------|
| kv | 5.00 | |
| límite fluencia | 59.24 | |
| límite Pandeo inelástico | 73.78 | |
| h/tw | 43.75 | fluencia |
| Cv | 1.000 | |
| Aw | 0.002672 | m ² |
| Vn | 552.68 | kN |
| Φ_v | 0.90 | |
| $\Phi_v V_n$ | 497.42 | kN |
| Vu | 53.99 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 35: Diseño por cortante para elementos Grupo 3.

Finalmente, para el Grupo 4:

| DISEÑO DE CORTANTE | | |
|---------------------------|--------------|----------|
| kv | 5.00 | |
| limite fluencia | 59.24 | |
| limite Pandeo inelastico | 73.78 | |
| h/tw | 40.00 | fluencia |
| Cv | 1.000 | |
| Aw | 0.003800 | m2 |
| Vn | 786.00 | kN |
| Φ_v | 0.90 | |
| $\Phi_v V_n$ | 707.40 | kN |
| Vu | 75.41 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 36: Diseño por cortante para elementos Grupo 4.

La relación $V_u/\Phi V_n$, en todos los grupos, es muy baja, por lo tanto se confirma que no es necesario el uso de rigidizadores transversales.

Una vez confirmado que las dimensiones, de las vigas, sean las adecuadas para contrarrestar los efectos generados por las cargas gravitacionales; ahora se deben verificar las consideraciones de servicio, especificadas en AISC Specifications, Capítulo L. En este caso, se revisa deflexiones y vibraciones.

Consideración de servicio: Deflexiones:

De acuerdo a AISC Specifications, los límites de deflexiones están dados por las siguientes ecuaciones:

- Para entre-pisos:

$$\Delta \leq \frac{L_{viga}}{360}$$

- Para techos:

$$\Delta \leq \frac{L_{viga}}{240}$$

Por otro lado, las deflexiones presentes en las vigas, dependen directamente del tipo de apoyos (apoyo simple, empotramiento, rodillo, etc...), del tipo de cargas que se apliquen, de la intensidad de estas últimas, del material, y de las dimensiones de las vigas. Se tomó un solo límite de deflexión para todos los pisos y para el techo. En todos los elementos, sin importar si es entre-piso o techo, se tomó como límite la deflexión máxima permitida en los pisos.

Por lo tanto, las deflexiones calculadas para cada grupo de vigas son las siguientes:

Para el Grupo 1:

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (x = L/2)$$

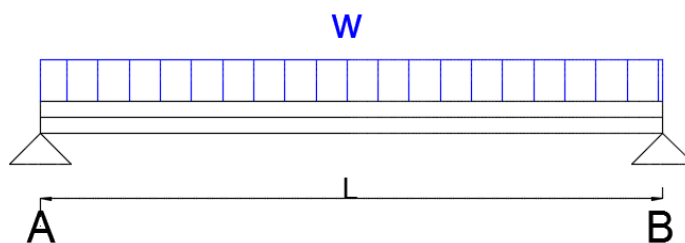


Figura 11: Tipo de carga y apoyos para el Grupo 1.

| Comprobación de Deformaciones | | |
|-------------------------------|---------------|-------------------|
| Def. Máxima | 16.667 | mm |
| Cargas | 12.568 | kN/m |
| E acero | 199947953.000 | kN/m ² |
| Longitud | 6.000 | m |
| Ixx | 0.00013129 | m ⁴ |
| Def. Real | 8.079 | mm |
| OK | | |

Tabla 37: Deflexión obtenida del Grupo 1.

Para el grupo 2:

$$\Delta = \frac{wL^4}{384EI} \quad (x = L/2)$$

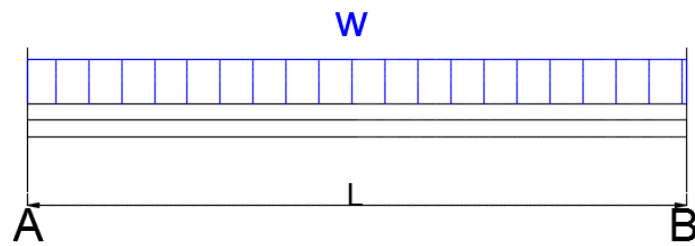
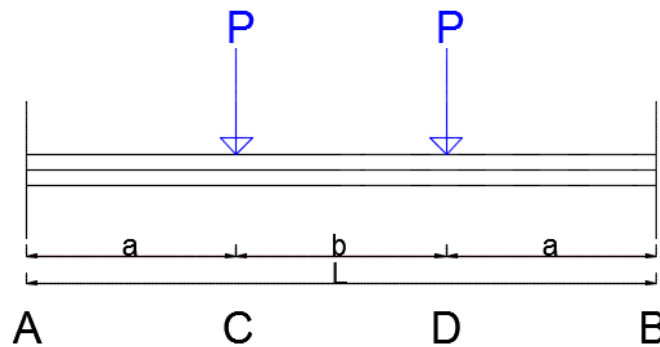


Figura 12: Tipo de carga y apoyos para el Grupo 2.

| Comprobación Deformaciones | | |
|-----------------------------------|---------------|-------------------|
| Def. Máxima | 16.667 | mm |
| Cargas | 11.710 | kN/m |
| E acero | 199947953.000 | kN/m ² |
| Longitud | 6.000 | m |
| Ixx | 0.00005508 | m ⁴ |
| Def. Real | 3.589 | mm |
| OK | | |

Tabla 38: Deflexión obtenida del Grupo 2.



Para el Grupo 3:

Figura 13: Tipo de carga y apoyos para el Grupo 3.

| Comprobación Deformaciones | | |
|-----------------------------------|---------------|-------------------|
| Def. Máxima | 16.667 | mm |
| Cargas | 37.704 | kN |
| E acero | 199947953.000 | kN/m ² |
| Longitud | 6.000 | m |
| Ixx | 0.00007631 | m ⁴ |
| Def. Real | 1.436 | mm |
| OK | | |

Tabla 39: Deflexión obtenida del Grupo 3.

Finalmente, para el grupo 4:

$$\Delta = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24EI} \quad (x = L/2)$$

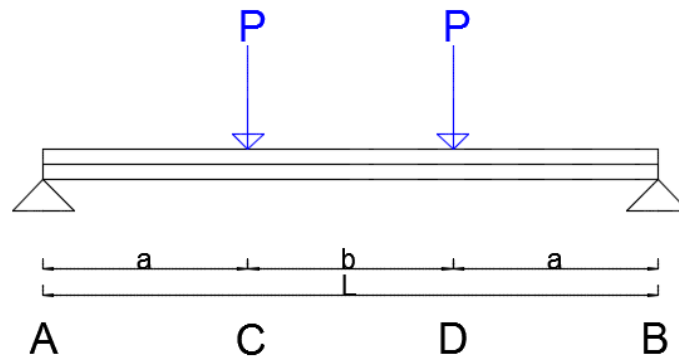


Figura 14: Tipo de carga y apoyos para el Grupo 4.

| Comprobación Deformaciones | | |
|----------------------------|---------------|-------------------|
| Def. Máxima | 16.667 | mm |
| Cargas | 75.409 | kN |
| E acero | 199947953.000 | kN/m ² |
| Longitud | 6.000 | m |
| Ixx | 0.00017504 | m ⁴ |
| Def. Real | 16.519 | mm |
| OK | | |

Tabla 40: Deflexión obtenida del Grupo 4.

Consideración de servicio: Vibraciones:

Para el diseño estructural de edificaciones, en acero, se debe tener en cuenta las vibraciones del piso generados por la actividad humana. La revisión de este fenómeno se lo realizó de acuerdo a AISC DG11, Capítulo 4.

Después de haber investigado en pisos de edificios, de 20 o 30 años de antigüedad, se determinó que las frecuencias naturales de los pisos fluctúan entre 5 y 8 hz. Según AISC DG11, el diseño del piso por vibración se basa por la respuesta dinámica entre vigueta y viga de acero a las fuerzas provocadas por la caminata. Este concepto de diseño consiste, en que un sistema de piso es considerado satisfactorio, cuando la aceleración máxima, del piso (a_p), generada por el caminado, dividido por la aceleración de la gravedad (g), no sobre pasa el límite a_0/g , establecido en la tabla 4.1, de la AISC DG11.

| | Constant Force P_0 | Damping Ratio β | Acceleration Limit $a_0/g \times 100\%$ |
|-------------------------------|-------------------------|--------------------------|--|
| Offices, Residences, Churches | 0.29 kN (65 lb) | 0.02–0.05* | 0.5% |
| Shopping Malls | 0.29 kN (65 lb) | 0.02 | 1.5% |
| Footbridges—Indoor | 0.41 kN (92 lb) | 0.01 | 1.5% |
| Footbridges—Outdoor | 0.41 kN (92 lb) | 0.01 | 5.0% |

* 0.02 for floors with few non-structural components (ceilings, ducts, partitions, etc.) as can occur in open work areas and churches,
0.03 for floors with non-structural components and furnishings, but with only small demountable partitions, typical of many modular office areas,
0.05 for full height partitions between floors.

Figura 15: Valores de parámetros y límite de aceleración.

La proporción a_p/g , está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 e^{-0.35 f_n}}{\beta W}$$

Dónde:

P_0 es una fuerza constante representando la excitación del piso.

β es el coeficiente de amortiguamiento

f_n es la frecuencia natural fundamental de un panel conformado por viguetas, vigas, paneles combinados.

W es el peso efectivo del panel en análisis.

Los dos primeros coeficientes están establecidos en la tabla 41, junto al límite de aceleración.

Por otro lado se deben calcular la frecuencia natural del panel (f_n), y el peso efectivo (W).

Cálculo del peso y ancho efectivo:

Según AISC DG11 el peso efectivo del panel, está dado por la ecuación:

$$W = wBL$$

Dónde:

w es el peso soportado por el panel, por unidad de área.

L es la luz de los elementos.

B es el ancho efectivo.

Para el análisis que se está haciendo, los paneles están compuestos por viguetas y vigas, y por vigas únicamente, como lo muestra la figura 1.

En un primer lugar se hará el análisis del panel compuesto por viguetas y vigas. Por lo tanto, se deber revisar el modo del panel conformado por vigas, e igualmente el modo del panel conformado por viguetas.

Para el modo del panel de viguetas el ancho efectivo está dado por:

$$B_j = C_j [(D_s/D_j)^{1/4}] L_j$$

Dónde:

$C_j = 2.0$ para viguetas en todas las áreas.

=1.0 para viguetas paralelas a un filo interior.

D_s : Momento de inercia de losa transformada por unidad de ancho ($d_e^3/12n$ mm³).

d_e : Altura efectiva de la losa de hormigón.

n : Coeficiente modular dinámico ($E_s/1.35E_c$)

E_s : Módulo de elasticidad del acero.

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón.

D_j : Momento de inercia de vigueta, transformada, por unidad de ancho (I_t/S mm³).

I_t : Momento de inercia efectivo de viga T.

S : Espaciamiento de viguetas.

L_j : Luz de vigueta.

El ancho efectivo del modo del panel de viguetas (B_j), no puede ser superior a $2/3$ del ancho del piso.

Para el modo del panel de vigas el ancho efectivo está dado por:

$$B_g = C_g \left[\left(\frac{D_j}{D_g} \right)^{1/4} \right] L_g$$

Dónde:

$C_g = 1.6$ para vigas, que soporten, por conexiones en los patines, a viguetas.

$= 1.8$ para vigas, que soporten, por conexiones en el alma, a viguetas.

D_g : Momento de inercia de vigueta, transformada, por unidad de ancho (I_g/L_j para todas

las vigas, excepto para vigas en el filo ($2I_g/L_j$).

L_g : Luz de la viga.

Para el modo combinado, el peso equivalente aproximado es:

$$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g$$

Dónde:

Δ_j y Δ_g : Representan la deflexión máxima de las viguetas o vigas, generadas por el peso soportado.

W_j y W_g : Representan los pesos efectivos del panel de viguetas o vigas.

AISC DG11, estipula que en caso que la luz de la viga (L_g) sea inferior al ancho del panel de la vigueta (B_j), el modo combinado es restringido y el sistema es considerado rígido; como consecuencia, se puede reducir la deflexión de la viga:

$$\Delta'_g = \frac{L_g}{B_j} \Delta_g$$

Por consideraciones de cálculo, se debe tener que $0.5 \leq L_g/B_j \leq 1.0$.

Amortiguamiento:

La tabla 41 establece que el coeficiente de amortiguamiento está definido entre 0.02 y 0.05. Se estableció un coeficiente de amortiguamiento de 0.03, de acuerdo al diseño, de la edificación, ya establecido; es decir piso sin componentes estructurales, ni muebles. En el diseño, se estableció, que no existen ningún tipo de divisiones interiores; los únicos muros existentes son exteriores.

Rigidez del piso:

AISC DG11, estipula que para pisos que tengan una frecuencia natural superior a 9 Hz, este debe tener una rigidez mínima bajo una fuerza de 1 kN/mm. De igual manera recomienda un procedimiento para el cálculo de la rigidez del piso.

Para el modo de panel de viguetas sometida a una fuerza concentrada, se debe:

$$\Delta_{jp} = \frac{\Delta_{op}}{N_{eff}}$$

Dónde:

Δ_{op} : Representa la deflexión estática de una viga T (simplemente apoyada), generada por una fuerza de 1kN, utilizando el mismo momento de inercia para el cálculo de la frecuencia.

N_{eff} : El número de vigas o viguetas efectivas. La carga se debe aplicar de tal manera a producir la máxima deflexión posible de la viga T. ($N_{eff} = 0,49 + 34,2 \frac{d_e}{s} + (9 * 10^{-9}) \frac{L_j^4}{I_t}$)

Por otro lado, se tiene que:

$$-0.00059 \left(\frac{L_j}{s} \right)^2 \geq 1.0 ; \quad 0.018 \leq \frac{d_e}{s} \leq 0.208 ; \quad 4.5 * 10^6 \leq \frac{L_j^4}{I_t} \leq 257 * 10^6 ;$$

$$2 \leq \frac{L_j}{s} \leq 30$$

De manera que la deflexión total del piso es:

$$\Delta_p = \frac{\Delta_{jP} + \Delta_{gP}}{2}$$

Las deflexiones Δ_{gP} y Δ_{op} son estimadas de la siguiente manera:

$$\Delta = \frac{P_1 L^3}{48 E I_t}$$

Para comprobar las vibraciones en el piso, se debió analizar cuatro casos separadamente:

1. Panel interior conformado por elementos del Grupo 1, con elementos del Grupo 3.
2. Panel exterior conformado por elementos del Grupo 2, con elementos del Grupo 3.
3. Panel exterior conformado por elementos del Grupo 3, con elementos del Grupo 4.

En primer lugar, se hará el primer análisis:

| Modo Vigas Grupo 1 | | | |
|---------------------------|------------|-----------------|---------------|
| n | 5.9553367 | | |
| Area viga | 5392 | mm ² | |
| d | 394 | mm | |
| Ix | 131285509 | mm ⁴ | |
| P.N | 41.60 | mm | |
| I del bloque | 441199782 | mm ⁴ | |
| Longitud viga | 6 | m | |
| Carga aplicada | 12.56813 | kN/m | |
| Deflexión | 2.40415351 | mm | |
| frecuencia fundamental | 11.4957511 | Hz | |
| Ds | 6142.61 | mm ³ | |
| Dj | 220599.891 | mm ³ | |
| Cj | 2 | | |
| Bj (ancho col) | 4.90194264 | m | CUMPLE |
| Wj | 277.237136 | kN | |

Tabla 41: Tabla correspondiente al modo de los elementos del Grupo 1.

| Modo Vigas Grupo 3 | | | |
|---------------------------|------------|-----------------|-------------|
| n | 5.9553367 | | |
| Area viga | 7900 | mm ² | |
| d | 450 | mm | |
| Ix | 255825833 | mm ⁴ | |
| P.N | 71.62 | mm | |
| I del bloque | 749310846 | mm ⁴ | |
| Longitud viga | 6 | m | |
| Carga aplicada | 38.32454 | kN/m | |
| Deflexión | 4.31659945 | mm | |
| frecuencia fundamental | 8.57921545 | Hz | |
| Dg | 124885.141 | mm ³ | |
| Cg | 1.8 | | |
| Bg (ancho col) | 12.4508037 | m | FAIL |
| Bg final(ancho col) | 12 | m | |
| Wg | 459.89448 | kN | |

Tabla 42: Tabla correspondiente al modo de los elementos del Grupo 3.

Por lo tanto el modo combinado del panel, se obtiene:

| Propiedades modo combinado | | | |
|-----------------------------------|------------|----|---------------|
| Deformacion | 7.35119514 | mm | |
| frecuencia fund. | 5.70685781 | Hz | |
| Carga | 414.38266 | kN | |
| β | 0.03 | | |
| βW | 12.4314798 | | |
| Evaluación | | | |
| Po | 0.29 | kN | |
| ap/g | 0.31653029 | % | CUMPLE |

Tabla 43: Tabla correspondiente al modo combinado del grupo 1 y 3.

En la tabla 43, se puede ver que la proporción entre la aceleración del piso, con la aceleración de la gravedad es del 0.25%. Por lo tanto se considera que el piso es efectivo.

Sin embargo, hay que revisar el resto de paneles descritos anteriormente, para poder confirmar tal cosa.

Para el segundo análisis:

| Modo Vigas Grupo 2 | | | |
|---------------------------|------------|-----------------|-------------|
| n | 5.9553367 | | |
| Area viga | 4272 | mm ² | |
| d | 274 | mm | |
| Ix | 55077456 | mm ⁴ | |
| P.N | 18.40 | mm | |
| I del bloque | 214537647 | mm ⁴ | |
| Longitud viga | 6 | m | |
| Carga aplicada | 38.039742 | kN/m | |
| Deflexión | 14.9644537 | mm | |
| frecuencia fundamental | 4.60774053 | Hz | |
| Dg | 35756.2745 | mm ³ | |
| Cg | 1.8 | | |
| Bg (ancho col) | 17.0210761 | m | FAIL |
| Bg final(ancho col) | 12 | m | |
| Wg | 456.476904 | kN | |

Tabla 44: Tabla correspondiente al modo de los elementos del Grupo 2.

| Propiedades modo combinado | | | |
|-----------------------------------|------------|----|---------------|
| Deformación | 7.48222687 | mm | |
| frecuencia fundamental | 4.13173757 | Hz | |
| Carga | 456.56703 | kN | |
| β | 0.03 | | |
| βW | 13.6970109 | | |
| Evaluación | | | |
| Po | 0.29 | kN | |
| ap/g | 0.49858064 | % | CUMPLE |

Tabla 45: Tabla correspondiente al modo combinado del grupo 2 y 3.

En la tabla 4, se puede ver que la proporción entre la aceleración del piso, con la aceleración de la gravedad es del 0.4986%. Por lo tanto se considera que el piso es efectivo. Finalmente, para el último análisis, se obtiene:

| Modo Vigas Grupo 4 | | | |
|---------------------------|-------------|-----------------|-------------|
| n | 5.955336697 | | |
| Area viga | 4432 | mm ² | |
| d | 334 | mm | |
| Ix | 76313349.33 | mm ⁴ | |
| P.N | 25.95 | mm | |
| I del bloque | 288574245.7 | mm ⁴ | |
| Longitud viga | 6 | m | |
| Carga aplicada | 38.05230199 | kN/m | |
| Deflexión | 11.12884733 | mm | |
| frecuencia fund. | 5.343100674 | Hz | |
| Dg | 48095.70761 | mm ³ | |
| Cg | 1.8 | | |
| Bg (ancho col) | 15.80514553 | m | FAIL |
| Bg final(ancho col) | 12 | m | |
| Wg | 456.6276239 | kN | |

Tabla 46: Tabla correspondiente al modo de los elementos del Grupo 4.

| Propiedades modo combinado | | | |
|-----------------------------------|-------------|----|---------------|
| Deformación | 13.62175955 | mm | |
| frecuencia fundamental | 4.452532093 | Hz | |
| Carga | 429.716067 | kN | |
| β | 0.03 | | |
| βW | 12.89148201 | | |
| Evaluación | | | |
| Po | 0.29 | kN | |
| ap/g | 0.473474517 | % | CUMPLE |

Tabla 47: Tabla correspondiente al modo combinado del grupo 3 y 4.

En las tablas 43, 45 y 47, se puede observar, que la proporción entre la aceleración del piso, con la aceleración de la gravedad es, en todos los casos, inferior a 0.5%. Por lo tanto, se puede decir que el piso en su totalidad es satisfactorio.

Diseño columnas:

En la figura 1, se puede ver que las columnas tienen una separación de 6 metros entre sí, en cada dirección. Para el diseño de ellas, se debe tener en cuenta dos fenómenos producido por las cargas gravitacionales, vistas en el Capítulo 1. El primero es el pandeo

global del elemento, el cual está controlado por la longitud efectiva; el segundo es el pandeo local, sea del patín como del alma, los cuales están controlados por el factor de esbeltez local. Las columnas, al igual que para las vigas, serán prefabricadas en taller, en acero ASTM A572 Gr50; es decir, con las mismas propiedades físicas que las vigas.

Como se lo dijo anteriormente, en este estudio, se realizará el diseño de tres edificios, de cuatro, ocho, y doce pisos. Por este motivo se decidió que solo habrá cambio de sección cada cuatro pisos. Las cargas aplicadas y la geometría en planta son las mismas.

Edificio 4 pisos:

Pre dimensionamiento de Columnas:

En las edificaciones, se pueden separar en tres tipos diferentes las columnas, en internas, esquineras y las que se encuentran en el filo (externas). Se puede hacer esa división, debido a la carga que estás soportan, la cual está definida por el ancho efectivo que corresponde a cada una. El método utilizado para determinar las dimensiones de las columnas, es el mismo ya utilizado y descrito en el capítulo anterior, para las vigas.

El Ing. Marcelo Guerra explica, que una ayuda para el pre dimensionamiento de columnas es definir una relación de esbeltez (2013). Esta relación determina el comportamiento del elemento; es decir, si este se comporta de manera inelástica, o por lo contrario de forma elástica. Cuando la columna obedece a un comportamiento inelástico, se debe tener la siguiente relación:

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{E/f_y}$$

Dónde:

E: Módulo de elasticidad del acero.

Fy: Esfuerzo de fluencia del acero Gr50.

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la columna

r: Radio de giro de la columna ($r_x = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}}$; $r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$).

I: Momento de Inercia con respecto al eje “x” o “y”.

Caso contrario, esta tendrá un comportamiento elástico. Sin embargo, existe un límite máximo para la relación de esbeltez, determinado por el estado límite de servicio:

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

La longitud de las columnas es de 3,5 metros, por lo que se podría asumir una relación de 75. Una vez definido esto, con la ayuda de la tabla 4-22 de AISC Steel Construction Manual (ver Anexo 4), se puede determinar el esfuerzo crítico máximo del elemento (ϕF_{cr}), según el tipo de acero, y el área requerida:

$$A_{req} = \frac{P}{\phi F_{cr} / \phi}$$

Dónde:

P: Carga axial última.

ϕF_{cr} : Esfuerzo admisible de compresión (obtenido de la tabla 4-22 de AISC Steel Construction Manual).

A_{req} : Área aproximada requerida.

Para el diseño de elementos sometidos a esfuerzos de compresión, se debe tener en cuenta ciertos tipos de fallas: pandeo lateral, pandeo por torsión, pandeo lateral torsional, pandeo local del patín, y pandeo local del alma. Los elementos que se utilizan, son elementos I doblemente simétricos; los cuales solo fallan por pandeo global, pandeo local del patín, o pandeo local del alma. La falla por pandeo global está dada por el esfuerzo de Euler:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

Dónde:

E: Módulo de elasticidad del acero.

L: Longitud de la columna.

r: Radio de giro de la columna.

Sin embargo, dependiendo de las dimensiones de los diferentes componentes de la columna (patín, alma), primero falla por pandeo local. Por este motivo, se hace el diseño en un primer lugar garantizando que no se genere la falla por pandeo local, sino por pandeo global. Los límites establecidos, en los cuales se genera el pandeo local son:

$$\lambda_{rf} = 0.56 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; \quad \lambda_{rw} = 1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Dónde:

λ_{rf} : Límite a partir el cual se presenta la falla por pandeo local en el patín.

λ_{rw} : Límite a partir el cual se presenta la falla por pandeo local en el alma.

E: Módulo de elasticidad del acero.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero Gr50.

Para evitar el pandeo local se debe cumplir las siguientes condiciones:

$$\lambda_f \leq \lambda_{rf} ; \quad \lambda_w \leq \lambda_{rw}; \text{ Tal que: } \lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} ; \quad \lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

Dónde:

λ_f : Factor de esbeltez local del patín.

λ_w : Factor de esbeltez local del alma.

b_f : Longitud del patín.

t_f : Espesor del patín.

h: altura del perfil.

t_w : Espesor del alma.

El diseño de dichos elementos se hizo individualmente para cada tipo de columna.

Columnas internas:

| COLUMNAS INTERNAS | | |
|--------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Carga piso | 6.78 | kN/m ² |
| Carga cubierta | 5.45 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6.00 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6.00 | m |
| Area efectiva | 36.00 | m ² |
| n° pisos | 3.00 | |
| Cubierta | 1.00 | |
| Carga final | 936.73 | kN |
| Long. Columna | 3.50 | m |
| Esbeltez fijada | 75.00 | inelastico |
| Fcr para acero Grado 50 | 228293.07 | kN/m ² |
| Area requerida | 0.0041 | m ² |

Tabla 48: Datos generales correspondientes a las columnas internas.

Al igual que para el pre diseño de las vigas se asume la relación $t_f \geq t_w$. Una vez establecidos arbitrariamente los espesores, de acuerdo a los límites del pandeo local de cada elemento del perfil, se puede estimar una longitud máxima de dichos elementos. Las propiedades físicas de los perfiles, al igual de que en el Capítulo 2, se las determinó por el teorema de ejes paralelos.

Las dimensiones obtenidas para las columnas internas fueron:

| Asumir $t_f \geq t_w$ | | |
|-----------------------|----------|-----------------|
| λ_{rf} | 13.49 | |
| λ_{rw} | 35.88 | |
| t_f | 10 | mm |
| t_w | 8 | mm |
| b_{fmax} | 269.73 | mm |
| b_f asumido | 200.00 | mm |
| d | 230 | mm |
| h_{max} | 287.07 | mm |
| h asumido | 250 | mm |
| Area | 5840 | mm ² |
| I_{xx} | 65744667 | mm ⁴ |
| I_{yy} | 13343147 | mm ⁴ |

Tabla 49: Dimensiones de columna interna, y momentos de inercia.

Se realizó el mismo procedimiento para determinar las dimensiones correspondientes a las columnas esquineras, y a las columnas ubicadas en los fillos.

Columna Esquinera:

| COLUMNAS ESQUINERAS | | |
|------------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953 | kN/m ² |
| F_y | 344738 | kN/m ² |
| Carga piso | 6.78 | kN/m ² |
| Carga cubierta | 5.45 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6 | m |
| Area efectiva | 9 | m ² |
| n° pisos | 3 | |
| Cubierta | 1 | |
| Carga final | 334.02 | kN |
| Long. Columna | 3.5 | m |
| Esbeltez fijada | 75.00 | inelastico |
| F_{cr} para acero Grado 50 | 228293.07 | kN/m ² |
| Area requerida | 0.0015 | m ² |

Tabla 50: Datos general correspondientes a las columnas esquineras.

Las dimensiones obtenidas para las columnas internas fueron:

| Asumir $t_f \geq t_w$ (sección compacta) | | |
|--|----------|-----------------|
| λ_{rf} | 13.49 | |
| λ_{rw} | 35.88 | |
| t_f | 8 | mm |
| t_w | 6 | mm |
| b_{fmax} | 215.79 | mm |
| b_f asumido | 160.00 | mm |
| d | 194 | mm |
| h_{max} | 215.30 | mm |
| h asumido | 210 | mm |
| Area | 3724 | mm ² |
| I_{xx} | 29778905 | mm ⁴ |
| I_{yy} | 5464825 | mm ⁴ |

Tabla 51: Dimensiones de columna esquinera, y momentos de inercia.

Las columnas externas, debido a las cargas sísmicas, se tuvieron que diseñar en base a otros requerimientos.

Diseño de elementos sometidos a compresión:

Resistencia nominal de la columna:

De manera general, una vez obtenidas las dimensiones, se debe realizar el análisis, en el cual se determina si su capacidad portante es suficiente a la demanda generada. En este caso, de acuerdo a AISC Specifications, capítulo E, se debe cumplir la siguiente condición:

$$R_u \leq \phi R_n ; \quad \phi = 0,9$$

La resistencia nominal, está dada por:

$$R_n = F_{cr} A$$

Dónde:

R_u : Carga última.

F_{cr} : Esfuerzo crítico.

A: Área de la sección transversal del elemento.

En la sección de pre dimensionamiento, se mencionó que las columnas tienen dos tipos de comportamientos, y cuáles eran los límites de estos mismos. Sin embargo, el esfuerzo crítico del elemento según el tipo de comportamiento es diferente, y obedece a las siguientes ecuaciones:

- Si el comportamiento es inelástico ($KL/r \leq 4.71 \sqrt{E/F_y}$):

$$F_{cr} = (0.658 \left(\frac{F_y}{F_e} \right)) F_y$$

- Si el comportamiento es elástico ($4.71 \sqrt{E/F_y} \leq KL/r$):

$$F_{cr} = (0.877) F_e$$

Dónde:

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

F_e : Esfuerzo de Euler. ($F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$)

E: Módulo de elasticidad del acero.

Determinación del factor de longitud efectiva (K):

El factor de longitud efectiva (K) depende directamente del tipo de apoyos, y/o conexiones, que tenga la columna en sus extremidades. Este factor se determinó a partir de nomogramas establecidos por AISC Steel Construction Manual, Apéndice 7. En dicho apéndice se encuentran dos tipos de nomogramas, uno para pórticos con arriostramiento, y otro para pórticos a momento. Para este caso, se utilizó el nomograma correspondiente a pórticos a momentos. El análisis de resistencia a compresión, de las columnas, se debe hacer en dos partes del edificio; es decir en la columna del primer piso, y la columna del segundo piso. Se debe hacer en estas dos partes, ya que las condiciones de apoyo, y/o

conexión no son las mismas; por lo tanto, tienen un comportamiento diferente. De igual manera, se debe verificar el pandeo global de la columna con respecto a sus dos ejes, fuerte y débil.

Para poder utilizar los nomogramas se deben determinar los factores G_A y G_B , los cuales están definidos por la ecuación:

$$G_{A,B} = \frac{\sum(I_c/L_c)E}{\sum(I_v/L_v)E}$$

Dónde:

I_c : Momento de Inercia correspondiente a las columnas superior e inferior del punto de análisis, con respecto al eje que se esté realizando este mismo.

L_c : Longitud de las columnas superior e inferior del punto de análisis.

I_v : Momento de Inercia correspondiente a las vigas que se conectan al punto de análisis, en el sentido que se analice el pandeo global.

L_v : Longitud de las columnas superior e inferior del punto de análisis.

Los factores G_A y G_B corresponden a los tipos de apoyos y/o conexiones que tienen las columnas en sus extremidades. En el caso, de que el elemento está conectado a una columna, sea en su extremidad inferior o superior, y a vigas, el factor se calcula de acuerdo a lo estipulado anteriormente. Sin embargo, las columnas ubicadas en el primer piso, no están conectadas a ningún otro elemento, sino directamente al piso, por lo tanto, no se puede calcular dicho factor de la misma manera. En este caso, AISC Steel Construction Manual, Apéndice 7, estipula que el factor G_A o G_B depende del apoyo que tenga el elemento en el piso; es decir, si este apoyo es considerado una articulación, el valor de G_A o G_B es de 10, pero si el apoyo es considerado rígido, empotrado, el valor de G_A o G_B es de 1.

El análisis de las columnas se hizo individualmente para cada tipo de columna, en un primer lugar las que se encuentran en el primer piso, después las que están en el segundo, finalmente siendo el caso en la zona de cambio de sección.

Columnas internas:

| COLUMNAS INTERNAS | | |
|--------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953 | kN/m ² |
| Fy | 344738 | kN/m ² |
| Carga Piso | 6.78 | kN/m ² |
| Carga Cubierta | 5.45 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6 | m |
| Area tributante | 36 | m ² |
| n° pisos | 3 | |
| Cubierta | 1 | |
| Carga final | 936.73 | kN |
| Carga 2do Piso | 688.65 | kN |
| Long. Columna | 3.5 | m |
| Φ | 0.9 | |

Tabla 52: Cargas ejercidas en 1er y 2do piso en columnas internas.

Los resultados correspondientes al análisis para las columnas internas, ubicadas en el 1er piso fueron los siguientes:

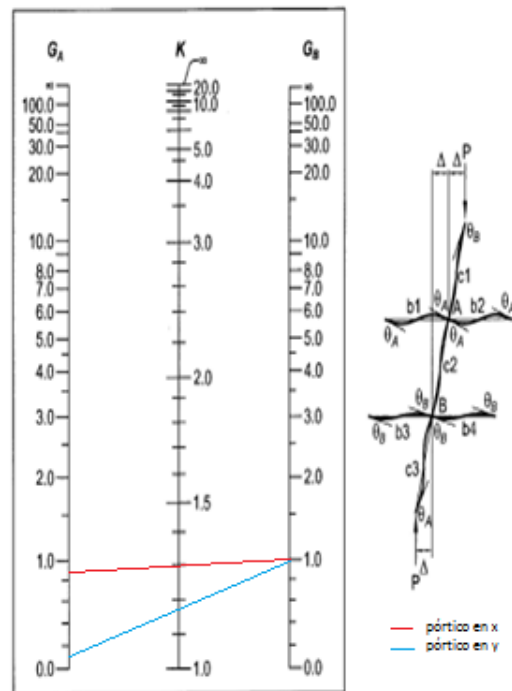


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideways—uninhibited (moment frame).

Gráfico 4: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columna interna de 1er piso.

Una vez obtenido los factores de longitud efectiva correspondientes a cada eje, las resistencias nominales fueron:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 1er PISO</i> | | |
|-----------------------------------|-----------|-------------------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 0.86 | |
| Gb (Inferior) | 1.00 | |
| K | 1.27 | |
| Esbeltez)x | 41.89 | |
| Esbeltez)y | 92.99 | |
| Fe | 228201.55 | kN/m ² |
| Fcr | 183184.11 | kN/m ² |
| Rn | 1069.80 | kN |
| ΦRn | 962.82 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 0.13 | |
| Gb (Inferior) | 1.00 | |
| K | 1.17 | |
| Esbeltez)x | 38.59 | |
| Esbeltez)y | 85.67 | |
| Fe | 268877.41 | kN/m ² |
| Fcr | 201571.69 | kN/m ² |
| Rn | 1177.18 | kN |
| ΦRn | 1059.46 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 53: Resistencia nominal en columna interna de 1er piso.

Los resultados correspondientes al análisis para las columnas internas, ubicadas en el 2do piso fueron los siguientes:

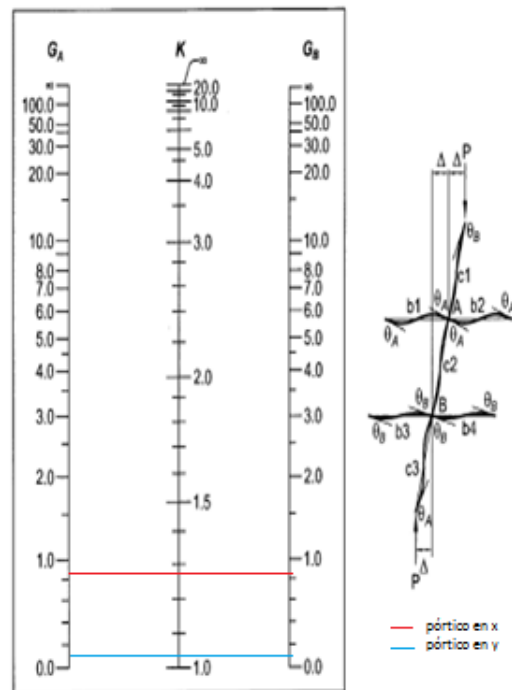


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideways—uninhibited (moment frame).

Gráfico 5: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columna interna de 2do piso.

De acuerdo a la figura 17, se puede observar, que se obtuvieron valores diferentes de “ K ”. Esta diferencia radica en el hecho del tipo de conexión que tiene la columna en sus extremidades, como se lo mencionó anteriormente. Este elemento, está conectado tanto en su extremidad inferior, como superior, por otra columna, al igual que por vigas. Por lo tanto los valores de G_A y G_B son diferentes, que para la columna del 1er piso. Otro aspecto particular que se muestra en la figura 18, es que los valores de G_A y G_B son iguales. Esto se debe a una continuidad de la sección, de la columna, a lo alto del edificio, al igual que a la constancia de las alturas de los pisos. Por lo tanto, para estos valores de “ K ”, la resistencia nominal fue:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 2do PISO</i> | | |
|-----------------------------------|-----------|-------------------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 0.86 | |
| Gb (Inferior) | 0.86 | |
| K | 1.23 | |
| Esbeltez)x | 40.57 | |
| Esbeltez)y | 90.06 | |
| Fe | 243285.27 | kN/m ² |
| Fcr | 190507.95 | kN/m ² |
| Rn | 1112.57 | kN |
| ΦR_n | 1001.31 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 0.13 | |
| Gb (Inferior) | 0.13 | |
| K | 1.02 | |
| Esbeltez)x | 33.65 | |
| Esbeltez)y | 74.69 | |
| Fe | 353773.82 | kN/m ² |
| Fcr | 229275.51 | kN/m ² |
| Rn | 1338.97 | kN |
| ΦR_n | 1205.07 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 54: Resistencia nominal en columna interna de 2do piso.

Al comparar las resistencias nominales de cada caso, con la resistencia exigida correspondiente, se puede observar que la columna ubicada en el 1er piso es quien condiciona el diseño.

Columnas esquineras:

| COLUMNAS ESQUINERAS | | |
|------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953 | kN/m ² |
| Fy | 344738 | kN/m ² |
| Carga Piso | 6.78 | kN/m ² |
| Carga Cubierta | 5.45 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6 | m |
| Area tributante | 9 | m ² |
| n° pisos | 3 | |
| Cubierta | 1 | |
| Carga final | 334.02 | kN |
| Carga 2do Piso | 238.77 | kN |
| Long. Columna | 3.5 | m |
| Φ | 0.9 | |

Tabla 55: Cargas ejercidas en 1er y 2do piso en columnas esquineras.

Los resultados correspondientes al análisis para las columnas internas, ubicadas en el 1er piso fueron los siguientes:

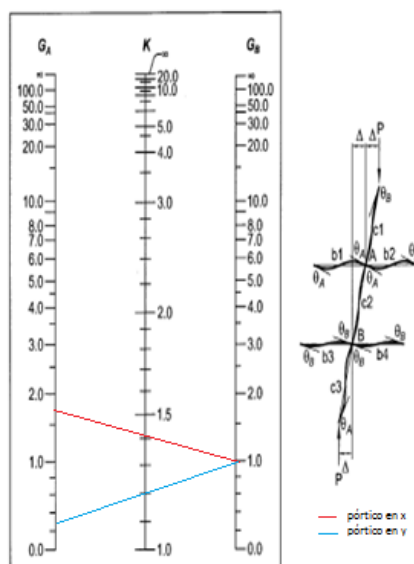


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideway-uninhibited (moment frame).

Gráfico 6: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columna esquinera de 1er piso.

Una vez obtenido los factores de longitud efectiva correspondientes a cada eje, las resistencias nominales fueron:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 1er PISO</i> | | |
|-----------------------------------|-----------|-------------------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 1.85 | |
| Gb (Inferior) | 1.00 | |
| K | 1.40 | |
| Esbeltez)x | 54.80 | |
| Esbeltez)y | 127.91 | |
| Fe | 120612.18 | kN/m ² |
| Fcr | 105776.88 | kN/m ² |
| Rn | 393.91 | kN |
| ΦRn | 354.52 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 0.25 | |
| Gb (Inferior) | 1.00 | |
| K | 1.20 | |
| Esbeltez)x | 46.97 | |
| Esbeltez)y | 109.64 | |
| Fe | 164166.58 | kN/m ² |
| Fcr | 143145.13 | kN/m ² |
| Rn | 533.07 | kN |
| ΦRn | 479.77 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 56: Resistencia nominal en columna esquinera de 1er piso.

Los resultados correspondientes al análisis para las columnas esquineras, ubicadas en el 2do piso fueron los siguientes:

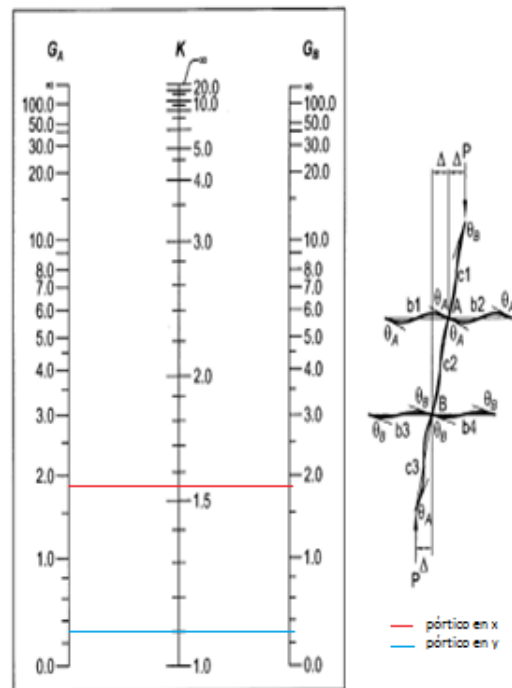


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideways—uninhibited (moment frame).

Gráfico 7: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columna esquinera de 2do piso.

Una vez obtenido los factores de longitud efectiva correspondientes a cada eje, las resistencias nominales fueron:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 2do PISO</i> | | |
|-----------------------------------|-----------|-------------------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 1.85 | |
| Gb (Inferior) | 1.85 | |
| K | 1.55 | |
| Esbeltez)x | 51.13 | |
| Esbeltez)y | 113.50 | |
| Fe | 153201.37 | kN/m ² |
| Fcr | 134357.60 | kN/m ² |
| Rn | 500.35 | kN |
| ΦRn | 450.31 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 0.25 | |
| Gb (Inferior) | 0.25 | |
| K | 1.10 | |
| Esbeltez)x | 43.05 | |
| Esbeltez)y | 100.50 | |
| Fe | 195371.79 | kN/m ² |
| Fcr | 164719.32 | kN/m ² |
| Rn | 961.96 | kN |
| ΦRn | 865.76 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 57: Resistencia nominal en columna esquinera de 2do piso.

Al igual que en las columnas internas, para las columnas ubicadas en las esquinas, el diseño está condicionado por la columna del 1er piso.

Edificio 8 pisos:

Anteriormente se mencionó que por cuestiones de diseño, se decidió que se realizaría un cambio de sección en las columnas cada 4 pisos. Por lo tanto, en el diseño del edificio de 8 pisos constan 2 secciones de columnas. Por cuestiones de geometría, y de uso, de la edificación, las cargas aplicadas en cada tipo de columnas son las mismas para el edificio de 8 pisos y de 4 pisos. Esto quiere decir, que las columnas diseñadas para el edificio de cuatro pisos, se pueden utilizar en el de 8 pisos. Estas columnas corresponderían a las columnas ubicadas a partir del 5to piso, es decir la mitad superior del

edificio. Por lo tanto solo es necesario diseñar las columnas ubicadas en la mitad inferior, es decir del 1er piso al 4to. Los criterios de diseño son los mismos que para el edificio de 4 pisos.

Pre dimensionamiento de Columnas:

Columnas Internas:

| COLUMNAS INTERNAS | | |
|-------------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953 | kN/m ² |
| Fy | 344738 | kN/m ² |
| Carga Piso | 6.78 | kN/m ² |
| Carga Cubierta | 5.45 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6 | m |
| Area tributante | 36 | m ² |
| n° pisos 1a Secc. | 3 | u |
| n° pisos 2a Secc. | 4 | u |
| Cubierta | 1.00 | u |
| Carga Piso 8-4 | 936.73 | kN |
| Carga Piso 4-1 | 989.67 | kN |
| Carga total | 1926.40 | kN |
| Long. Columna | 3.50 | m |
| Esbeltez fijada | 75.00 | |
| Resistencia máx. a compresion | 228293.07 | kN/m ² |
| Area req | 0.0084 | m ² |

Tabla 58: Datos generales de columnas internas, edificación 8 pisos.

Las dimensiones obtenidas aproximadas son:

| Asumir $t_f \geq t_w$ (sección compacta) | | |
|--|-----------|-----------------|
| Limite esbel. Pat | 13.49 | |
| Limite esbel. Alm | 35.88 | |
| t_f | 12 | mm |
| t_w | 10 | mm |
| b_{fmax} | 323.68 | mm |
| b_f asumido | 280.00 | mm |
| d | 296 | mm |
| h_{max} | 358.84 | mm |
| h asumido | 320 | mm |
| N° almas | 4.122 | u |
| Area | 9680 | mm ² |
| I_{xx} | 181064107 | mm ⁴ |
| I_{yy} | 43928667 | mm ⁴ |

Tabla 59: Dimensiones y momentos de inercia, correspondientes a columnas internas.

Columnas Esquineras:

| COLUMNAS ESQUINERAS | | |
|-------------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953 | kN/m ² |
| F_y | 344738 | kN/m ² |
| Carga Piso | 6.78 | kN/m ² |
| Carga Cubierta | 5.45 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6 | m |
| Area tributante | 9 | m ² |
| n° pisos 1a Secc. | 3 | u |
| n° pisos 2a Secc. | 4 | u |
| Cubierta | 1.00 | u |
| Carga Piso 8-4 | 334.02 | kN |
| Carga Piso 4-1 | 385.39 | kN |
| Carga total | 719.41 | kN |
| Long. Columna | 3.50 | m |
| Esbeltez fijada | 75.00 | |
| Resistencia máx. a compresion | 228293.07 | kN/m ² |
| Area req | 0.0032 | m ² |

Tabla 60: Datos generales de columnas esquineras, edificación 8 pisos.

Las dimensiones obtenidas aproximadas son:

| Asumir $t_f \geq t_w$ (sección compacta) | | |
|--|-----------|-----------------|
| Limite esbel. Pat | 13.49 | |
| Limite esbel. Alm | 35.88 | |
| t_f | 12 | mm |
| t_w | 8 | mm |
| b_{fmax} | 323.68 | mm |
| b_f asumido | 260.00 | mm |
| d | 256 | mm |
| h_{max} | 287.07 | mm |
| h asumido | 280 | mm |
| N° almas | 4.766 | u |
| Area | 8288 | mm ² |
| I_{xx} | 123305131 | mm ⁴ |
| I_{yy} | 35162923 | mm ⁴ |

Tabla 61: Dimensiones y momentos de inercia, correspondientes a columnas esquineras.

Diseno de columnas:

Como para la edificación de 4 pisos, una vez obtenidas las dimensiones y sus propiedades físicas, se debe revisar la resistencia nominal de cada elemento, teniendo en cuenta el pandeo global. Adicionalmente, se debe verificar la resistencia nominal, donde existe el cambio de sección, es decir en la columna ubicada en el 5to piso.

Columnas internas:

| COLUMNAS INTERNAS | | |
|--------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953 | kN/m ² |
| Fy | 344738 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6 | m |
| Area tributante | 36 | m ² |
| Carga 1er Piso | 1926.40 | kN |
| Carga 2do Piso | 1678.98 | kN |
| Carga 5to Piso | 936.73 | kN |
| Long. Columna | 3.5 | m |
| Φ | 0.9 | |

Tabla 62: Cargas ejercidas en los elementos de análisis, en columnas internas.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas internas, ubicadas en el 1er piso fueron los siguientes:

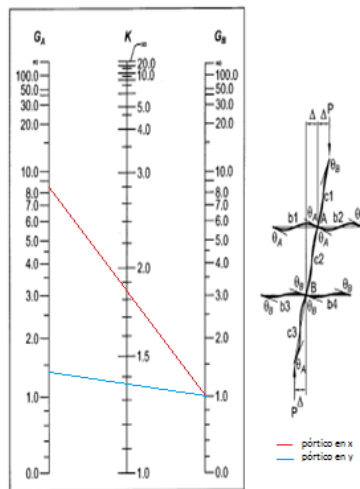


Fig. CA-72. Alignment chart sideway-uninhibited (moment frame).

Gráfico 12: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columna interna de 1er piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “K” obtenidos de la figura 23 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 1er PISO</i> | | |
|---|-----------|-------------------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 8.42 | |
| Gb (Inferior) | 1.00 | |
| K | 1.90 | |
| Esbeltez)x | 47.83 | |
| Esbeltez)y | 91.97 | |
| Fe | 233311.79 | kN/m ² |
| Fcr | 185738.70 | kN/m ² |
| Rn | 2600.34 | kN |
| ΦRn | 2340.31 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga | 1.43 | |
| Gb | 1.00 | |
| K | 1.30 | |
| Esbeltez)x | 32.72 | |
| Esbeltez)y | 62.93 | |
| Fe | 498376.07 | kN/m ² |
| Fcr | 258078.46 | kN/m ² |
| Rn | 3613.10 | kN |
| ΦRn | 3251.79 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 63: Resistencia nominal obtenida para las columnas internas, en 1er piso.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas internas, ubicadas en el 2do piso fueron los siguientes:

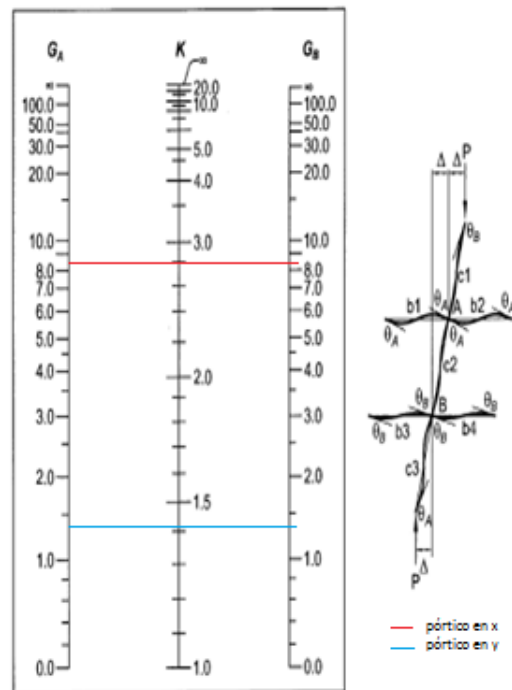


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideways—uninhibited (moment frame).

Gráfico 13: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columna interna de 2do piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “K” obtenidos de la figura 23 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 2do PISO</i> | | |
|---|-----------|-------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 8.42 | |
| Gb (Inferior) | 8.42 | |
| K | 2.80 | |
| Esbeltez)x | 70.48 | |
| Esbeltez)y | 135.53 | |
| Fe | 107430.56 | kN/m2 |
| Fcr | 94216.60 | kN/m2 |
| Rn | 1319.03 | kN |
| ΦRn | 1187.13 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 1.43 | |
| Gb (Inferior) | 1.43 | |
| K | 1.40 | |
| Esbeltez)x | 35.24 | |
| Esbeltez)y | 67.77 | |
| Fe | 429722.23 | kN/m2 |
| Fcr | 246412.97 | kN/m2 |
| Rn | 3449.78 | kN |
| ΦRn | 3104.80 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 64: Resistencia nominal obtenida para las columnas internas, en 2do piso.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas internas, ubicadas en el 5to piso fueron los siguientes:

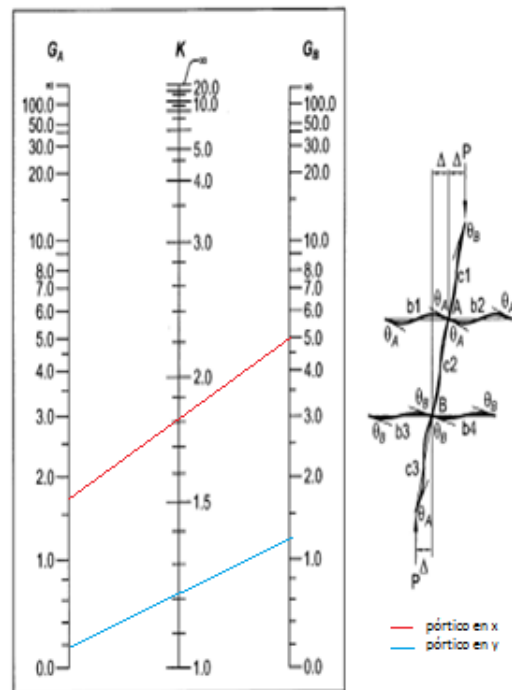


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideways—uninhibited (moment frame).

Gráfico 14: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columna interna de 5to piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “K” obtenidos de la figura 23 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS CAMBIO SECCIÓN</i> | | |
|---------------------------------------|-----------|-------------------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 1.69 | |
| Gb (Inferior) | 5.06 | |
| K | 1.80 | |
| Esbeltez)x | 45.31 | |
| Esbeltez)y | 87.13 | |
| Fe | 259955.42 | kN/m ² |
| Fcr | 197893.10 | kN/m ² |
| Rn | 2770.50 | kN |
| ΦRn | 2493.45 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga | 0.19 | |
| Gb | 1.29 | |
| K | 1.25 | |
| Esbeltez)x | 31.46 | |
| Esbeltez)y | 60.51 | |
| Fe | 539043.56 | kN/m ² |
| Fcr | 263777.56 | kN/m ² |
| Rn | 3692.89 | kN |
| ΦRn | 3323.60 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 65: Resistencia nominal obtenida para las columnas internas, en 5to piso.

Al comparar las resistencias nominales de cada caso, con la resistencia exigida correspondiente, se puede observar que la columna ubicada en el 1er piso es quien condiciona el diseño.

Columnas esquineras:

| COLUMNAS ESQUINERAS | | |
|------------------------|---------------|-------------------|
| E | 19947953 | kN/m ² |
| Fy | 344738 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6 | m |
| Area tributante | 9 | m ² |
| Carga 1er Piso | 719.41 | kN |
| Carga 2do Piso | 623.07 | kN |
| Carga 5to Piso | 334.02 | kN |
| Long. Columna | 3.5 | m |
| Φ | 0.9 | |

Tabla 66: Cargas ejercidas en los elementos de análisis, en columnas esquineras.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas esquineras, ubicadas en el 1er piso fueron los siguientes:

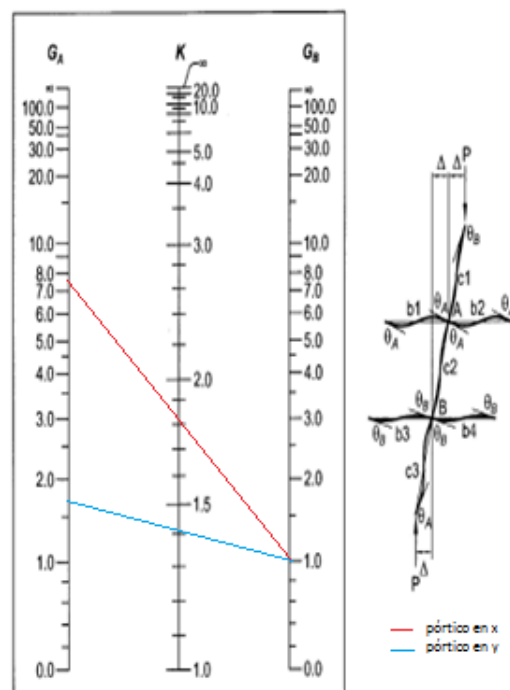


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideway—uninhibited (moment frame).

Gráfico 15: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columna esquinera de 1er piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “ K ” obtenidos de la figura 27 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 1er PISO</i> | | |
|-----------------------------------|-----------|-------------------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 7.68 | |
| Gb (Inferior) | 1.00 | |
| K | 1.80 | |
| Esbeltez)x | 51.65 | |
| Esbeltez)y | 96.72 | |
| Fe | 210945.78 | kN/m ² |
| Fcr | 173950.18 | kN/m ² |
| Rn | 1441.70 | kN |
| ΦRn | 1297.53 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga | 1.58 | |
| Gb | 1.00 | |
| K | 1.41 | |
| Esbeltez)x | 40.46 | |
| Esbeltez)y | 75.77 | |
| Fe | 343777.63 | kN/m ² |
| Fcr | 226572.47 | kN/m ² |
| Rn | 1877.83 | kN |
| ΦRn | 1690.05 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 67: Resistencia nominal obtenida para las columnas esquineras, en 1er piso.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas esquineras, ubicadas en el 2do piso fueron los siguientes:

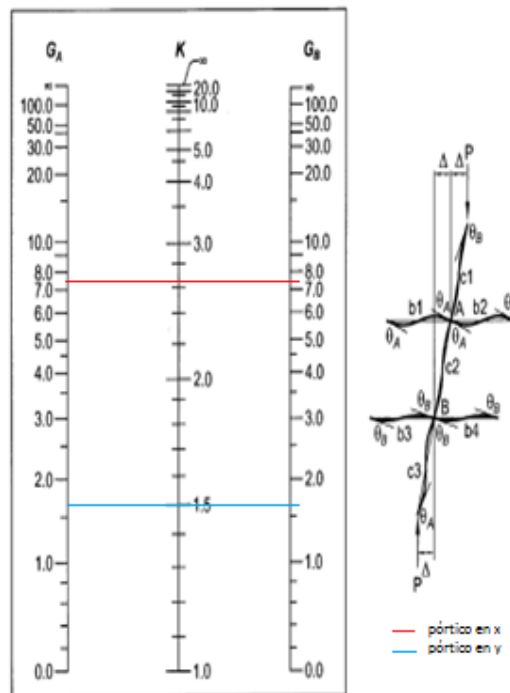


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideways—uninhibited (moment frame).

Gráfico 16: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columna esquinera de 2do piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “ K ” obtenidos de la figura 28 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 2do PISO</i> | | |
|---|-----------|-------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 7.68 | |
| Gb (Inferior) | 7.68 | |
| K | 2.60 | |
| Esbeltez)x | 74.61 | |
| Esbeltez)y | 139.71 | |
| Fe | 101104.19 | kN/m2 |
| Fcr | 88668.37 | kN/m2 |
| Rn | 734.88 | kN |
| ΦRn | 661.40 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 1.58 | |
| Gb (Inferior) | 1.58 | |
| K | 1.50 | |
| Esbeltez)x | 43.04 | |
| Esbeltez)y | 80.60 | |
| Fe | 303761.92 | kN/m2 |
| Fcr | 214385.03 | kN/m2 |
| Rn | 1776.82 | kN |
| ΦRn | 1599.14 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 68: Resistencia nominal obtenida para las columnas esquineras en 2do piso.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas esquineras, ubicadas en el 5to piso fueron los siguientes:

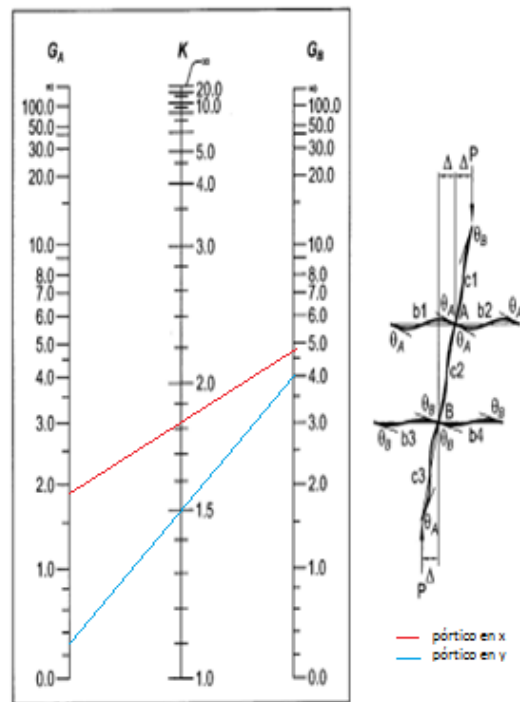


Fig. CA-7.2. Alignment chart sideways-uninhibited (moment frame).

Gráfico 17: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columna esquinera de 5to piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “ K ” obtenidos de la figura 29 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS CAMBIO SECCIÓN</i> | | |
|---------------------------------------|-----------|-------------------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 1.85 | |
| Gb (Inferior) | 4.76 | |
| K | 1.80 | |
| Esbeltez)x | 51.65 | |
| Esbeltez)y | 96.72 | |
| Fe | 210945.78 | kN/m ² |
| Fcr | 173950.18 | kN/m ² |
| Rn | 1441.70 | kN |
| ΦRn | 1297.53 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga | 0.25 | |
| Gb | 4.01 | |
| K | 1.50 | |
| Esbeltez)x | 43.04 | |
| Esbeltez)y | 80.60 | |
| Fe | 303761.92 | kN/m ² |
| Fcr | 214385.03 | kN/m ² |
| Rn | 1776.82 | kN |
| ΦRn | 1599.14 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 69: Resistencia nominal obtenida para las columnas esquineras en 5to piso.

Al comparar las resistencias nominales de cada caso, con la resistencia exigida correspondiente, se puede observar que la columna ubicada en el 1er piso es quien condiciona el diseño.

Al igual que en el edificio de 4 pisos, el factor que controla el diseño de las columnas externas, es un requerimiento de diseño sísmico, el cual será indicado posteriormente.

Edificio 12 pisos:

Como para el edificio de 8, por cuestiones de geometría, y de uso, de la edificación, las cargas aplicadas en cada tipo de columnas son las mismas para tanto el edificio de 12 pisos, como para el de 8 pisos y de 4 pisos. Esto quiere decir, que las columnas diseñadas para el edificio de cuatro pisos, y 8 pisos, se pueden utilizar en el edificio de 12 pisos. Por

lo tanto, se tiene diseñado las columnas que van desde el 5to piso hasta el 12vo piso, y faltaría diseñar los elementos que irían en los primeros 4 pisos. Los criterios de diseño son los mismos que para el edificio de 4 pisos.

Pre dimensionamiento de Columnas:

Columnas Internas:

| COLUMNAS INTERNAS | | |
|--------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Carga Piso | 6.78 | kN/m ² |
| Carga Cubierta | 5.45 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6.00 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6.00 | m |
| Area tributante | 36.00 | m ² |
| n° pisos 1a Secc. | 3.00 | u |
| n° pisos 2a Secc. | 4.00 | u |
| n° pisos 3a Secc. | 4.00 | u |
| Cubierta | 1.00 | u |
| Carga Piso 12-8 | 936.73 | kN |
| Carga Piso 8-4 | 989.67 | kN |
| Carga Piso 4-1 | 997.92 | kN |
| Carga total | 2924.32 | kN |
| Long. Columna | 3.50 | m |
| Esbeltez fijada | 75.00 | |
| Fcr para acero Grado 50 | 228293.07 | kN/m ² |
| Area req | 0.01 | m ² |

Tabla 70: Datos generales de columnas internas, edificación 12 pisos.

Las dimensiones obtenidas aproximadas son:

| Asumir $t_f \geq t_w$ (sección compacta) | | |
|--|--------------|-----------------|
| Límite esbeltez Patín | 13.49 | |
| Límite esbeltez Alma | 35.88 | |
| t_f | 16.00 | mm |
| t_w | 12.00 | mm |
| b_{fmax} | 431.57 | mm |
| b_f asumido | 360.00 | mm |
| N° patines | 3.39 | u |
| d | 368.00 | mm |
| h_{max} | 430.61 | mm |
| h asumido | 400.00 | mm |
| N° almas | 3.32 | u |
| Area | 15936.00 | mm ² |
| I_{xx} | 424972032.00 | mm ⁴ |
| I_{yy} | 124468992.00 | mm ⁴ |

Tabla 71: Dimensiones y momentos de inercia, correspondientes a columnas internas.

Si uno compara las dimensiones de las columnas entre cada edificio, como es normal estas van aumentando.

Columnas esquineras:

| COLUMNAS ESQUINERAS | | |
|----------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Carga Piso | 6.78 | kN/m ² |
| Carga Cubierta | 5.45 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6.00 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6.00 | m |
| Area tributante | 9.00 | m ² |
| n° pisos 1a Secc. | 3.00 | u |
| n° pisos 2a Secc. | 4.00 | u |
| n° pisos 3a Secc. | 4.00 | u |
| Cubierta | 1.00 | u |
| Carga Piso 12-8 | 334.02 | kN |
| Carga Piso 8-4 | 385.39 | kN |
| Carga Piso 4-1 | 391.24 | kN |
| Carga total | 1110.65 | kN |
| Long. Columna | 3.50 | m |
| Esbeltez fijada | 75.00 | |
| Fcr para acero Grado 50 | 228293.07 | kN/m ² |
| Area req | 0.00 | m ² |

Tabla 72: Datos generales de columnas esquineras, edificación 12 pisos.

Las dimensiones obtenidas aproximadas son:

| Asumir $t_f \geq t_w$ (sección compacta) | | |
|--|--------------|-----------------|
| Límite esbeltez Patín | 13.49 | |
| Límite esbeltez Alma | 35.88 | |
| t_f | 14.00 | mm |
| t_w | 10.00 | mm |
| b_{fmax} | 377.62 | mm |
| b_f asumido | 350.00 | mm |
| N° patines | 3.49 | u |
| d | 292.00 | mm |
| h_{max} | 358.84 | mm |
| h asumido | 320.00 | mm |
| N° almas | 4.18 | u |
| Area | 12720.00 | mm ² |
| I_{xx} | 229592600.00 | mm ⁴ |
| I_{yy} | 100066000.00 | mm ⁴ |

Tabla 73: Dimensiones y momentos de inercia, correspondientes a columnas esquineras.

Como para la edificación de 4 pisos, y 8 pisos, una vez obtenidas las dimensiones y sus propiedades físicas, se debe revisar la resistencia nominal de cada elemento, teniendo en cuenta el pandeo global. Adicionalmente, se debe verificar la resistencia nominal, donde existe el cambio de sección, es decir en la columna ubicada en el 5to piso. El cambio de sección en el 9no piso, se encuentra en las mismas condiciones que el cambio de sección en el 5to piso del edificio de 8 pisos que se diseñó. Por ese motivo, solo se verificará el cambio de sección en el 5to piso.

Diseno de columnas:

Columnas internas:

| COLUMNAS INTERNAS | | |
|------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953 | kN/m ² |
| Fy | 344738 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6.00 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6.00 | m |
| Area tributante | 36 | m ² |
| Carga 1er Piso | 2924.32 | kN |
| Carga 2do Piso | 2674.84 | kN |
| Carga 5to Piso | 1926.40 | kN |
| Carga 9no Piso | 936.73 | kN |
| Long. Columna | 3.50 | m |
| Φ | 0.90 | |

Tabla 74: Cargas ejercidas en los elementos de análisis, en columnas internas.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas internas, ubicadas en el 1er piso fueron los siguientes:

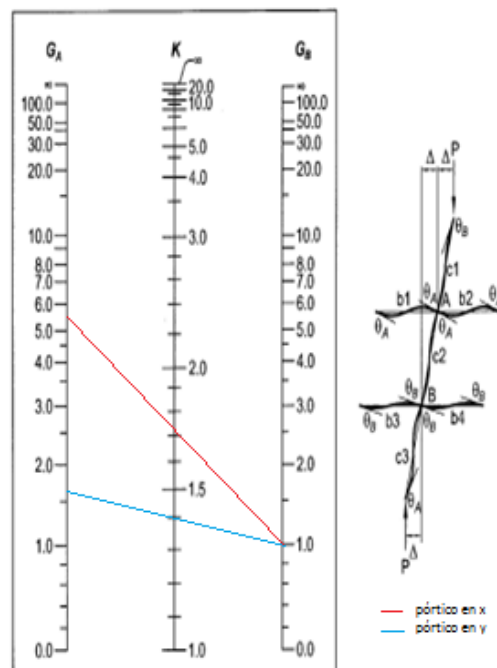


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideway—uninhibited (moment frame).

Gráfico 24: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columnas internas, de 1er piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “K” obtenidos de la figura 35 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 1er PISO</i> | | |
|-----------------------------------|-------------|-------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 5.5492 | |
| Gb (Inferior) | 1 | |
| K | 1.72 | |
| Esbeltez)x | 36.86429876 | |
| Esbeltez)y | 68.11700831 | |
| Fe | 425309.9829 | kN/m2 |
| Fcr | 245556.1138 | kN/m2 |
| Rn | 3913.18223 | kN |
| ΦRn | 3521.864007 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 1.6253 | |
| Gb (Inferior) | 1 | |
| K | 1.4 | |
| Esbeltez)x | 30.00582457 | |
| Esbeltez)y | 55.44407653 | |
| Fe | 641957.6803 | kN/m2 |
| Fcr | 275343.2357 | kN/m2 |
| Rn | 4387.869804 | kN |
| ΦRn | 3949.082823 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 75: Resistencia nominal obtenida para las columnas internas, en 1er piso.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas internas, ubicadas en el 2do piso fueron los siguientes:

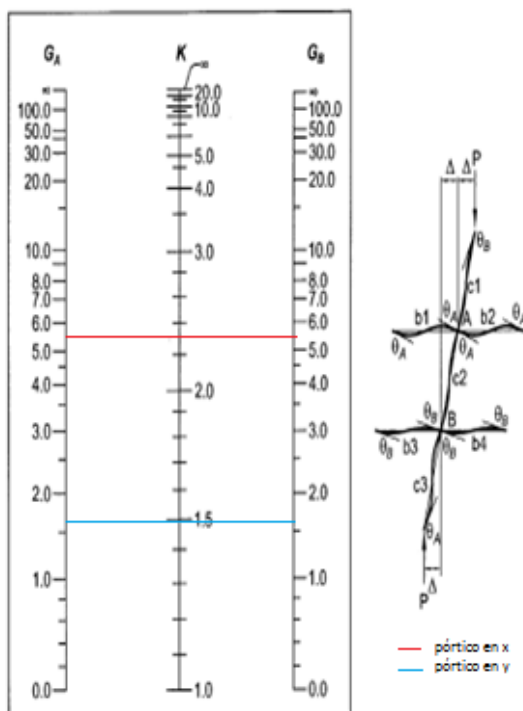


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideways—uninhibited (moment frame).

Gráfico 25: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columnas internas, de 2do piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “K” obtenidos de la figura 36 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 2do PISO</i> | | |
|-----------------------------------|-------------|-------------------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANALISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 5.5492 | |
| Gb (Inferior) | 5.5492 | |
| K | 2.3 | |
| Esbeltez)x | 49.29528322 | |
| Esbeltez)y | 91.08669716 | |
| Fe | 237851.995 | kN/m ² |

| | | |
|-----------------------------------|-------------|-------------------|
| Fcr | 187944.3487 | kN/m ² |
| Rn | 2995.08114 | kN |
| ΦRn | 2695.573026 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 1.6253 | |
| Gb (Inferior) | 1.6253 | |
| K | 1.5 | |
| Esbeltez)x | 32.14909775 | |
| Esbeltez)y | 59.40436771 | |
| Fe | 559216.4682 | kN/m ² |
| Fcr | 266336.9619 | kN/m ² |
| Rn | 4244.345825 | kN |
| ΦRn | 3819.911243 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 76: Resistencia nominal obtenida para las columnas internas en 2do piso.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas internas en el 5to piso fueron los siguientes:

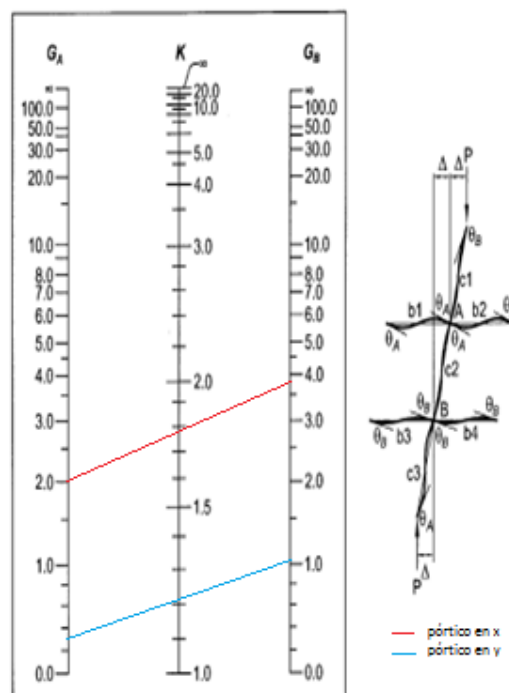


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideway—uninhibited (moment frame).

Gráfico 26: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columnas internas, de 5to piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores "K" obtenidos de la figura 37 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 1er CAMBIO</i> | | |
|------------------------------------|-------------|-------------------|
| <i>SECCIÓN</i> | | |
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 2.08 | |
| Gb (Inferior) | 3.8158 | |
| K | 1.8 | |
| Esbeltez)x | 38.57891731 | |
| Esbeltez)y | 71.28524126 | |
| Fe | 388344.7696 | kN/m ² |
| Fcr | 237753.0678 | kN/m ² |
| Rn | 3788.832889 | kN |
| ΦRn | 3409.9496 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 0.29 | |
| Gb (Inferior) | 1.0994 | |
| K | 1.21 | |
| Esbeltez)x | 25.93360552 | |
| Esbeltez)y | 47.91952329 | |
| Fe | 859392.8375 | kN/m ² |
| Fcr | 291455.2554 | kN/m ² |
| Rn | 4644.63095 | kN |
| ΦRn | 4180.167855 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 77: Resistencia nominal obtenida para las columnas internas, en 5to piso.

El diseño se ve condicionado por la columna ubicada en el segundo piso, de forma contraria, a lo que se vio anteriormente, en el edificio de 8 y 4 pisos.

Columnas esquineras:

| COLUMNAS ESQUINERAS | | |
|------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953 | kN/m ² |
| Fy | 344738 | kN/m ² |
| Dist entre ejes en "y" | 6.00 | m |
| Dist entre ejes en "x" | 6.00 | m |
| Area tributante | 9 | m ² |
| Carga 1er Piso | 1110.65 | kN |
| Carga 2do Piso | 1012.84 | kN |
| Carga 5to Piso | 719.41 | kN |
| Carga 9no Piso | 334.02 | kN |
| Long. Columna | 3.50 | m |
| Φ | 0.90 | |

Tabla 78: Cargas ejercidas en los elementos de análisis, en columnas esquineras.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas esquineras, ubicadas en el 1er piso fueron los siguientes:

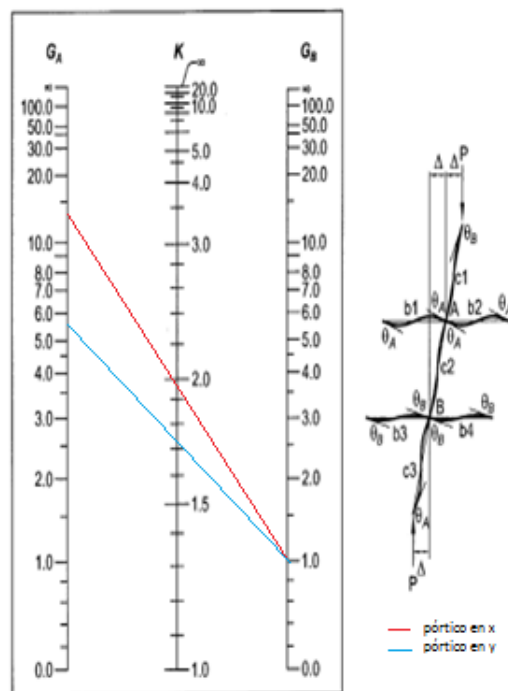


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideway—uninhibited (moment frame).

Gráfico 27: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columnas esquineras, de 1er piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “K” obtenidos de la figura 38 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 1er PISO</i> | | |
|-----------------------------------|-------------|-------------------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 14.2921 | |
| Gb (Inferior) | 1 | |
| K | 2 | |
| Esbeltez)x | 52.10299072 | |
| Esbeltez)y | 78.92204423 | |
| Fe | 316825.4469 | kN/m ² |
| Fcr | 218625.3496 | kN/m ² |
| Rn | 2780.914447 | kN |
| ΦRn | 2502.823003 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 4.4957 | |
| Gb (Inferior) | 1 | |
| K | 1.72 | |
| Esbeltez)x | 44.80857202 | |
| Esbeltez)y | 67.87295804 | |
| Fe | 428374.0494 | kN/m ² |
| Fcr | 246152.7148 | kN/m ² |
| Rn | 3131.062532 | kN |
| ΦRn | 2817.956279 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 79: Resistencia nominal obtenida para las columnas esquineras, en 1er piso.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas esquineras, ubicadas en el 2do piso fueron los siguientes:

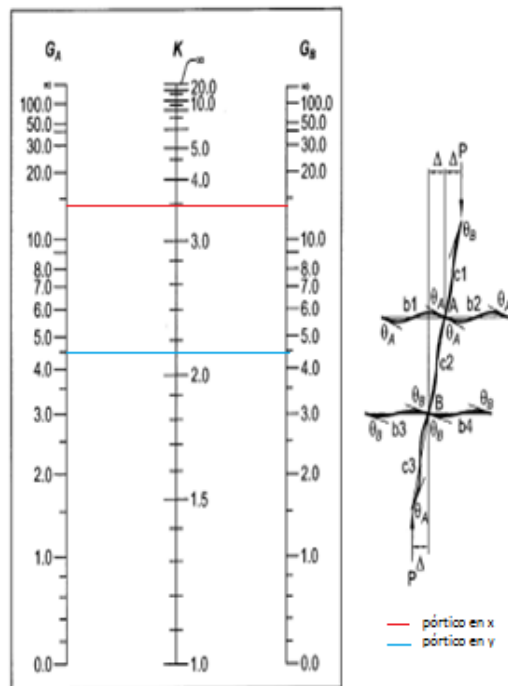


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideway—uninhibited (moment frame).

Gráfico 28: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columnas esquineras, de 2do piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “ K ” obtenidos de la figura 39 fue la siguiente:

| <i>ANÁLISIS COLUMNA 2do PISO</i> | | |
|---|-------------|-------|
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 14.2921 | |
| Gb (Inferior) | 14.2921 | |
| K | 3.5 | |
| Esbeltez)x | 91.18023376 | |
| Esbeltez)y | 138.1135774 | |
| Fe | 103453.2072 | kN/m2 |
| Fcr | 90728.46268 | kN/m2 |
| Rn | 1154.066045 | kN |
| ΦRn | 1038.659441 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 4.4957 | |
| Gb (Inferior) | 4.4957 | |
| K | 2.16 | |
| Esbeltez)x | 56.27122998 | |
| Esbeltez)y | 85.23580777 | |
| Fe | 271626.7549 | kN/m2 |
| Fcr | 202669.5572 | kN/m2 |
| Rn | 2577.956768 | kN |
| ΦRn | 2320.161091 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 80: Resistencia nominal obtenida para las columnas esquineras en 2do piso.

Los resultados correspondientes al análisis de las columnas esquineras, ubicadas en el 5to piso fueron los siguientes:

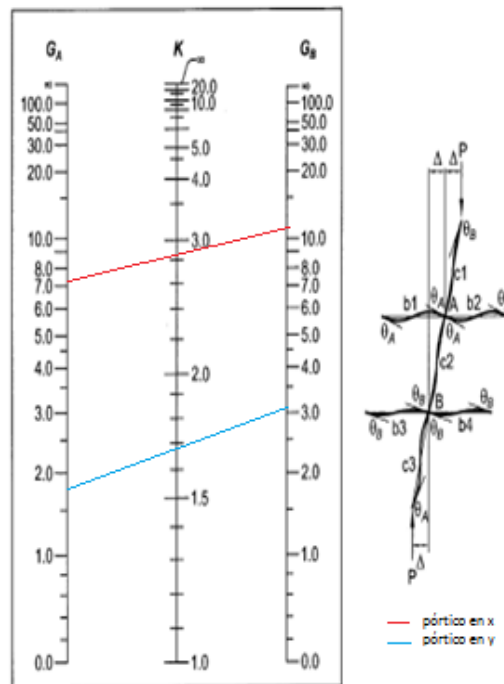


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sideways—uninhibited (moment frame).

Gráfico 29: Determinación del factor de longitud efectiva (K), en columnas esquineras, de 5to piso.

La resistencia nominal, de acuerdo a los factores “K” obtenidos de la figura 40 fue la siguiente:

| <u>ANÁLISIS COLUMNA 1er CAMBIO</u> | | |
|------------------------------------|-------------|-------|
| <u>SECCIÓN</u> | | |
| PANDEO GLOBAL | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "x" | | |
| Ga (Superior) | 6.98 | |
| Gb (Inferior) | 10.6362 | |
| K | 2.82 | |
| Esbeltez)x | 73.46521691 | |
| Esbeltez)y | 111.2800824 | |
| Fe | 159360.9209 | kN/m2 |
| Fcr | 139400.9546 | kN/m2 |
| Rn | 1773.180143 | kN |
| ΦR_n | 1595.862129 | kN |
| CUMPLE | | |
| ANÁLISIS EN PORTICO EN "y" | | |
| Ga (Superior) | 1.58 | |
| Gb (Inferior) | 3.0378 | |
| K | 1.69 | |
| Esbeltez)x | 44.02702716 | |
| Esbeltez)y | 66.68912737 | |
| Fe | 443717.5826 | kN/m2 |
| Fcr | 249036.5375 | kN/m2 |
| Rn | 3167.744757 | kN |
| ΦR_n | 2850.970282 | kN |
| CUMPLE | | |

Tabla 81: Resistencia nominal obtenida para las columnas esquineras, en 5to piso.

De igual manera, el diseño se ve condicionado por la columna ubicada en el segundo piso.

Como se menciono anteriormente, el diseño de las columnas externas se presentará posteriormente, ya que estas están controladas por un requerimiento sísmico.

Diseño de conexiones para cargas gravitacionales:

En el diseño estructural, con elementos en acero, se debe diseñar las uniones entre los elementos del el piso, al igual que con las columnas. AISC separa las conexiones en dos grupos, el primero son conexiones que pueden soportar cargas gravitacionales, y por otro lado las conexiones que son diseñadas para soportar cargas sísmicas o de viento. . Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo 4, en las edificaciones de acero, tradicionalmente se ha estado diseñando los pórticos de manera que estos sean sismo

resistentes. Sin embargo, se permite hacer una distinción en estos; es decir, que se puede diseñar los pórticos internos, del edificio, para que estos soporten únicamente cargas gravitacionales, y que los pórticos externos puedan soportar cargas gravitacionales y sísmicas. Por otro lado, la AISC Seismic Provisions Section E3, permite diseñar solo ciertos pórticos externos, para que estos soporten cargas gravitacionales y sísmicas. En estos casos, dichos pórticos deben diseñarse para que ellos resistan toda la demanda sísmica. Entonces, en los pórticos externos, hay unos que son sismo resistente y otros solo resistentes a cargas gravitacionales. Por lo tanto, los pórticos internos del edificio, se diseñaran con conexiones a cortante o simples, los pórticos externos gravitacionales, con conexiones de momento. AISC Specifications diferentes opciones para cada tipo de conexión.

Unión a cortante:

- Conexión de placa final.
- Conexión con ángulo simple.
- Conexión con ángulo doble.
- Conexión de placa paralela.
- Conexión de asiento.

El concepto base del diseño, de conexiones a cortante es que se genere la libertad de giro en los extremos del elemento; de esta manera, no existe una transmisión de esfuerzos de momento. Este efecto, se obtiene al unir únicamente el alma de extremidades del perfil a los apoyos. En las uniones simples o de cortante, se conecta únicamente el alma del perfil, ya que es esta la sección que tiene mayor resistencia a este tipo de esfuerzos.

Unión a momento:

- Conexión patín soldado – alma empernada.

- Placa soldada – alma empernada.
- Placa empernada – alma empernada.
- Placa final de momento.

Al igual que las conexiones de cortante, las de momento deben soportar esfuerzos de cortante. Sin embargo, la diferencia entre estas dos es radical en la libertad de giro en las extremidades del elemento; el cual está restringido para este tipo de conexiones. Esta restricción se logra al conectar tanto el patín inferior, como el superior, de manera directa al apoyo, para así generar una transmisión de esfuerzos de momentos hacia los apoyos. De igual manera, se observa que en este tipo de conexiones, no solo se conectan los patines, sino que también el alma del perfil, por las mismas razones que las conexiones a cortante. Sin importar el tipo de conexión que se diseñe, para cada una se debe observar cuáles son los estados límites que actúan en ellas, de manera que cumplan la siguiente relación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Dónde, R_u es el esfuerzo demandante en la conexión y R_n , la resistencia mínima entre los diferentes estados límites.

Diseño uniones a cortantes o simples:

Las conexiones de cortante, o simples se encuentran en las extremidades de las vigas que hacen parte de los pórticos internos. Por motivos de velocidad y facilidad de montaje, estas conexiones serán de tipo placa paralela. De tal manera que esta misma, venga soldada a la viga desde el taller de fabricación. Como se mencionó anteriormente, se debe analizar cuáles son los estados límites, establecidos por AISC Specifications.

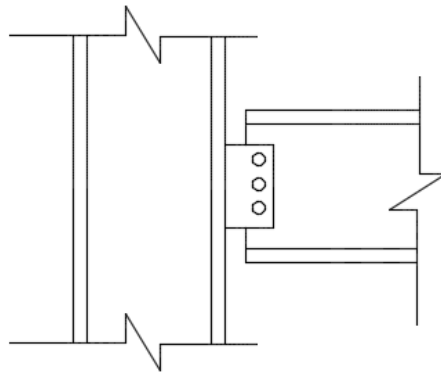


Figura 16: Conexión de cortante tipo Placa Paralela de viga a columna.

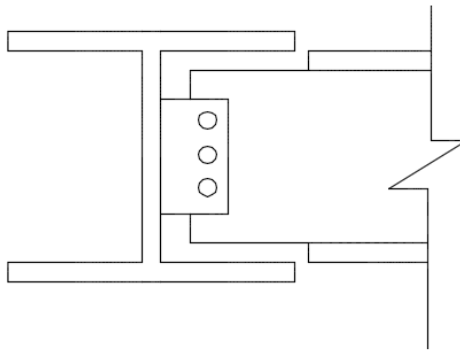


Figura 17: Conexión de cortante tipo Placa Paralela de viga a viga.

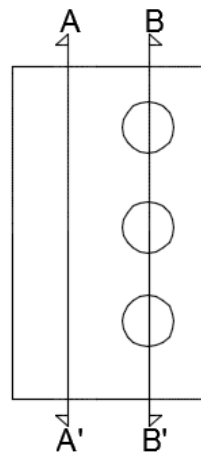


Figura 18: Cortes para determinar el área de análisis, de la placa de conexión.

Estados límites:

1. Fluencia en cortante:

$$\phi V_n = 1.0 * 0.6 F_y A_{g1}$$

Dónde:

V_n : Resistencia de fluencia a cortante.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

A_{g1} : Área de la sección, plano AA' (ver figura 51).

2. Ruptura en cortante:

$$\phi V_n = 0.75 * 0.6 F_u A_{g2}$$

Dónde:

F_u : Esfuerzo último del acero.

A_{g2} : Área de la sección, plano BB' (ver figura 51).

3. Aplastamiento / Desgarre:

Aplastamiento:

$$R_n = 2.4 d_b * t * F_u$$

Dónde:

R_n : Resistencia de la placa por aplastamiento.

d_b : Diámetro del perno.

t : Espesor de la placa.

F_u : Esfuerzo último del acero.

Desgarre:

$$R_n = 1.2 L_c * t * F_u$$

Dónde:

R_n : Resistencia de la placa por desgarre.

L_c : Distancia entre pernos o al borde exterior.

t : Espesor de la placa.

F_u : Esfuerzo último del acero.

La resistencia de la junta:

$$\phi R_n = 0.75 \left[n * \min \left(\begin{matrix} R_{aplastamiento} \\ R_{desgarre} \end{matrix} \right)_{interior} + n * \min \left(\begin{matrix} R_{aplastamiento} \\ R_{desgarre} \end{matrix} \right)_{exterior} \right]$$

Dónde:

R_n : Resistencia de la junta.

n : Número de pernos que existe en sentido de la falla.

$R_{aplastamiento}$: Resistencia de la placa por aplastamiento.

$R_{desgarre}$: Resistencia de la placa por desgarre.

4. Cortante de bloque:

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

Dónde:

R_n : Resistencia de la conexión.

F_u : Esfuerzo último del acero.

A_{nv} : Area neta sujeta a cortante.

$U_{bs}=1$, esfuerzo de tensión uniforme en la junta.

A_{nt} : Area neta sujeta a tensión.

A_{gv} : Area del elemento sujeto a cortante.

5. Soldadura:

$$\phi R_n = 0.75 [0.6 F_{exx} (1 + 0.5 \sin^{1.5}(\theta))] A_w$$

Dónde:

R_n : Resistencia de la soldadura.

F_{exx} : Resistencia última de la soldadura.

θ : Ángulo de ataque de la soldadura.

A_w : Área de la soldadura ($A_w = t_{eq} * L$).

t_{eq} : Espesor equivalente de la soldadura ($t_{eq} = t * \cos(45^\circ)$).

L: Longitud del cordón de soldadura.

AISC Specifications estipula el tamaño mínimo que debe tener la soldadura de acuerdo al espesor que tenga el material que se quiera unir (ver Anexo 5).

6. Cizallamiento de pernos:

$$\phi R_n = \phi F_v A_b$$

Dónde:

R_n : Resistencia de un perno (ver Anexo 6).

A_b : Área nominal del perno.

F_v : Resistencia nominal a cortante del perno.

Diseño uniones a momento:

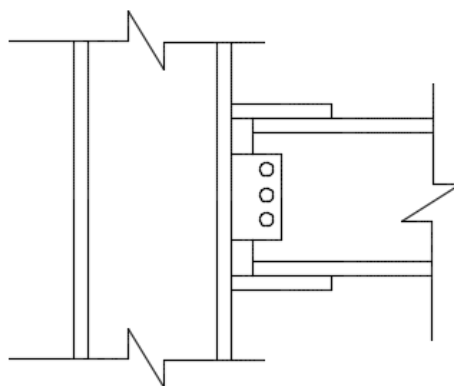


Figura 19: Conexión a momento tipo Placa soldada – Alma empernada, de viga a columna.

Este tipo de conexiones están sometidos a los mismos estados límites indicados anteriormente.

En el diseño gravitacional del sistema de piso, de acuerdo a la figura 1, existen cuatro tipos de conexiones en total, dos a cortante, y dos a momento. Existen dos tipos de conexiones a cortante, por la diferencia que existen entre las vigas secundarias, y de los ejes 2 y 3, con

las vigas de los ejes B, C y D. Las dos conexiones a momento corresponden a las vigas de los ejes 1 y 4 por un lado, y por otro las de los ejes A y E. Dichos esfuerzos se los obtuvieron en el capítulo 1 del presente estudio.

Para poder realizar el análisis de cada estado límite, en primer lugar se debe obtener las dimensiones mínimas de la placa de conexión. AISC Specifications, Capítulo J, determina cuales son los espaciamientos mínimos que deben haber en la placa de conexión, ya sea tanto entre los pernos, como de estos hacia los bordes de la placa (ver Anexo 7). La distancia mínima que debe haber entre los pernos, es:

$$d_{min} = 2 \frac{2}{5} d_b; \text{Distancia obligatoria.}$$

$$d_{min} = 3d_b; \text{Distancia preferible}$$

De la misma manera, de acuerdo a AISC Specifications, el diámetro del agujero debe ser 2mm mayor al diámetro del perno. En caso de que este último sea superior a 22mm, el agujero para el perno debe ser 3mm mayor (ver Anexo 8). Por lo tanto las dimensiones mínimas de la placa de conexión fueron las siguientes:

| Diseño de Placa | | |
|-------------------------------|-------|----|
| Distancia mínima filo | 2.20 | cm |
| Distancia mínima entre pernos | 4.80 | cm |
| Distancia máxima | 4.80 | cm |
| Lp mínima | 10.00 | cm |
| Ap mínima | 5.00 | cm |

Tabla 82: Resistencia de conexión por fluencia de cortante.

Los resultados obtenidos para la conexión de las vigas secundarias, y de los ejes 2 y 3, fueron los siguientes, de acuerdo a cada estado límite:

$$V_u = 37.70 \text{ kN}$$

| Fluencia por cortante | | |
|-----------------------|-----------|-------------------|
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Ag necesaria | 1.82 | cm ² |
| Lp | 10.00 | cm |
| Tp | 0.40 | cm |
| Ag real | 4.00 | cm ² |
| Φ | 1.00 | |
| ΦRn | 82.74 | kN |

Tabla 83: Resistencia de conexión por fluencia de cortante.

| Ruptura por cortante | | |
|----------------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Ag necesaria | 1.87 | cm ² |
| Lp | 10.00 | cm |
| Tp | 0.40 | cm |
| Cantidad pernos | 2.00 | u |
| Diámetro agujero | 1.80 | cm |
| Ag real | 2.56 | cm ² |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn | 51.63 | kN |

Tabla 84: Resistencia de conexión por ruptura de cortante.

| Aplastamiento | | |
|---------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Tp | 0.40 | cm |
| db | 1.60 | cm |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRna | 51.63 | kN |
| Desgarre | | |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Tp | 0.40 | cm |
| Lc (ext) | 1.60 | cm |
| Lc (int) | 3.20 | cm |
| Φ | 0.75 | |
| Rnd (ext) | 34.42 | kN |
| Rnd (int) | 68.84 | kN |
| ΦRnd (junta) | 129.07 | kN |

Tabla 85: Resistencia de conexión aplastamiento y desgarre.

| Cortante de bloque | | |
|--------------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Anv | 3.00 | cm ² |
| Ubs | 1.00 | |
| Ant | 0.64 | cm ² |
| Agv | 4.00 | cm ² |
| Límite Rn | 111.42 | kN |
| Rn | 109.35 | kN |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn | 82.01 | kN |

Tabla 86: Resistencia de conexión por cortante de bloque.

| Soldadura | | |
|----------------|-----------|-------------------|
| Fexx | 413685.42 | kN/m ² |
| θ | 90.00 | ° |
| Φ | 0.75 | |
| Lp | 10.00 | cm |
| Aw requerido | 1.35 | cm ² |
| teq requerido | 0.14 | cm |
| t requerido | 0.19 | cm |
| t mínimo | 0.30 | cm |
| teq real | 0.21 | cm |
| Aw real | 2.12 | cm ² |
| ΦRn real | 59.24 | kN |

Tabla 87: Resistencia de conexión por soldadura.

| Cizallamiento de pernos | | |
|-------------------------|-----------|-------------------|
| Fv | 372000.00 | kN/m ² |
| Ab | 1.01 | cm ² |
| db necesaria | 0.57 | cm |
| db real/perno | 1.60 | cm |
| Ab real | 2.01 | cm ² |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn perno | 56.10 | kN |
| Cantidad pernos | 2.00 | u |
| ΦRn total | 112.19 | kN |

Tabla 88: Resistencia de conexión por cizallamiento de pernos.

Para este último estado límite, con un solo perno se cumplía cubriendo el esfuerzo demandante; sin embargo, se decidió incluir un perno adicional, para de esta manera darle una mayor estabilidad a la conexión.

Por otro lado, los resultados correspondientes, para las vigas de los ejes B, C y D, fueron los siguientes:

$$V_u = 75.41 \text{ kN}$$

| Fluencia por cortante | | |
|-----------------------|-----------|-------------------|
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Ag necesaria | 3.65 | cm ² |
| Lp | 13.00 | cm |
| Tp | 0.40 | cm |
| Ag real | 5.20 | cm ² |
| Φ | 1.00 | |
| ΦRn | 107.56 | kN |

Tabla 89: Resistencia de conexión en fluencia por cortante.

| Ruptura por cortante | | |
|----------------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Ag necesaria | 3.74 | cm ² |
| Lp | 13.00 | cm |
| Tp | 0.40 | cm |
| Cantidad pernos | 2.00 | u |
| Diámetro agujero | 1.80 | cm |
| Ag real | 3.76 | cm ² |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn | 75.83 | kN |

Tabla 90: Resistencia de conexión en ruptura por cortante.

| Aplastamiento | | |
|---------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Tp | 0.40 | cm |
| db | 1.60 | cm |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRna | 51.63 | kN |
| Desgarre | | |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Tp | 0.40 | cm |
| Lc (ext) | 2.35 | cm |
| Lc (int) | 4.70 | cm |
| Φ | 0.75 | |
| Rnd (ext) | 50.55 | kN |
| Rnd (int) | 101.10 | kN |
| ΦRnd (junta) | 153.27 | kN |

Tabla 91: Resistencia de conexión aplastamiento y desgarre.

| Cortante de bloque | | |
|--------------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Anv | 4.20 | cm ² |
| Ubs | 1.00 | |
| Ant | 0.64 | cm ² |
| Agv | 5.20 | cm ² |
| Límite Rn | 136.24 | kN |
| Rn | 141.62 | kN |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn | 106.21 | kN |

Tabla 92: Resistencia de conexión por cortante de bloque.

| Soldadura | | |
|---------------------------|-----------|-------------------|
| F _{exx} | 413685.42 | kN/m ² |
| θ | 90.00 | ° |
| Φ | 0.75 | |
| L _p | 13.00 | cm |
| A _w requerido | 2.70 | cm ² |
| te _q requerido | 0.21 | cm |
| t requerido | 0.29 | cm |
| t mínimo | 0.30 | cm |
| te _q real | 0.21 | cm |
| A _w real | 2.76 | cm ² |
| ΦRn real | 77.01 | kN |

Tabla 93: Resistencia de conexión por soldadura.

| Cizallamiento de pernos | | |
|-------------------------|-----------|-------------------|
| F _v | 372000.00 | kN/m ² |
| A _b | 2.03 | cm ² |
| db necesaria | 0.80 | cm |
| db real/perno | 1.60 | cm |
| A _b real | 2.01 | cm ² |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn perno | 56.10 | kN |
| Cantidad pernos | 2.00 | u |
| ΦRn total | 112.19 | kN |

Tabla 94: Resistencia de conexión por soldadura.

El análisis correspondiente a la conexión en momento, es el mismo que para la conexión de cortante. De acuerdo con la figura 52, la única diferencia es la soldadura de placas en el patín inferior y superior, para de esta manera transmitir esfuerzos de flexión,

de la viga a la columna. Por lo tanto, los resultados correspondientes a las vigas de los ejes 1 y 4, fueron los siguientes:

$$V_u = 35.13 \text{ kN}$$

$$T_u = 242.29 \text{ kN}$$

| Fluencia por cortante | | |
|-----------------------|-----------|-------------------|
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Ag necesaria | 1.82 | cm ² |
| Lp | 10.00 | cm |
| Tp | 0.40 | cm |
| Ag real | 4.00 | cm ² |
| Φ | 1.00 | |
| ΦRn | 82.74 | kN |

Tabla 95: Resistencia de conexión por fluencia de cortante

| .Ruptura por cortante | | |
|-----------------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Ag necesaria | 1.87 | cm ² |
| Lp | 10.00 | cm |
| Tp | 0.40 | cm |
| Cantidad pernos | 2.00 | u |
| Diámetro agujero | 1.80 | cm |
| Ag real | 2.56 | cm ² |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn | 51.63 | kN |

Tabla 96: Resistencia de conexión por ruptura de cortante.

| Aplastamiento | | |
|---------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Tp | 0.40 | cm |
| db | 1.60 | cm |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRna | 51.63 | kN |
| Desgarre | | |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Tp | 0.40 | cm |
| Lc (ext) | 1.60 | cm |
| Lc (int) | 3.20 | cm |
| Φ | 0.75 | |
| Rnd (ext) | 34.42 | kN |
| Rnd (int) | 68.84 | kN |
| ΦRnd (junta) | 129.07 | kN |

Tabla 97: Resistencia de conexión aplastamiento y desgarre.

| Cortante de bloque | | |
|--------------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Anv | 3.00 | cm ² |
| Ubs | 1.00 | |
| Ant | 0.64 | cm ² |
| Agv | 4.00 | cm ² |
| Límite Rn | 111.42 | kN |
| Rn | 109.35 | kN |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn | 82.01 | kN |

Tabla 98: Resistencia de conexión por cortante de bloque.

| Soldadura | | |
|---------------------------|-----------|-------------------|
| F _{exx} | 413685.42 | kN/m ² |
| θ | 90.00 | ° |
| Φ | 0.75 | |
| L _p | 10.00 | cm |
| A _w requerido | 1.35 | cm ² |
| te _q requerido | 0.14 | cm |
| t requerido | 0.19 | cm |
| t mínimo | 0.30 | cm |
| te _q real | 0.21 | cm |
| A _w real | 2.12 | cm ² |
| ΦRn real | 59.24 | kN |

Tabla 99: Resistencia de soldadura de placa de conexión al alma.

| Soldadura | | |
|---------------------------|-----------|-------------------|
| F _{exx} | 413685.42 | kN/m ² |
| θ | 90.00 | ° |
| Φ | 0.75 | |
| L _p | 11.00 | cm |
| A _w requerido | 8.68 | cm ² |
| te _q requerido | 0.79 | cm |
| t requerido | 1.12 | cm |
| t real | 1.20 | cm |
| te _q real | 0.85 | cm |
| A _w real | 9.33 | cm ² |
| ΦRn real | 260.64 | kN |

Tabla 100: Resistencia de soldadura de placa de conexión al patín.

| Cizallamiento de pernos | | |
|-------------------------|-----------|-------------------|
| Fv | 372000.00 | kN/m ² |
| Ab | 1.01 | cm ² |
| db necesaria | 0.57 | cm |
| db real/perno | 1.60 | cm |
| Ab real | 2.01 | cm ² |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn perno | 56.10 | kN |
| Cantidad pernos | 2.00 | u |
| ΦRn total | 112.19 | kN |

Tabla 101: Resistencia de conexión por cizallamiento de pernos.

Por otro lado, se tiene la conexión de momento correspondiente a las vigas de los ejes A y

E. Los resultados, para dichos elementos, fueron los siguientes:

$$V_u = 53.98 \text{ kN}$$

$$T_u = 380.25 \text{ kN}$$

| Fluencia por cortante | | |
|-----------------------|-----------|-------------------|
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Ag necesaria | 2.61 | cm ² |
| Lp | 11.00 | cm |
| Tp | 0.40 | cm |
| Ag real | 4.40 | cm ² |
| Φ | 1.00 | |
| ΦRn | 91.01 | kN |

Tabla 102: Resistencia de conexión por fluencia de cortante.

| Ruptura por cortante | | |
|----------------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Ag necesaria | 2.68 | cm ² |
| Lp | 11.00 | cm |
| Tp | 0.40 | cm |
| Cantidad pernos | 2.00 | u |
| Diámetro agujero | 1.80 | cm |
| Ag real | 2.96 | cm ² |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn | 59.69 | kN |

Tabla 103: Resistencia de conexión por ruptura de cortante.

| Aplastamiento | | |
|---------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Tp | 0.40 | cm |
| db | 1.60 | cm |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRna | 51.63 | kN |
| Desgarre | | |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Tp | 0.40 | cm |
| Lc (ext) | 1.85 | cm |
| Lc (int) | 3.70 | cm |
| Φ | 0.75 | |
| Rnd (ext) | 39.80 | kN |
| Rnd (int) | 79.59 | kN |
| ΦRnd (junta) | 137.14 | kN |

Tabla 104: Resistencia de conexión aplastamiento y desgarre

| Cortante de bloque | | |
|--------------------|-----------|-------------------|
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Anv | 3.40 | cm ² |
| Ubs | 1.00 | |
| Ant | 0.64 | cm ² |
| Agv | 4.40 | cm ² |
| Límite Rn | 119.69 | kN |
| Rn | 120.11 | kN |
| Φ | 0.75 | |
| ΦRn | 90.08 | kN |

Tabla 105: Resistencia de conexión por cortante de bloque.

| Soldadura | | |
|---------------------------|-----------|-------------------|
| F _{exx} | 413685.42 | kN/m ² |
| θ | 90.00 | ° |
| Φ | 0.75 | |
| L _p | 11.00 | cm |
| A _w requerido | 1.93 | cm ² |
| t _{eq} requerido | 0.18 | cm |
| t requerido | 0.25 | cm |
| t real | 0.30 | cm |
| t _{eq} real | 0.21 | cm |
| A _w real | 2.33 | cm ² |
| ΦR _n real | 65.16 | kN |

Tabla 106: Resistencia de soldadura de placa de conexión al alma.

| Soldadura | | |
|---------------------------|-----------|-------------------|
| F _{exx} | 413685.42 | kN/m ² |
| θ | 90.00 | ° |
| Φ | 0.75 | |
| L _p | 11.00 | cm |
| A _w requerido | 13.62 | cm ² |
| t _{eq} requerido | 1.24 | cm |
| t requerido | 1.75 | cm |
| t real | 1.80 | cm |
| t _{eq} real | 1.27 | cm |
| A _w real | 14.00 | cm ² |
| ΦR _n real | 390.95 | kN |

Tabla 107: Resistencia de soldadura de placa de conexión al patín.

| Cizallamiento de pernos | | |
|-------------------------|-----------|-------------------|
| F _v | 372000.00 | kN/m ² |
| A _b | 1.45 | cm ² |
| db necesaria | 0.68 | cm |
| db real/perno | 1.60 | cm |
| A _b real | 2.01 | cm ² |
| Φ | 0.75 | |
| ΦR _n perno | 56.10 | kN |
| Cantidad pernos | 2.00 | u |
| ΦR _n total | 112.19 | kN |

Tabla 108: Resistencia de conexión por cizallamiento de pernos.

En cada estado límite analizado, se puede observar que se tiene la relación $\phi V_n \geq V_u$. En la mitad de los casos, es decir para las vigas en los ejes 1 a 4, y vigas secundarias, la placa de conexión tiene las dimensiones mínimas. Sin embargo para las vigas en los ejes A a E, la placa de conexión es más larga. En este último caso, el estado límite que controló el diseño de ella, fue la ruptura por cortante; es decir que este estado obligó que la longitud sea mayor. Por otro lado, el tamaño de la soldadura de la placa, que conecta el alma de la viga al apoyo es el mínimo requerido por AISC Specifications. Sin embargo, la soldadura de las placas que conectan los patines, de las vigas, al apoyo es mayor, ya que la fuerza que debe soportar es superior.

Determinación de Cargas Sísmicas:

La costa ecuatoriana hace parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, esto significa que se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico; por lo tanto, se deben construir estructuras que sean capaces de resistir dichos movimientos telúricos. En esta sección se determinarán las fuerzas correspondientes al sismo de diseño, que se aplicaran en las 3 edificaciones diseñadas. La Norma Ecuatoriana de la Construcción, es el organismo que determina las reglamentaciones, y establece los límites a considerar para el diseño de edificaciones. De acuerdo a esta misma, Capítulo 2, el “diseño sísmico se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años” (2015). Sin embargo, la importancia, o el uso que vaya a tener la edificación pueden hacer que esa probabilidad varíe. De igual manera, existen otros aspectos característicos de la edificación, los cuales se explicaran posteriormente en el análisis. Otro aspecto que se debe tener en cuenta durante el análisis, es el cumplimiento de las derivas de piso; es decir, la variación del desplazamiento del piso superior con respecto al desplazamiento del piso inferior.

En el Capítulo 2, de la norma mencionada anteriormente, se especifican dos métodos para poder realizar el diseño sísmico de una estructura. El primero se trata del diseño basado en fuerzas (DBF), y el segundo es el diseño basado en desplazamientos (DBD). En este caso, para el análisis de las tres edificaciones, se decidió hacer con el primer método, diseño basado en fuerzas. “Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones horizontales actuantes, para determinar los efectos relacionados” (NEC, 2015). En el uso de este método, se puede tener tres tipos de análisis, estático, dinámico espectral, y dinámico paso a paso con el tiempo; en este caso, se realizó el análisis estático.

Periodo de retorno y espectros de aceleración;

En la norma publicada a inicios de este año, se encuentran curvas de peligrosidad sísmica a diferentes periodos estructurales; las cuales son únicas para cada ciudad. Estas curvas permiten obtener espectros sísmicos correspondientes a las probabilidades de excedencia que se desee diseñar; ya que muestran las aceleraciones correspondientes a diferentes periodos estructurales (PGA, 1s, 0.5s, 0.2s y 0.1s). Las tres edificaciones estuvieron sometidas a tres sismos diferentes, con una probabilidad de excedencia de 5%, 10%, y 20% en un periodo de 50 años. Cada una de estas probabilidades corresponde a un periodo de retorno específico; el cual está definido por la siguiente ecuación:

$$P_{oc}(t) = \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^t ; P_{oc}(t) = 1 - P_{exc}(t)$$

Dónde:

$P_{oc}(t)$: Probabilidad de ocurrencia en el tiempo t.

$P_{exc}(t)$: Probabilidad de excedencia en el tiempo t.

T_r : Periodo de retorno anual de excedencia del sismo.

Las curvas de peligro sísmico, establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, son en función de la probabilidad de excedencia en un periodo de 1 año. Por lo tanto se debe calcular en un primer lugar, con las probabilidades fijadas, en un periodo t=50 años, el periodo de retorno correspondiente a cada una. Una vez obtenido esto, se puede calcular la probabilidad de excedencia en un periodo de 1 año, escala utilizada en las curvas de peligro sísmico.

| Probabilidad de excedencia | Probabilidad de ocurrencia | Periodo t | Tiempo de retorno |
|----------------------------|----------------------------|-----------|-------------------|
| 0.05 | 0.95 | 50 | 975 |
| 0.1 | 0.9 | 50 | 475 |
| 0.2 | 0.8 | 50 | 225 |

Tabla 109: Periodos de retorno.

| Tiempo de retorno | Periodo t | Probabilidad de ocurrencia | Probabilidad de excedencia |
|-------------------|-----------|----------------------------|----------------------------|
| 975 | 1 | 0.998975186 | 0.001024814 |
| 475 | 1 | 0.997896951 | 0.002103049 |
| 225 | 1 | 0.995556972 | 0.004443028 |

Tabla 110: Probabilidades de ocurrencia y de excedencia para un periodo $t=1$ año.

Como se mencionó anteriormente, las curvas de peligro sísmico son diferentes para cada ciudad. Por lo tanto se debe definir la ubicación del proyecto, en este caso se decidió hacerlo en la ciudad de Quito, Ecuador. Con la ayuda de dichas curvas, y la tasa anual de excedencia se puede obtener el espectro sísmico correspondiente:

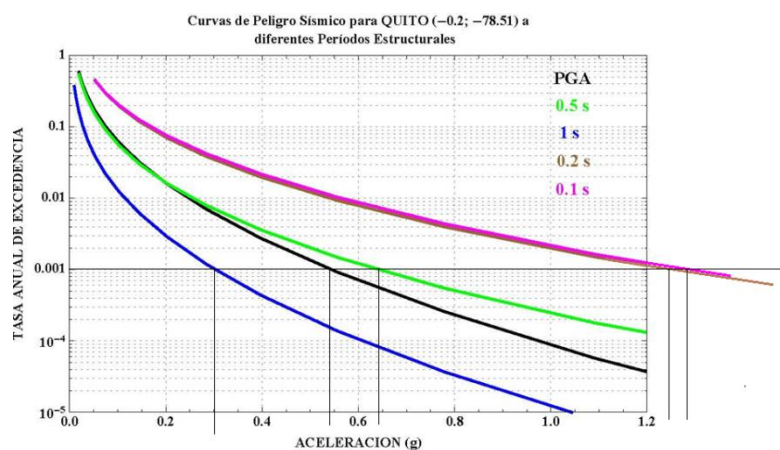


Figura 15: Curvas de Peligro Sísmico para Quito (Periodo de retorno 975 años).

En la figura 47, se puede observar cómo, con la ayuda de la tasa anual de excedencia requerida se pueden obtener las diferentes aceleraciones correspondientes a cada periodo estructural. Al graficar estos diversos puntos, se logra obtener el espectro sísmico de diseño correspondiente al periodo de retorno querido, en roca.

| Probabilidad de excedencia 5% | |
|-------------------------------|-------------|
| Periodo | Aceleración |
| 0 | 0.54 |
| 0.1 | 1.3 |
| 0.2 | 1.25 |
| 0.5 | 0.645 |
| 1 | 0.3 |

Tabla 111: Aceleraciones correspondientes a diferentes periodos estructurales (Periodo de retorno 975 años).

A partir de los valores de aceleración PGA, y la aceleración S_a , para un periodo $T=0.1s$, se debe realizar el espectro de diseño elástico correspondiente para cada periodo de retorno. De acuerdo al capítulo de Diseño Sismo Resistente, el valor que se determina como PGA para el periodo de retorno requerido, se obtiene el valor de la zona sísmica (Z). A partir de este factor, y del suelo en donde se vaya a realizar el proyecto se puede obtener dicho espectro de diseño. Las aceleraciones correspondientes a cada periodo de retorno que se realizó el análisis, fueron las siguientes:

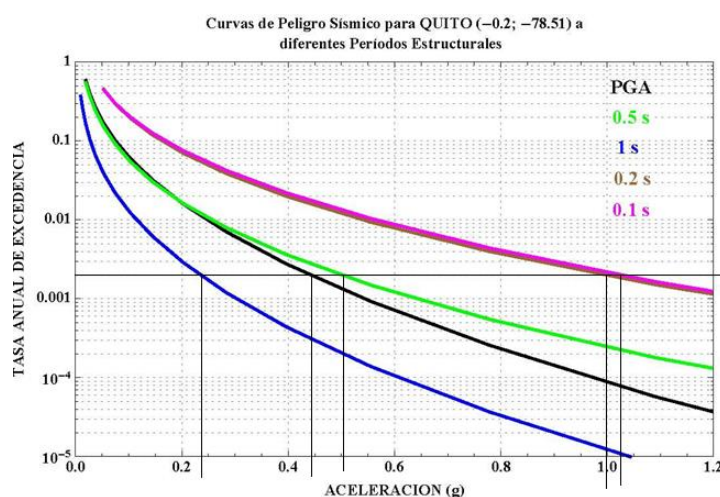


Figura 16: Curvas de Peligro Sísmico para Quito (Periodo de retorno 475 años).

| Probabilidad de excedencia 10% | |
|--------------------------------|-------------|
| Periodo | Aceleración |
| 0 | 0.445 |
| 0.1 | 1.025 |
| 0.2 | 1 |
| 0.5 | 0.505 |
| 1 | 0.29 |

Tabla 112: Aceleraciones correspondientes a diferentes periodos estructurales (Periodo de retorno 475 años).

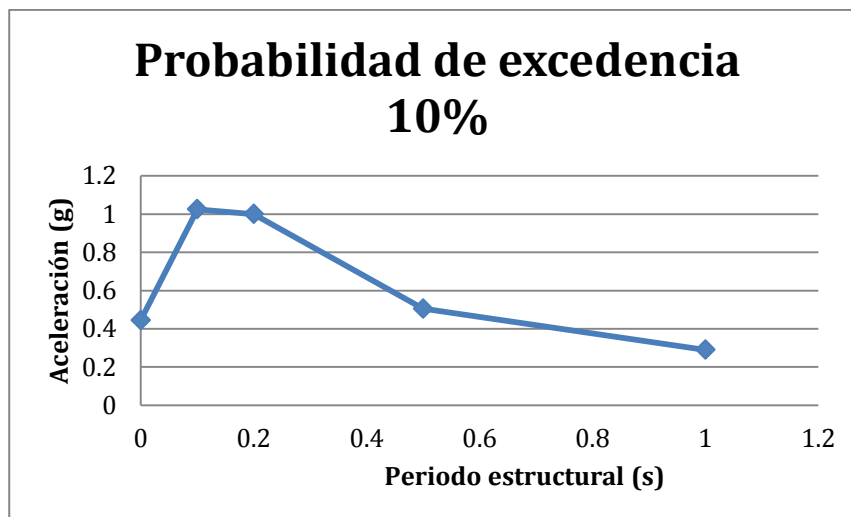


Gráfico 37: Espectro sísmico de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 475 años.

Espectro sísmico para un periodo de retorno de 225 años:

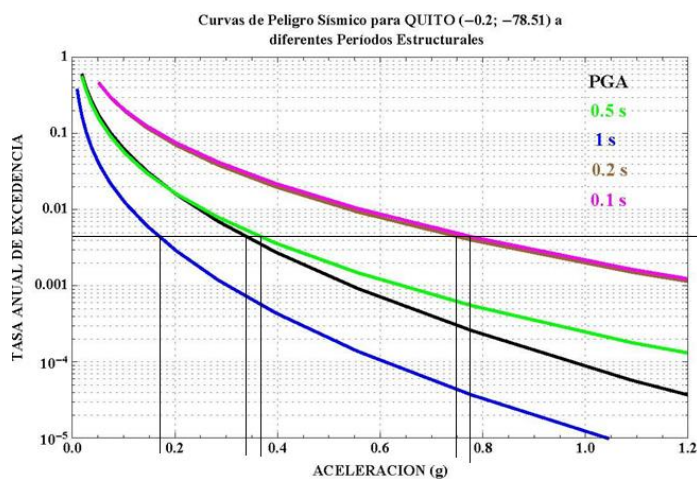


Figura 17: Curvas de Peligro Sísmico para Quito (Periodo de retorno 225 años).

| Probabilidad de excedencia 20% | |
|--------------------------------|-------------|
| Periodo | Aceleración |
| 0 | 0.34 |
| 0.1 | 0.775 |
| 0.2 | 0.75 |
| 0.5 | 0.36 |
| 1 | 0.17 |

Tabla 113: Aceleraciones correspondientes a diferentes periodos estructurales (Periodo de retorno 225 años).

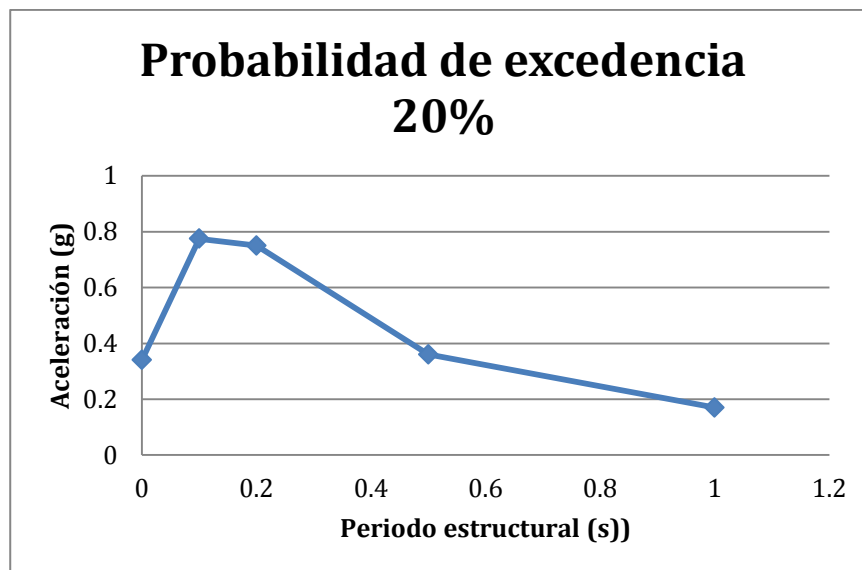


Gráfico 38: Espectro sísmico de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 225 años.

Una vez obtenida esta información se debe construir el espectro de diseño elástico. En el análisis sísmico de una estructura se debe realizar el análisis estático y dinámico, sin embargo en el mismo capítulo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, establece que únicamente es obligatorio realizar el análisis dinámico en caso de que se utilicen disipadores de energía o la estructura sea irregular tanto en planta como en elevación.

Los espectros de diseño elástico obtenidos para cada periodo de retorno fueron los siguientes:

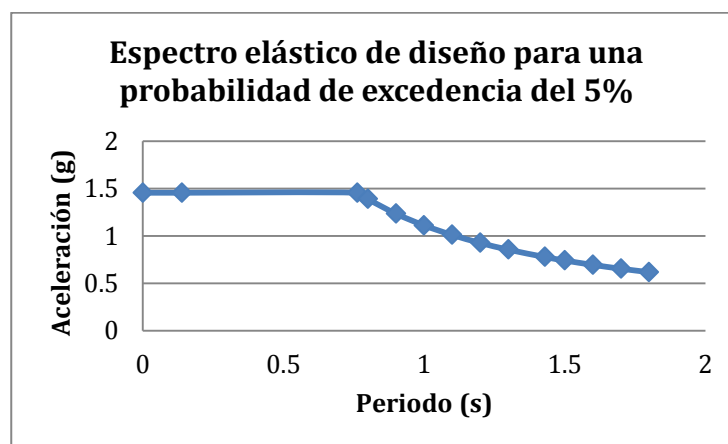


Gráfico 39: Espectro de diseño elástico para una probabilidad de excedencia de 5%.

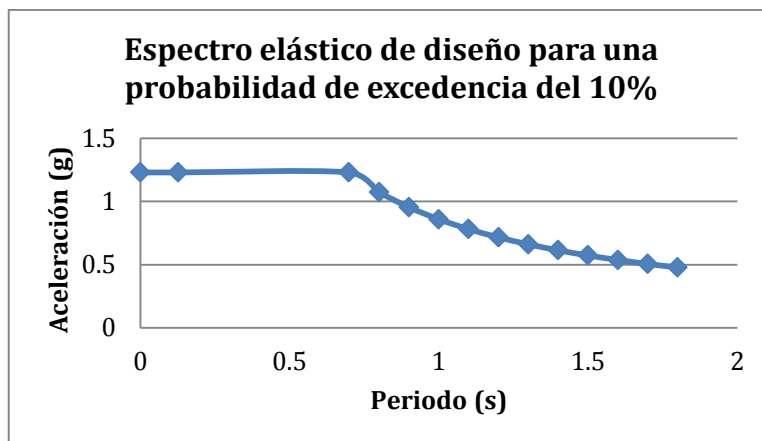


Gráfico 40: Espectro de diseño elástico para una probabilidad de excedencia de 10%.

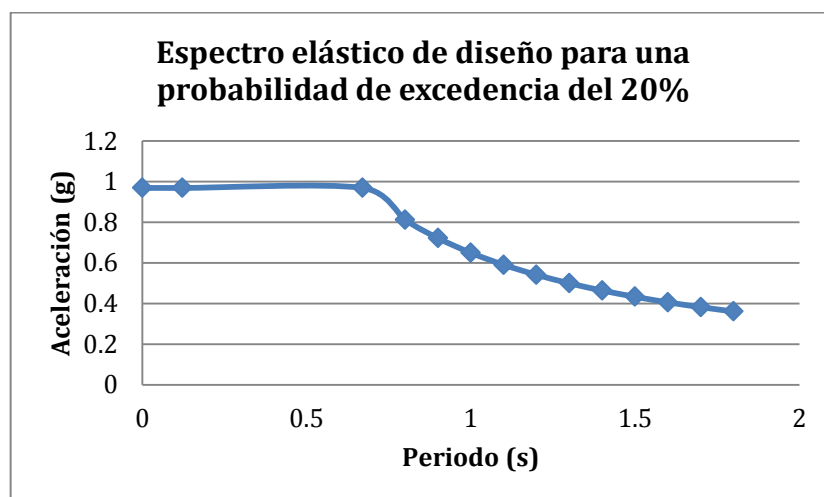


Gráfico 41: Espectro de diseño elástico para una probabilidad de excedencia de 20%.

En el cálculo de fuerzas, como se mencionó anteriormente, intervienen varios aspectos; uno de ellos es la aceleración obtenida de acuerdo al espectro sísmico, correspondiente al periodo de vibración de la estructura. Entre estos aspectos, está el coeficiente de importancia (I), el factor de reducción (R), coeficiente de elevación (ϕ_e), coeficiente de planta (ϕ_p), y la masa reactiva de la edificación (W). El diseño sísmico, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción “basa su cálculo de la amplificación de las fuerzas sísmicas en el cálculo directo [...] del cortante basal” (Merino, 2014). Esta fuerza, es la representación de la fuerza total generada por un evento sísmico en la edificación:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_e\phi_p}W$$

Coefficiente de importancia:

El coeficiente de importancia depende directamente del uso que se vaya a dar a la estructura. De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, existen 3 categorías: edificaciones esenciales, estructuras de ocupación especial, y otras estructuras, variando entre 1 y 1,5 (ver Anexo 5). El objetivo, de este factor, es de aumentar la demanda sísmica en ciertas estructuras. En caso de que haya un evento de estos, las estructuras especiales o esenciales son las que deberían permanecer casi intactas, o haber sufridos danos mínimos o superficiales, y así de esta manera, se pueden mantener funcionales.

Coefficiente de elevación, y de planta:

El coeficiente de elevación y planta, son coeficientes que depende directamente de la geometría que vaya a tener la edificación. Estos dos factores toman valores inferiores o iguales a 1, dependiendo de la regularidad que tengan. En el coeficiente de elevación, se examina la regularidad que tenga el edificio a lo largo de su altura. Este coeficiente toma un valor de 1 cuando la geometría en elevación, o en planta, no presenta ningún tipo de irregularidad (ver Anexo 6). La Norma Ecuatoriana de la Construcción estipula que existen 3 o 4 tipos de irregularidades tanto en planta, como en elevación, tales como:

Irregularidades en elevación:

- Piso flexible.
- Distribución de masa.
- Irregularidad de geometría.

Irregularidades en planta:

- Irregularidad torsional.
- Retrocesos excesivos en las esquinas.
- Discontinuidad en el sistema de piso.

- Ejes estructurales no paralelos.

En la figura 1, se puede ver que existe simetría, ortogonalidad en los ejes principales, y se mantienen las distancias entre ellos. “Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades [...], en ninguno de sus pisos, ϕ_p tomará el valor de 1” (NEC, 2015). De igual manera, en la figura 2, se puede observar que se mantienen las alturas entre los pisos, las masas son constantes; por lo tanto, bajo las mismas condiciones la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece que ϕ_e toma el valor de 1.

Factor de Reducción sísmica (R):

El factor de reducción sísmica depende del tipo de estructura, de suelo, del periodo de vibración, factores de ductilidad, entre otros.

“El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras, y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible, y con la ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.” (NEC, 2015).

El factor R se divide en dos grupos estructurales; el primero corresponde a sistemas estructurales dúctiles, y el segundo a sistemas estructurales de ductilidad limitada. A cada tipo estructural, le corresponde un valor específico de “R”.

El sistema estructural de los tres edificios diseñados, corresponde a “pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.”(NEC, 2015); es decir a un factor de reducción sísmica de 8 (ver Anexo 7).

Periodo de Vibración de la estructura (Ta):

El periodo de vibración de la estructura permite determinar, con el espectro sísmico, la aceleración sísmica correspondiente. La Norma Ecuatoriana de la Construcción

estipula dos métodos para definir, de manera aproximativa, el periodo de vibración. Dicho periodo, refiere al tiempo necesario para completar una oscilación completa del primer modo de vibración, o modo de vibración principal. Se utilizó el primer método explicado en la norma, la cual define al periodo T como:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

T: Periodo de vibración.

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.

α : ver Anexo 8.

Los periodos de vibración para cada edificación fueron los siguientes:

| <i>Cálculo periodo aproximativo de la estructura (Edificio 4 pisos)</i> | | | | | |
|---|-------|----------|----------------|----------|--------------|
| Ta (s) | Ct | α | h edificio (m) | n° pisos | h / piso (m) |
| 0.595 | 0.072 | 0.8 | 14 | 4 | 3.5 |

Tabla 114: Periodo de vibración correspondiente al edificio de 4 pisos.

| <i>Cálculo periodo aproximativo de la estructura (Edificio 8 pisos)</i> | | | | | |
|---|-------|----------|----------------|----------|--------------|
| Ta (s) | Ct | α | h edificio (m) | n° pisos | h / piso (m) |
| 1.035 | 0.072 | 0.8 | 28 | 8 | 3.5 |

Tabla 115: Periodo de vibración correspondiente al edificio de 8 pisos.

| <i>Cálculo periodo aproximativo de la estructura (Edificio 12 pisos)</i> | | | | | |
|--|-------|----------|----------------|----------|--------------|
| Ta (s) | Ct | α | h edificio (m) | n° pisos | h / piso (m) |
| 1.432 | 0.072 | 0.8 | 42 | 12 | 3.5 |

Tabla 116: Periodo de vibración correspondiente al edificio de 12 pisos.

Carga sísmica reactiva (W):

“La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo” (NEC, 2015). Para el caso general, dicha carga se considera únicamente como la carga muerta total de la

estructura. Esta misma va a variar según la intensidad que vaya a tener el evento sísmico, ya que las dimensiones de los elementos van a ser diferentes para cada caso.

Cálculo del cortante basal:

Una vez obtenidos los valores correspondientes de cada uno de los diferentes factores, se puede obtener el valor del cortante basal. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Edificio de 4 pisos:

| <i>Cálculo Corte basal total (Probabilidad de excedencia 5%)</i> | | |
|--|---------|----|
| W | 6325.85 | kN |
| Ta | 0.59 | s |
| Sa | 1.46 | g |
| Φ_e | 1.00 | |
| Φ_p | 1.00 | |
| Zona sísmica | 0.54 | |
| Tipo de subsuelo | D | |
| Coficiente I | 1.00 | |
| Coficiente R | 8.00 | |
| V | 1151.30 | kN |

Tabla 117: Cortante basal para el edificio de 4 pisos, con una probabilidad de excedencia del 5%.

| <i>Cálculo Corte basal total (Probabilidad de excedencia 10%)</i> | | |
|---|---------|----|
| W | 6245.23 | kN |
| Ta | 0.59 | s |
| Sa | 1.23 | g |
| Φ_e | 1.00 | |
| Φ_p | 1.00 | |
| Zona sísmica | 0.45 | |
| Tipo de subsuelo | D | |
| Coficiente I | 1.00 | |
| Coficiente R | 8.00 | |

| | | |
|---|--------|----|
| V | 960.20 | kN |
|---|--------|----|

Tabla 118: Cortante basal para el edificio de 4 pisos, con una probabilidad de excedencia del 10%.

| <i>Cálculo Corte basal total (Probabilidad de excedencia 20%)</i> | | |
|---|---------|----|
| W | 6162.60 | kN |
| Ta | 0.59 | s |
| Sa | 0.97 | g |
| Φ_e | 1.00 | |
| Φ_p | 1.00 | |
| Zona sísmica | 0.34 | |
| Tipo de subsuelo | D | |
| Coficiente I | 1.00 | |
| Coficiente R | 8.00 | |
| V | 747.22 | kN |

Tabla 119: Cortante basal para el edificio de 4 pisos, con una probabilidad de excedencia del 20%.

Edificio 8 pisos:

| <i>Cálculo Corte basal total (Probabilidad de excedencia 5%)</i> | | |
|--|----------|----|
| W | 14576.92 | kN |
| Ta | 1.04 | s |
| Sa | 1.07 | g |
| Φ_e | 1.00 | |
| Φ_p | 1.00 | |
| Zona sísmica | 0.54 | |
| Tipo de subsuelo | D | |
| Coficiente I | 1.00 | |
| Coficiente R | 8.00 | |
| V | 1956.04 | kN |

Tabla 120: Cortante basal para el edificio de 8 pisos, con una probabilidad de excedencia del 5%.

| <i>Cálculo Corte basal total (Probabilidad de excedencia 10%)</i> | | |
|---|----------|----|
| W | 14137.70 | kN |
| Ta | 1.04 | s |
| Sa | 0.83 | g |
| Φ_e | 1.00 | |
| Φ_p | 1.00 | |
| Zona sísmica | 0.45 | |
| Tipo de subsuelo | D | |
| Coefficiente I | 1.00 | |
| Coefficiente R | 8.00 | |
| V | 1466.19 | kN |

Tabla 121: Cortante basal para el edificio de 8 pisos, con una probabilidad de excedencia del 10%.

| <i>Cálculo Corte basal total (Probabilidad de excedencia 20%)</i> | | |
|---|----------|----|
| W | 13720.67 | kN |
| Ta | 1.04 | s |
| Sa | 0.63 | g |
| Φ_e | 1.00 | |
| Φ_p | 1.00 | |
| Zona sísmica | 0.34 | |
| Tipo de subsuelo | D | |
| Coefficiente I | 1.00 | |
| Coefficiente R | 8.00 | |
| V | 1075.87 | kN |

Tabla 122: Cortante basal para el edificio de 8 pisos, con una probabilidad de excedencia del 20%.

Edificio 12 pisos:

| <i>Cálculo Corte basal total (Probabilidad de excedencia 5%)</i> | | |
|--|----------|----|
| W | 25212.16 | kN |
| Ta | 1.43 | s |
| Sa | 0.77590 | g |
| Φ_e | 1.00 | |
| Φ_p | 1.00 | |
| Zona sísmica | 0.54 | |
| Tipo de subsuelo | D | |
| Coefficiente I | 1.00 | |
| Coefficiente R | 8.00 | |
| V | 2445.26 | kN |

Tabla 123: Cortante basal para el edificio de 12 pisos, con una probabilidad de excedencia del 5%.

| <i>Cálculo Corte basal total (Probabilidad de excedencia 10%)</i> | | |
|---|----------|----|
| W | 23591.37 | kN |
| Ta | 1.43 | s |
| Sa | 0.60 | g |
| Φ_e | 1.00 | |
| Φ_p | 1.00 | |
| Zona sísmica | 0.45 | |
| Tipo de subsuelo | D | |
| Coefficiente I | 1.00 | |
| Coefficiente R | 8.00 | |
| V | 1768.17 | kN |

Tabla 124: Cortante basal para el edificio de 12 pisos, con una probabilidad de excedencia del 10%.

| <i>Cálculo Corte basal total (Probabilidad de excedencia 20%)</i> | | |
|---|----------|----|
| W | 21908.98 | kN |
| Ta | 1.43 | s |
| Sa | 0.45 | g |
| Φe | 1.00 | |
| Φp | 1.00 | |
| Zona sísmica | 0.34 | |
| Tipo de subsuelo | D | |
| Coficiente I | 1.00 | |
| Coficiente R | 8.00 | |
| V | 1241.69 | kN |

Tabla 125: Cortante basal para el edificio de 12 pisos, con una probabilidad de excedencia del 20%.

Dentro del cálculo de la fuerza basal, para cada caso, se determinó la zona sísmica en donde se realizó el proyecto, al igual que el tipo de subsuelo (ver Anexo 9).

Cálculo de fuerzas laterales:

Anteriormente, se mencionó que el cortante basal corresponde a la fuerza total generada por el sismo en la edificación; es decir, que dicha fuerza se puede descomponer, en fuerzas laterales puntuales, que se apliquen en cada piso, sabiendo que la sumatoria de dichas fuerzas corresponda al cortante basal. El diseño basado por fuerzas (DBF), estipula que la fuerza aplicada en el piso n, está dada por la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Dónde:

F_x : Fuerza lateral en el piso x de la estructura.

w_x : Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

w_i : Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

n: Número de pisos de la estructura.

hi: Altura del piso i de la estructura.

hx: Altura del piso x de la estructura.

K: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T ($k=1$, ver Anexo 10).

Los resultados obtenidos para cada caso, fueron los siguientes:

Edificio de 4 pisos:

| <i>Distribución vertical fuerzas sísmicas</i> | | |
|---|--------|----|
| k | 1.00 | |
| F1 | 308.04 | kN |
| F2 | 308.04 | kN |
| F3 | 308.04 | kN |
| F4 | 227.20 | kN |

Tabla 126: Distribución vertical de fuerzas sísmica, para una probabilidad de excedencia del 5%.

| <i>Distribución vertical fuerzas sísmicas</i> | | |
|---|--------|----|
| k | 1.00 | |
| F1 | 256.83 | kN |
| F2 | 256.83 | kN |
| F3 | 256.83 | kN |
| F4 | 189.70 | kN |

Tabla 127: Distribución vertical de fuerzas sísmica, para una probabilidad de excedencia del 10%.

| <i>Distribución vertical fuerzas sísmicas</i> | | |
|---|--------|----|
| k | 1.00 | |
| F1 | 199.85 | kN |
| F2 | 199.85 | kN |
| F3 | 199.85 | kN |
| F4 | 147.67 | kN |

Tabla 128: Distribución vertical de fuerzas sísmica, para una probabilidad de excedencia del 20%.

Edificio 8 pisos:

| <i>Distribución vertical fuerzas sísmicas</i> | | |
|---|--------|----|
| k | 1.00 | |
| F8 | 180.22 | kN |
| F7 | 252.53 | kN |
| F6 | 252.53 | kN |
| F5 | 252.53 | kN |
| F4 | 254.56 | kN |
| F3 | 254.56 | kN |
| F2 | 254.56 | kN |
| F1 | 254.56 | kN |

Tabla 129: Distribución vertical de fuerzas sísmica, para una probabilidad de excedencia del 5%.

| <i>Distribución vertical fuerzas sísmicas</i> | | |
|---|--------|----|
| k | 1.00 | |
| F8 | 135.72 | kN |
| F7 | 188.04 | kN |
| F6 | 188.04 | kN |
| F5 | 188.04 | kN |
| F4 | 191.59 | kN |
| F3 | 191.59 | kN |
| F2 | 191.59 | kN |
| F1 | 191.59 | kN |

Tabla 130: Distribución vertical de fuerzas sísmica, para una probabilidad de excedencia del 10%.

| <i>Distribución vertical fuerzas sísmicas</i> | | |
|---|--------|----|
| k | 1.00 | |
| F8 | 100.43 | kN |
| F7 | 137.80 | kN |
| F6 | 137.80 | kN |
| F5 | 137.80 | kN |
| F4 | 140.51 | kN |
| F3 | 140.51 | kN |
| F2 | 140.51 | kN |
| F1 | 140.51 | kN |

Tabla 131: Distribución vertical de fuerzas sísmica, para una probabilidad de excedencia del 20%.

Edificio 12 pisos:

| <i>Distribución vertical fuerzas sísmicas</i> | | |
|---|--------|----|
| k | 1.00 | |
| F12 | 141.72 | kN |
| F11 | 205.45 | kN |
| F10 | 205.45 | kN |
| F9 | 205.45 | kN |
| F8 | 207.41 | kN |
| F7 | 207.41 | kN |
| F6 | 207.41 | kN |
| F5 | 207.41 | kN |
| F4 | 214.39 | kN |
| F3 | 214.39 | kN |
| F2 | 214.39 | kN |
| F1 | 214.39 | kN |

Tabla 132: Distribución vertical de fuerzas sísmica, para una probabilidad de excedencia del 5%.

| <i>Distribución vertical fuerzas sísmicas</i> | | |
|---|--------|----|
| k | 1.00 | |
| F12 | 98.92 | kN |
| F11 | 137.56 | kN |
| F10 | 137.56 | kN |
| F9 | 137.56 | kN |
| F8 | 140.28 | kN |
| F7 | 140.28 | kN |
| F6 | 140.28 | kN |
| F5 | 140.28 | kN |
| F4 | 153.32 | kN |
| F3 | 153.32 | kN |
| F2 | 153.32 | kN |
| F1 | 153.32 | kN |

Tabla 133: Distribución vertical de fuerzas sísmica, para una probabilidad de excedencia del 10%.

| <i>Distribución vertical fuerzas sísmicas</i> | | |
|---|--------|----|
| k | 1.00 | |
| F12 | 74.80 | kN |
| F11 | 104.02 | kN |
| F10 | 104.02 | kN |
| F9 | 104.02 | kN |
| F8 | 106.08 | kN |
| F7 | 106.08 | kN |
| F6 | 106.08 | kN |
| F5 | 106.08 | kN |
| F4 | 107.63 | kN |
| F3 | 107.63 | kN |
| F2 | 107.63 | kN |
| F1 | 107.63 | kN |

Tabla 134: Distribución vertical de fuerzas sísmica, para una probabilidad de excedencia del 20%.

Diseño de pórticos sismo resistente:

Determinación de cargas:

Una vez obtenida las fuerzas totales que actúan en cada grado de libertad sísmico de la estructura, se debe obtener las fuerzas correspondientes a cada sistema sismo resistente del edificio.

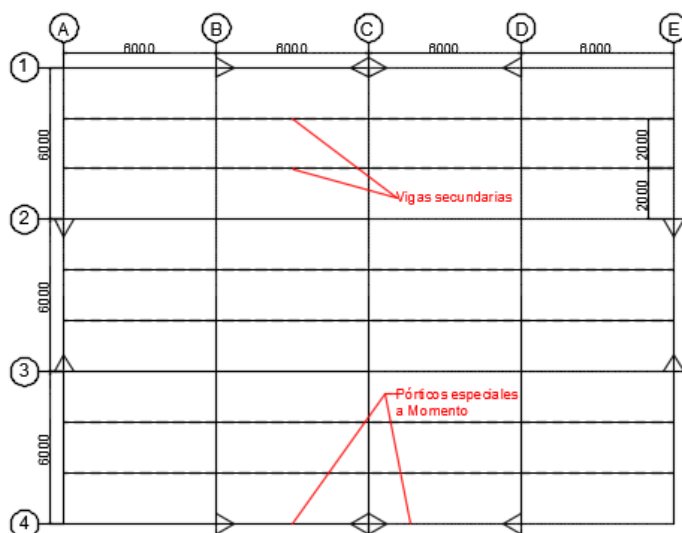


Figura 18: Distribución de sistemas sismo resistentes, vista en planta

En la figura (), se puede ver que en cada sentido del edificio existe un sistema sismo resistente. De esta manera, se logra evitar que exista el efecto de torsión en la edificación, ya que existe una simetría en ellos. Por este motivo, las fuerzas actuantes en cada sistema, corresponden a la mitad de las totales. De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo 1, la combinación de carga dominante para determinar los esfuerzos generados por un efecto sísmico es la combinación 5:

$$1.2D + L + E + 0.2S \text{ (NEC, 2015)}$$

De igual manera, la Norma en la misma sección, estipula que se puede tomar como carga viva 0.5 kN/m^2 , cuando esta no supera 4.5 kN/m^2 , y no se trate del diseño de un estacionamiento, y/o espacios públicos. Por ende, los resultados de las cargas ponderadas para el análisis estructural

Cálculo de Carga gravitacional eje A y E combinación

| 5 | | | | |
|-------------------|-----------------|-------------------------|------------------|------------------------|
| Carga muerta (kN) | Carga viva (kN) | Carga viva cubierta(kN) | Carga Total (kN) | Carga repartida (kN/m) |
| 16.40 | 3 | 0.84 | 20.24 | 5.43 |

Tabla 135: Cargas gravitacionales para análisis estructural sísmico.

| Cálculo de Carga gravitacional eje 1 y 4 combinación 5 | | | |
|---|-------------------|---------------------------|--------------------|
| Carga muerta (k/m) | Carga viva (kN/m) | Carga viva cubierta(kN/m) | Carga Total (kN/m) |
| 8.16 | 0.5 | 0.14 | 8.80 |

Tabla 136: Cargas gravitacionales para análisis estructural sísmico.

Los esfuerzos generados por las cargas sísmicas ver Anexo 11.

Diseño sismo resistente:

Para el diseño sismo resistente de una estructura en acero, como se dijo anteriormente en el capítulo correspondiente al cálculo de fuerzas sísmicas, se diseñan únicamente solo ciertos pórticos, para que estos soporten la totalidad de las fuerzas sísmicas como lo indica AISC 358, sección 4.3, llamados pórticos especiales de momento. Este concepto de diseño se basa, en el hecho de determinar donde se van a crear las rotulas plásticas, en el caso de un evento sísmico. Por lo tanto, dichas zonas deben ser protegidas, de tal manera que su resistencia no sea mayor a cualquier otra parte del elemento estructural, para así garantizar dicho efecto. Estas deformaciones inelásticas pueden formarse únicamente en la zona del panel de la columna, o en las zonas reducidas de las vigas. La Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo Acero, estipula que para evitar que estas deformaciones se den en las extremidades de las columnas se debe tener la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1$$

Dónde:

$\sum M_{pc}^*$: Suma de momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.

ΣM_{pb}^* : Suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.

Al cumplir esta relación, no se busca en eliminar la posibilidad de que se creen deformaciones inelásticas en las columnas, pero en dificultar la formación de mecanismos de piso. Para tener esa relación, se debe hacer varias verificaciones:

- Resistencia de columna.
- Resistencia de viga.
- Diseño de Conexión viga – columna.
- Derivas de piso.

Para verificar la resistencia de los elementos que conforman dichos pórticos, es necesario realizar un análisis en segundo orden, que incluyan los efectos $\delta - P$ y $\Delta - P$.

Resistencia de columna:

En un primer lugar, los patines, y el alma deben cumplir un requerimiento de alta ductilidad, el cual está determinado por AISC 358.

Para el patín:

$$\lambda_{hd} > \lambda$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

Dónde:

λ_{hd} : Limite de máximo esbeltez del patín.

λ : Esbeltez real del patín.

E: Módulo de elasticidad del acero.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

b_f : Ancho del patín de la columna.

t_f : Espesor del patín de la columna.

Para el alma:

$$\lambda_{hd} > \lambda$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi P_y} < 0.25$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * (1 - 0.93 * C_a)$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

Dónde:

λ_{hd} : Limite de máximo esbeltez del alma.

λ : Esbeltez real del alma.

P_u : Carga última de la columna.

ϕP_y : Carga máxima nominal de la columna.

E : Módulo de elasticidad del acero.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

Estos dos factores de manera general, determinan las dimensiones de la columna. Si se comparan estos factores de esbeltez, de los elementos que conforman la columna, con los factores mínimos correspondientes al diseño gravitacional, existe una diferencia. El factor de esbeltez del patín para el diseño sísmico es inferior que el que es para el diseño gravitacional. Por este motivo, las columnas que conforman los pórticos especiales a momento se debieron rediseñar, de manera que se cumpla dicho factor (ver Anexo 12). Por otro lado, el factor de esbeltez del alma, para el diseño sísmico, es superior al del diseño gravitacional, por lo que no genera un problema en este caso.

Una vez cumplidos dichos requerimientos, se debe verificar la resistencia a compresión de la columna. Para esto, se debe calcular la esbeltez de esta misma, con la ayuda del factor de longitud efectiva k . Según AISC Specifications, en el análisis directo, el factor de longitud efectiva es igual a 1 para todos los elementos. La esbeltez que controla la resistencia es el valor mínimo entre:

$$\frac{K_x L_x}{r_x} \text{ y } \frac{K_y L_y}{r_y}$$

La resistencia nominal del elemento se la obtiene por el análisis gravitacional. De manera que se mantenga la siguiente relación:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

Dónde:

$$\phi_c: 0.9$$

P_n : Resistencia nominal máxima de compresión de la columna.

P_u : Carga última de compresión, efecto de las cargas gravitacionales y sísmicas.

Por otro lado, se debe verificar la resistencia a flexión de las columnas, ya que las fuerzas sísmicas generan esfuerzos de flexión en estos tipos de elementos. Para esto, al igual que para el diseño gravitacional, se debe calcular la resistencia nominal a flexión, y a cortante, como se lo realizó en el segundo capítulo de estudio presente. Sin embargo, adicionalmente, se debe realizar el análisis de fuerzas combinadas. AISC Specifications, capítulo H, especifica que se debe cumplir cualquiera de las siguientes condiciones:

$$\text{Si } \frac{P_u}{P_c} \geq 0.2:$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{P_c} < 0.2:$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Dónde:

P_r : Carga última de compresión, efecto de las cargas gravitacionales y sísmicas.

P_c : Resistencia nominal máxima de compresión de la columna.

M_r : Momento demandante, efecto de las cargas gravitacionales y sísmicas.

M_c : Momento nominal de la columna.

Para ver los resultados sobre la resistencia nominal de las columnas, ver Anexo 13.

Resistencia de vigas:

En los pórticos especiales de momento, en las vigas, se hace una reducción de sección, tanto en el patín inferior como en el superior. De esta manera, la resistencia de esta última es inferior en esta zona con respecto al resto del elemento. Como se mencionó anteriormente, con esta reducción se busca en generar deformaciones plásticas en dichas zonas; por lo tanto estas zonas son consideradas como zonas protegidas, donde no se puede poner ningún elemento que aumente su resistencia nominal. Por lo tanto las dimensiones, según AISC 358, de la reducción de sección, son las siguientes:

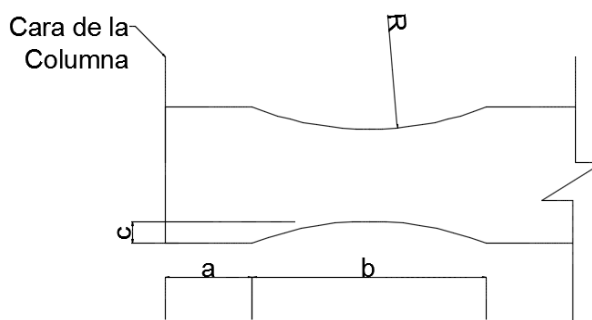


Figura 19: Esquema de las dimensiones de la reducción de sección.

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.51 \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

Al igual que para la columna, se debe revisar la esbeltez de la viga en la zona de reducción de sección. Para esto se debe determinar en primer lugar el radio:

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$$

Una vez obtenido el radio, se puede calcular el ancho del patín reducido:

$$b_{f,RBS} = 2(R - c) + b_f - 2 \sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2}$$

Dónde:

b_f : Ancho del patín sin reducción.

R: Radio de reducción del patín.

c, b: Dimensiones de la reducción de sección.

Al igual que para las columnas, las partes que conforman las vigas deben tener un comportamiento de alta ductilidad. Por lo tanto, se debe cumplir la siguiente relación:

Para el patín:

$$\lambda_{hd} > \lambda$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda = \frac{b_{fRBS}}{2t_f}$$

Dónde:

λ_{hd} : Límite máximo de esbeltez del patín.

λ : Esbeltez real del patín.

E: Módulo de elasticidad del acero.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

b_{fRBS} : Ancho reducido del patín de la viga.

t_f : Espesor del patín de la viga.

Para el alma:

$$\lambda_{hd} > \lambda$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

Dónde:

λ_{hd} : Limite de máximo esbeltez del alma.

λ : Esbeltez real del alma.

Siguiendo la misma lógica que en diseño gravitacional, en el diseño sísmico, se debe verificar el espaciamiento que existe entre los apoyos laterales de las vigas. En este caso, según AISC Seismic Provisions, sección D1.2b, el dicho espaciamiento está dada por la ecuación siguiente:

$$L_p = 0.086 * r_y \left(\frac{E}{F_y} \right)$$

Dónde:

E: Módulo de elasticidad del acero.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

r_y : Radio de giro del viga, según el eje y-y.

En dicha norma, se estipula que tanto el patín inferior, como el superior, deben tener apoyo lateral a esa distancia. Sin embargo, en este caso el patín superior tiene apoyo lateral de manera constante, por la losa de hormigón. En el caso de que la distancia entre apoyos

laterales de la viga sea superior a L_p , la resistencia nominal se ve afectada. Al igual que para el diseño gravitacional de vigas, capítulo 2, del presente estudio, se debe determinar L_r , y así poder calcular la resistencia de la viga. En este caso, para el patín inferior de las vigas se proporcionó arriostramiento a una distancia inferior a L_p , para así poder obtener la máxima capacidad de la viga, es decir M_p .

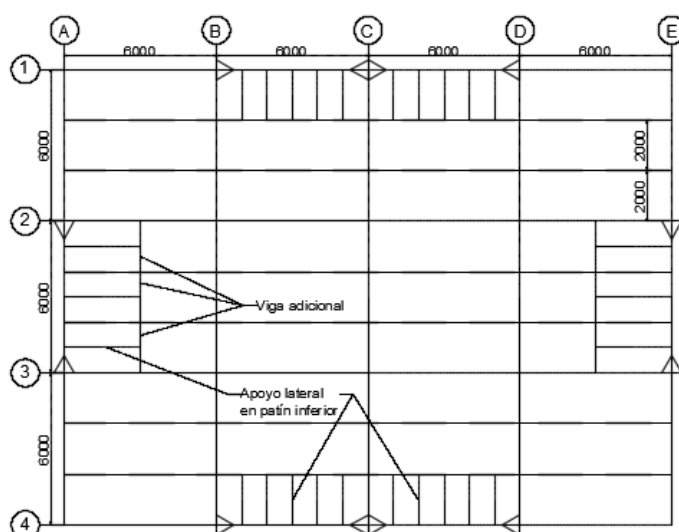


Figura 20: Apoyos laterales en vigas de pórticos especiales a momento.

En la figura 20, se puede observar, que se puso elementos adicionales, para aportar un apoyo lateral al patín inferior. En el caso de las vigas de los ejes 1 y 4, el elemento que hace de arriostre es conecta en la viga secundaria. Pero en el caso, de las vigas de los ejes A y E, al haber una distancia muy grande, se decidió poner una viga intermediaria, entre el eje A y B, para poder conectar ahí el arriostre. Dicha viga no se le tomó dentro del diseño gravitacional, ya que su función es únicamente la mencionada anteriormente.

Para esto, se debe determinar el módulo de sección plástica para la sección reducida de la viga. AISC 358, sección 5.8, estipula que dicho módulo se calcula con la siguiente ecuación:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2 * c * t_{bf}(d - t_{bf})$$

Dónde:

Z_{RBS} : Módulo de sección plástica de la zona reducida del patín.

Z_x : Módulo de sección plástica de la viga.

t_{bf} : Espesor del patín de la viga.

c : Dimensión de la reducción de sección del patín de la viga.

Por lo tanto, el momento nominal del elemento es:

$$M_p = F_y * Z_{RBS}$$

Los resultados de la resistencia nominal de las vigas ver Anexo 14.

Para el diseño de los elementos que hacen de apoyo lateral del patín inferior del a viga, AISC Seismic Provisions, sección D1.2b, determina cual es la resistencia del arriostramiento lateral de forma nodal:

$$P_{rb} = \frac{0.02M_r C_d}{h_o}$$

Dónde:

P_{rb} : Fuerza generada en el elemento que genere apoyo lateral.

M_r : Momento máximo posible en la viga. ($M_r = R_y F_y Z$)

R_y : 1.1, Según AISC Seismic Provisions tabla A3.1 (ver Anexo 15)

C_d : 1.0

Para dichos elementos se toma como factor de longitud efectiva $K=1$. Para que el elemento sea adecuado se debe tener la relación:

$$P_{rb} \leq \phi P_n$$

Por otro lado, AISC Seismic Provisions, sección D1.2b, especifica que dichos elementos deben tener una esbeltez mínima, determinada por la siguiente ecuación:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{M_r C_d}{L_b h_o} \right) < k$$

$$k = \frac{AE}{L} \cos^2(\theta)$$

Dónde:

M_r : Momento máximo posible en la viga. ($M_r = R_y F_y Z$)

C_d : 1.0

β_{br} : Esbeltez del elemento de arriostre lateral.

k: Rigidez del elemento de arriostre lateral.

A: Área del elemento de arriostre lateral.

L: Longitud del elemento de arriostre lateral.

E: Módulo de elasticidad del acero.

Las dimensiones de los arriostres laterales ver Anexo 16.

Debido a la exigencia sísmica, las vigas que conforman tuvieron que rediseñarse.

Diseño de conexiones:

Existen varias posibilidades de tipos de conexiones para este tipo de pórticos. Sin embargo, para este tipo de pórticos, solo se pueden utilizar ciertos tipos de conexiones, ya que estas deben ser calificadas y aprobadas por AISC. Para el diseño de estas conexiones, de acuerdo a AISC 358, Tabla 4-A, se deben seguir los pasos siguientes:

- Determinar los valores a, b y c para la reducción de sección de la viga.
- Determinar el módulo de sección plástico de la sección reducida de la viga.
- Determinar el momento máximo actuante en el eje de la sección reducida de la viga.
- Determinar el esfuerzo cortante actuante en el eje de la sección reducida de la viga (RBS).
- Determinar el momento máximo actuante en la cara de la columna.

- Revisar que el momento en la cara de la columna no exceda la resistencia permitida.
- Determinar la resistencia a cortante de la conexión
- Diseñar la conexión por partes
- Revisar requerimientos para placas de continuidad.
- Revisar la limitación correspondiente a la relación columna – viga.

Para todo esto, AISC Seismic Provisions, sección 5.3.1, establece que la relación luz libre/ altura de viga debe ser superior a 7.

Para calcular el momento máximo en la mitad de la sección reducida de la viga se debe determinar primero:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} < 1.2$$

Entonces:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{rbs}$$

Dónde:

M_{pr} : Momento máximo posible en el centro de la sección reducida de la viga.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

F_u : Esfuerzo ultimo del acero.

Esfuerzo de cortante en RBS:

Para calcular el esfuerzo de cortante en el eje de RBS, de acuerdo a AISC Seismic Provisions, sección 5.8, se utiliza la combinación de carga siguiente:

$$1.2D + 0.5L + 0.2S$$

De acuerdo a la figura 19, que muestra un esquema de la sección reducida de la viga, la distancia de la cara de la columna al centro de la sección reducida de la viga es la siguiente:

$$S_h = a + \frac{b}{2}$$

Por lo tanto la distancia entre los centros de las secciones reducidas de la viga, ubicadas en las extremidades del elemento es:

$$L_h = L - 2\left(\frac{d_{col}}{2}\right) - 2S_h$$

Dónde:

L: Longitud total de la viga.

d_{col} : Peralte de la columna.

S_h : Distancia entre la cara de la columna, y el centro de la sección reducida.

Por último el esfuerzo cortante que actúa en dicha sección se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u}{2}$$

$$V'_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} - \frac{w_u}{2}$$

Dónde:

M_{pr} : Momento máximo posible en el centro de la sección reducida de la viga.

L_h : Distancia entre centros de secciones reducidas de una viga.

w_u : Carga gravitacional actuante de acuerdo a combinación de carga.

V_{RBS} y V'_{RBS} : Esfuerzos de cortante actuando en el centro de la sección reducida de la viga.

En ciertas ocasiones, la rótula plástica se genera fuera de las secciones diseñadas. Para poder determinar el lugar donde se formarán dichas deformaciones, a través de un análisis computacional, se puede determinar donde se encuentra el esfuerzo de momento máximo demandante. Si dicho momento, se encuentra fuera de estas zonas, y excede el momento plástico de cualquier sección de la viga, la rótula no se formara donde se diseñó para que se formara.

Se debe determinar los momentos máximos demandantes en la cara de la columna, para así poder compararlos con el momento plástico esperado de la viga.

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h$$

$$M'_f = M_{pr} + V'_{RBS}S_h$$

Dónde:

M_f y M'_f : Momentos máximos generados en la cara de la columna.

V_{RBS} y V'_{RBS} : Esfuerzos de cortante actuando en el centro de la sección reducida de la viga.

S_h : Distancia entre la cara de la columna, y el centro de la sección reducida.

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

Dónde:

M_{pe} : Momento plástico basándose en el esfuerzo de fluencia.

R_y : 1.1, Según AISC Seismic Provisions tabla A3.1 (ver Anexo 17)

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

Z_x : Módulo de sección plástica de la viga.

Para evitar el efecto descrito anteriormente, en el cual la rótula plástica no se genera dentro de la zona establecida, se debe tener la siguiente relación:

$$\phi M_{pe} \geq M_f$$

Para poder determinar el esfuerzo cortante que actúa en la cara de la columna, es decir que es de utilidad para el diseño de la conexión entre viga y columna, se debe utilizar el cortante en el centro de la sección reducida, y el generado por la carga gravitacional, en el pedazo entre la sección reducida y la cara de la columna. Sin embargo, dicho esfuerzo debe ser inferior a la resistencia nominal de la viga.

$$V_u = V_{RBS} + w_u S_h \leq \phi V_n$$

Dónde:

V_{RBS} : Esfuerzos de cortante actuando en el centro de la sección reducida de la viga.

V_u : Esfuerzo cortante actuando en la cara de la columna.

w_u : Carga gravitacional actuante de acuerdo a combinación de carga.

Sh: Distancia entre la cara de la columna, y el centro de la sección reducida.

ϕV_n : Resistencia nominal a cortante de la viga.

Una vez obtenidos estos datos, se puede diseñar la conexión entre la viga y la columna.

Para este tipo de conexión, se escogió una conexión de una sola placa, o "single plate conexión". La soldadura que se debe implementar para dicha conexión debe ser de penetración completa. De acuerdo a AISC Specifications, sección G2.1, el peralte mínimo del alma entre perforaciones de soldadura, para soportar el esfuerzo de cortante demandante es:

$$d_{min} = \frac{V_u}{\phi 0.6 F_y t_{bw} C_v}$$

Dónde:

V_u : Esfuerzo cortante actuando en la cara de la columna.

t_{bw} : Espesor del alma de la viga.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

Por otro lado, AISC 358, establece la necesidad de implementar placas de continuidad, para conexiones precalificadas RBS, a menos que se cumplan las siguientes condiciones:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad ; \quad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

Dónde:

t_{cf} : Espesor del patín de la columna.

b_{bf} : Ancho del patín de la viga.

t_{bw} : Espesor del patín de la viga.

R_{yb} y R_{yc} : 1.1

F_{yc} y F_{yb} : Esfuerzo de fluencia del acero.

De acuerdo a AISC Seismic Provisions, sección E.6f(2), el espesor de las placas de continuidad debe de ser de al menos el mismo espesor del patín de las vigas. De igual manera, existe la necesidad de soldadura entre las placas y los patines de la columna, al igual que con el alma de la columna. De cierta manera, no se especifica un ancho mínimo de las placas; sin embargo, se puede utilizar placas que tengan que vaya hasta el filo del patín de la columna, o también se puede utilizar placas que lleguen hasta la misma altura que el patín de la viga. En el diseño de dichas placas, se debe tener en cuenta unas aperturas en la zona de la soldadura del alma con el patín de la columna. Según AISC Seismic Provisions, sección I2.4, el límite de dicha apertura es de 6 mm, adicional al factor k_1 , el cual tiene un valor de 40 mm. De acuerdo a la sección E3.6f(3), de la misma norma, la resistencia, de todas la suma de las soldaduras de las placas de continuidad, es el mínimo entre la siguientes consideraciones:

- Suma de resistencia en tensión de la unión entre la placa, y los patines de la columna:

$$\phi T_n = \phi F_y 2L t_{pw}$$

Dónde:

ϕT_n : Resistencia nominal a tensión.

L : Longitud correspondiente a la zona de contacto entre la placa, y los patines de la columna.

t_{pw} : Espesor de la placa de continuidad.

- Resistencia nominal a cortante de la soldadura entre la placa y el alma de la columna

$$\phi V_n = \phi 0.6 F_y L t_{pw}$$

Dónde:

ϕV_n : Resistencia nominal a tensión.

L : Longitud correspondiente a la zona de contacto entre la placa, y el alma de la columna.

t_{pw} : Espesor de la placa de continuidad.

- Resistencia nominal de la zona del panel.

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y d_c t_{cw} \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right)$$

Dónde:

ϕR_n : Resistencia nominal de la zona del panel.

d_c : Peralte de la columna.

t_{cf} : Espesor del patín de la columna.

b_{cf} : Ancho del patín de la columna.

t_{cw} : Espesor del alma de la columna.

d_b : Peralte de la viga.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

En este caso, como es de todo el panel, se divide para dos para determinar la resistencia de cada placa de continuidad.

- La suma de la resistencia a tensión de los patines, que transmitan las fuerzas a las placas de continuidad.

$$T_n = F_y R_y b_{bf} t_{bf}$$

Dónde:

T_n : Resistencia nominal a tensión de los patines de la viga.

b_{bf} : Ancho del patín de la viga.

t_{bf} : Espesor del patín de la viga.

R_y : 1.1

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

Por lo tanto el peralte de soldadura necesaria en la conexión es:

$$D = \frac{Rn}{2 * 0.1539644 \frac{kN}{mmL.mms}}$$

Los resultados obtenidos en el diseño de las conexiones de acuerdo a cada sismo ver Anexo 19.

Una vez terminado el diseño estructural de los elementos que conforman los pórticos especiales a momento, se verifica que se cumpla la condición de relación viga - columna, para poder considerar por terminado el diseño.

Finalmente, se debe verificar las derivas de piso. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo de Diseño Sismo Resistente, la deriva de piso máxima está establecida por la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

R : Factor de reducción de resistencia ($R=8$).

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducido.

Para que la deriva de piso esté dentro del rango correcto, se debe tener la relación:

$$\Delta_M < 0.02$$

Debido a este aspecto, las columnas ubicadas en los ejes A, E, 1 y 4 tuvieron que ser rediseñadas (ver Anexo 16), ya que si se mantenía la dimensión correspondiente al diseño gravitacional este requerimiento no se cumplía. Los resultados correspondientes a las derivas de piso, de acuerdo a cada evento sísmico ver Anexo 20.

Resultados:

Los pesos y costos obtenidos para cada estructura fueron los siguientes:

| Edificio 4 pisos | | | |
|----------------------------|-----------|-----------------|-------------|
| Probabilidad de excedencia | Peso (kg) | Costo (\$) / kg | Costo total |
| 5% | 197669.58 | 2.8 | 553474.82 |
| 10% | 119164.91 | 2.8 | 333661.75 |
| 20% | 110739.48 | 2.8 | 310070.54 |

Tabla 137: Pesos y costo para un edificio de 4 pisos, dependiendo de la probabilidad de excedencia un periodo de 50 años.

| Edificio 8 pisos | | | |
|----------------------------|-----------|-----------------|-------------|
| Probabilidad de excedencia | Peso (kg) | Costo (\$) / kg | Costo total |
| 5% | 412354.58 | 2.8 | 1154592.83 |
| 10% | 367566.45 | 2.8 | 1029186.05 |
| 20% | 325041.80 | 2.8 | 910117.05 |

Tabla 138: Pesos y costo para un edificio de 8 pisos, dependiendo de la probabilidad de excedencia un periodo de 50 años.

| Edificio 12 pisos | | | |
|----------------------------|-----------|-----------------|-------------|
| Probabilidad de excedencia | Peso (kg) | Costo (\$) / kg | Costo total |
| 20% | 603607.83 | 2.8 | 1690101.94 |
| 10% | 663372.03 | 2.8 | 1857441.67 |
| 5% | 940433.94 | 2.8 | 2633215.03 |

Tabla 139: Pesos y costo para un edificio de 12 pisos, dependiendo de la probabilidad de excedencia un periodo de 50 años.

Desde la tabla 138 a 139, se puede observar el costo que tiene únicamente la estructura metálica de la edificación. El costo referencial es de 2,80 dólares norteamericanos, el cual fue dado por el Dr. Sánchez. Con la ayuda del gráfico 42, se puede ver claramente la evolución del costo de la estructura; es decir, que la diferencia

económica entre una edificación que soporte adecuadamente un evento sísmico fuerte va a ser más costoso.

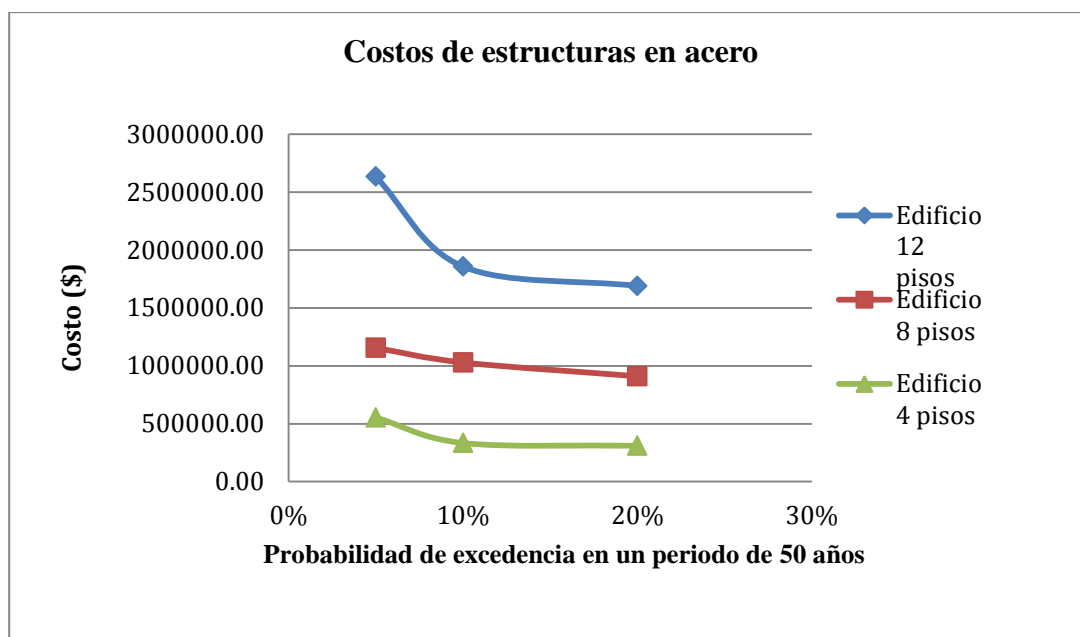


Gráfico 42: Variación de costos para cada edificación dependiendo de la probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años.

Por otro lado, se realizó la comparación de costos entre una estructura de hormigón armado, con el costo de una estructura en acero. Para esto, se tomarón los resultados obtenidos por Roberto Merino:

| Periodo de Retorno (años) | 4 pisos | 8 pisos | 12 pisos |
|---------------------------|-----------|-----------|-----------|
| 224.57 | 112254.1 | 313583.33 | 342547.52 |
| 475.06 | 119684.15 | 338938.56 | 367529.54 |
| 980.39 | 122412.53 | 387953.86 | 502691.73 |

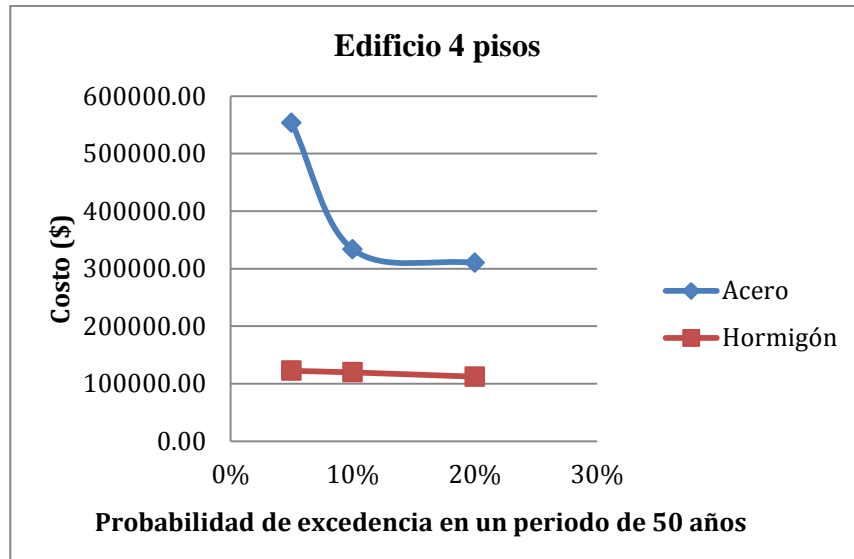


Gráfico 43: Diferencia de costos entre un edificio en hormigón armado y en acero.

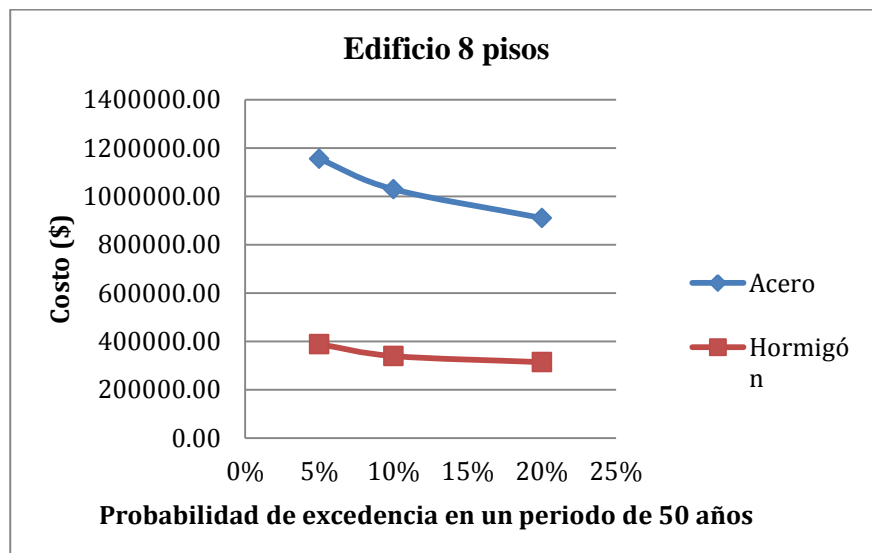


Gráfico 44: Diferencia de costos entre un edificio en hormigón armado y en acero.

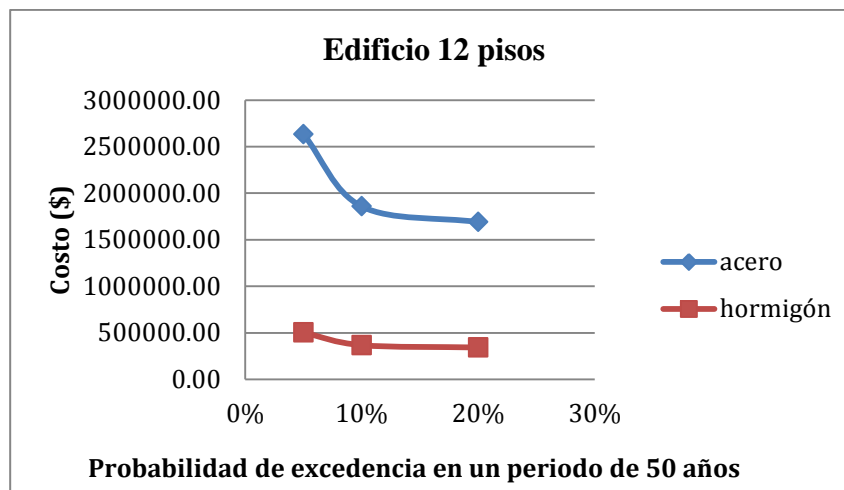


Gráfico 45: Diferencia de costos entre un edificio en hormigón armado y en acero.

Conclusiones:

- En el diseño gravitacional de conexiones, en dos ocasiones, las dimensiones de la placa que conecta el alma de la viga a la columna, o al alma de otra viga, se vieron controladas por el estado límite de ruptura por cortante.
- Como se puede observar en las gráficas de la sección de resultados, la estructura en hormigón armado es inferior a la del acero.
- Si se observa la gráfica 42, se puede ver que la diferencia de costos, cuando se utiliza diferentes probabilidades de excedencia, es mayor para la edificación de 12 pisos.
- En todos los casos, la deriva de piso fue la que controló el diseño de la edificación. Por este motivo, los elementos están sobre dimensionados, con respecto a la demanda de esfuerzos, ya sean por efecto gravitacional o sísmico.
- La deriva de piso, solo se verificó en los pórticos especiales a momento, ya que son estos los únicos a resistir las cargas laterales.
- Para el diseño de las vigas RBS, se debió implementar un arriostre en el patín inferior, para que este sirva de apoyo lateral. En el caso de las vigas ubicadas en los ejes 1 y 4, la instalación de dicho elemento no conlleva una gran dificultad, ya que

hay una viga secundaria a 2 metros de distancia. Sin embargo, para las vigas ubicadas en los ejes A y E, dichos elementos se debían conectar en la viga ubicada en el eje de alado a 6 metros de distancia. Por lo tanto, para que esta distancia sea inferior, se decidió aumentar una viga en sentido paralelo a la viga que se analiza pero a una distancia de 3 metros. Este elemento nuevo que se aumentado, no cumple ningún efecto estructural, sino que sirve únicamente como apoyo para dicho arriostre. De igual manera, el arriostre adicionado al plástica del elemento.

- El diseño en general, de todas las estructuras se vio controlado únicamente por las cargas gravitacionales, y en el caso de las columnas externas, por el límite de esbeltez para un comportamiento de alta ductilidad. Esto causo, que el precio de la estructura no varié según la intensidad del sismo, sino que sea constante.

Recomendaciones:

- Se debe hacer énfasis en las zonas protegidas correspondientes a las vigas, es decir en las secciones reducidas. En estas zonas no se puede realizar ningún tipo de conexión sea estructural como para elementos de acabados, Esto se debe a que en dichas zonas se espera un comportamiento plástico cuando haya un evento sísmico.
- Debería existir en el país, fábricas en las cuales se fabriquen perfiles laminados en caliente. De esta manera, se disminuyen los riesgos de tener fallas por el armado de las piezas. De igual manera, en el momento que se empiece a utilizar el método de sección reducida en vigas, dichos cortes deben ser realizado con un cierto cuidado, para garantizar el efecto querido.
- Para evitar tener secciones tan grandes en las columnas que hacen parte de los pórticos especiales a momento, se debería aumentar la cantidad de este tipo pórticos, de esta manera la carga sísmica se divide en todos estos.

ANEXOS:**Anexo 1: Pesos materiales de Construcción.****4. Apéndice: valores de las cargas muertas y vivas****4.1. Carga muerta: pesos de los materiales**

En la [Tabla 8](#): Pesos unitarios de materiales de construcción se muestran los valores de los pesos para los materiales de uso más frecuente.

| Material | Peso Unitario kN/m ³ |
|--|------------------------------------|
| A. Rocas | |
| Basalto | 29.0 - 30.0 |
| Granito | 26.0 - 28.0 |
| Andesita | 26.0 - 28.0 |
| Sienita | 27.0 - 29.0 |
| Pórfido | 26.0 - 27.0 |
| Gabro | 29.0 - 31.0 |
| Arenisca | 26.0 - 27.5 |
| Calizas compactas y mármoles | 27.0 - 28.0 |
| Pizarra para tejados | 28.0 |
| B. Piedras artificiales | |
| Adobe | 16.0 |
| Amianto-cemento | 20.0 |
| Baldosa cerámica | 18.0 |
| Baldosa de gres | 19.0 |
| Hormigón simple | 22.0 |
| Hormigón armado | 24.0 |
| Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos) | 19.0 |
| Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos) | 14.0 |
| Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos) | 10.0 |

| Material | Peso Unitario kN/m³ |
|--------------------------------------|---|
| Ladrillo artesanal | 16.0 |
| Bloque hueco de hormigón | 12.0 |
| Bloque hueco de hormigón alivianado | 8.5 |
| C. Materiales granulares | |
| Arena seca | 14.5 |
| Arena húmeda | 16.0 |
| Arena saturada | 18.0 |
| Arena de pómez seca | 7.0 |
| Ripio seco | 16.0 |
| Ripio húmedo | 20.0 |
| Grava (canto rodado) | 16.0 |
| Gravilla seca | 15.5 |
| Gravilla húmeda | 20.0 |
| Tierra seca | 14.0 |
| Tierra húmeda | 18.0 |
| Tierra saturada | 20.0 |
| D. Morteros | |
| Cemento compuesto y arena 1:3 a 1: 5 | 20.0 |
| Cemento compuesto cal y arena | 18.0 |
| Cal y arena | 16.0 |
| Yeso | 10.0 |
| E. Metales | |
| Acero | 78.5 |
| Aluminio | 27.0 |

| Material | Peso Unitario kN/m³ |
|--|---|
| Bronce | 85.0 |
| Cobre | 89.0 |
| Estaño | 74.0 |
| Fundición gris | 72.0 |
| Latón | 85.0 |
| Plomo | 114.0 |
| Zinc | 72.0 |
| F. Materiales diversos | |
| Alquitrán | 12.0 |
| Asfalto | 13.0 |
| Cal | 12.0 |
| Hielo | 9.0 |
| Libros y documentos | 8.5 |
| Papel | 11.0 |
| Plástico en planchas | 21.0 |
| Vidrio plano | 26.0 |
| Elementos secundarios | |
| G. Contrapisos y recubrimientos | kN/m² |
| Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor | 0.22 |
| Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor | 0.20 |
| Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor | 0.16 |
| Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor | 0.22 |
| H. Cielorrasos y Cubiertas | kN/m² |
| De yeso sobre listones de madera (incluidos los listones) | 0.20 |

Anexo 2: Carga viva, sobrecargas mínimas.

| Ocupación o Uso | Carga uniforme (kN/m ²) | Carga concentrada (kN) |
|--|---|------------------------|
| Cubiertas | | |
| Cubiertas planas, inclinadas y curvas | 0.70 | |
| Cubiertas destinadas para áreas de paseo | 3.00 | |
| Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión. | 4.80 | |
| Cubiertas destinadas para propósitos especiales | | |
| Toldos y carpas | i | i |
| Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera | 0.24 (no reduc.) | |
| Todas las demás | 1.00 | |
| Elementos principales expuestos a áreas de trabajo | | 8.90 |
| Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular | | 1.40 |
| Todos los otros usos | | 1.40 |
| Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores | | |
| En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza. | | |
| Departamentos (ver Residencias) | | |
| Edificios de oficinas | | |
| Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista) | | |
| Áreas de recepción y corredores del primer piso | 4.80 | 9.00 |
| Oficinas | 2.40 | 9.00 |
| Corredores sobre el primer piso | 4.00 | 9.00 |
| Escaleras fijas | Ver sección 4.5 ASCE/SEI 7-10 | |
| Escaleras y rutas de escape | 4.80 | g |
| Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares | 2.00 | |
| ^g Cuando la sobrecarga reducida de cubierta (menor a 1.0 N/m ²), calculada de conformidad con el [3.2.1] , sea utilizada para el diseño de miembros estructurales continuos, la sobrecarga se aplicará en dos tramos adyacentes y en tramos alternados para obtener las máximas solicitaciones. | | |

| Ocupación o Uso | Carga uniforme (kNm ²) | Carga concentrada (kN) |
|---|---|------------------------|
| Hospitales | | |
| Sala de quirófanos, laboratorios | 2.90 | 4.50 |
| Sala de pacientes | 2.00 | 4.50 |
| Corredores en pisos superiores a la planta baja | 4.00 | 4.50 |
| Instituciones penales | | |
| Celdas | 2.00 | |
| Corredores | 4.80 | |
| Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad | Véase sección 4.5 ASCE/SEI 7-10 | |
| Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape) | 3.00 | |
| Patios y terrazas peatonales | 4.80 | |
| Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2000 mm²) | | 1.40 |
| Residencias | | |
| Viviendas (unifamiliares y bifamiliares) | 2.00 | |
| Hoteles y residencias multifamiliares | | |
| Habitaciones | 2.00 | |
| Salones de uso público y sus corredores | 4.80 | |
| Salas de baile | 4.80 | |
| Salas de billar, bolos y otras áreas de recreación similares | 3.60 | |
| Salida de emergencia | 4.80 | |
| Únicamente para residencias unifamiliares | 2.00 | |
| Sistemas de pisos para circulación | | |
| Para oficinas | 2.40 | 9.00 |
| Para centros de cómputo | 4.80 | 9.00 |

Anexo 3: Esfuerzo crítico máximo:

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

| $F_y = 35$ ksi | | | $F_y = 36$ ksi | | | $F_y = 42$ ksi | | | $F_y = 46$ ksi | | | $F_y = 50$ ksi | | |
|----------------|-------------------|-----------------|----------------|-------------------|-----------------|----------------|-------------------|-----------------|----------------|-------------------|-----------------|----------------|-------------------|-----------------|
| $\frac{KL}{r}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | $\frac{KL}{r}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | $\frac{KL}{r}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | $\frac{KL}{r}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | $\frac{KL}{r}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ |
| | ksi | ksi | | ksi | ksi | | ksi | ksi | | ksi | ksi | | ksi | ksi |
| | ASD | LRFD | | ASD | LRFD | | ASD | LRFD | | ASD | LRFD | | ASD | LRFD |
| 41 | 19.2 | 28.9 | 41 | 19.7 | 29.7 | 41 | 22.7 | 34.1 | 41 | 24.6 | 37.0 | 41 | 26.5 | 39.8 |
| 42 | 19.2 | 28.8 | 42 | 19.6 | 29.5 | 42 | 22.6 | 33.9 | 42 | 24.5 | 36.8 | 42 | 26.3 | 39.5 |
| 43 | 19.1 | 28.7 | 43 | 19.6 | 29.4 | 43 | 22.5 | 33.7 | 43 | 24.3 | 36.6 | 43 | 26.2 | 39.3 |
| 44 | 19.0 | 28.5 | 44 | 19.5 | 29.3 | 44 | 22.3 | 33.6 | 44 | 24.2 | 36.3 | 44 | 26.0 | 39.1 |
| 45 | 18.9 | 28.4 | 45 | 19.4 | 29.1 | 45 | 22.2 | 33.4 | 45 | 24.0 | 36.1 | 45 | 25.8 | 38.8 |
| 46 | 18.8 | 28.3 | 46 | 19.3 | 29.0 | 46 | 22.1 | 33.2 | 46 | 23.9 | 35.9 | 46 | 25.6 | 38.5 |
| 47 | 18.7 | 28.1 | 47 | 19.2 | 28.9 | 47 | 22.0 | 33.0 | 47 | 23.8 | 35.7 | 47 | 25.5 | 38.3 |
| 48 | 18.6 | 28.0 | 48 | 19.1 | 28.7 | 48 | 21.8 | 32.8 | 48 | 23.6 | 35.4 | 48 | 25.3 | 38.0 |
| 49 | 18.5 | 27.9 | 49 | 19.0 | 28.5 | 49 | 21.7 | 32.6 | 49 | 23.4 | 35.2 | 49 | 25.1 | 37.7 |
| 50 | 18.4 | 27.7 | 50 | 18.9 | 28.4 | 50 | 21.6 | 32.4 | 50 | 23.3 | 35.0 | 50 | 24.9 | 37.5 |
| 51 | 18.3 | 27.6 | 51 | 18.8 | 28.3 | 51 | 21.4 | 32.2 | 51 | 23.1 | 34.8 | 51 | 24.8 | 37.2 |
| 52 | 18.3 | 27.4 | 52 | 18.7 | 28.1 | 52 | 21.3 | 32.0 | 52 | 23.0 | 34.5 | 52 | 24.6 | 36.9 |
| 53 | 18.2 | 27.3 | 53 | 18.6 | 28.0 | 53 | 21.2 | 31.8 | 53 | 22.8 | 34.3 | 53 | 24.4 | 36.7 |
| 54 | 18.1 | 27.1 | 54 | 18.5 | 27.8 | 54 | 21.0 | 31.6 | 54 | 22.6 | 34.0 | 54 | 24.2 | 36.4 |
| 55 | 18.0 | 27.0 | 55 | 18.4 | 27.6 | 55 | 20.9 | 31.4 | 55 | 22.5 | 33.8 | 55 | 24.0 | 36.1 |
| 56 | 17.9 | 26.8 | 56 | 18.3 | 27.5 | 56 | 20.7 | 31.2 | 56 | 22.3 | 33.5 | 56 | 23.8 | 35.8 |
| 57 | 17.7 | 26.7 | 57 | 18.2 | 27.3 | 57 | 20.6 | 31.0 | 57 | 22.1 | 33.3 | 57 | 23.6 | 35.5 |
| 58 | 17.6 | 26.5 | 58 | 18.1 | 27.1 | 58 | 20.5 | 30.7 | 58 | 22.0 | 33.0 | 58 | 23.4 | 35.2 |
| 59 | 17.5 | 26.4 | 59 | 17.9 | 27.0 | 59 | 20.3 | 30.5 | 59 | 21.8 | 32.8 | 59 | 23.2 | 34.9 |
| 60 | 17.4 | 26.2 | 60 | 17.8 | 26.8 | 60 | 20.2 | 30.3 | 60 | 21.6 | 32.5 | 60 | 23.0 | 34.6 |
| 61 | 17.3 | 26.0 | 61 | 17.7 | 26.6 | 61 | 20.0 | 30.1 | 61 | 21.4 | 32.2 | 61 | 22.8 | 34.3 |
| 62 | 17.2 | 25.9 | 62 | 17.6 | 26.5 | 62 | 19.9 | 29.9 | 62 | 21.3 | 32.0 | 62 | 22.6 | 34.0 |
| 63 | 17.1 | 25.7 | 63 | 17.5 | 26.3 | 63 | 19.7 | 29.6 | 63 | 21.1 | 31.7 | 63 | 22.4 | 33.7 |
| 64 | 17.0 | 25.5 | 64 | 17.4 | 26.1 | 64 | 19.6 | 29.4 | 64 | 20.9 | 31.4 | 64 | 22.2 | 33.4 |
| 65 | 16.9 | 25.4 | 65 | 17.3 | 25.9 | 65 | 19.4 | 29.2 | 65 | 20.7 | 31.2 | 65 | 22.0 | 33.0 |
| 66 | 16.8 | 25.2 | 66 | 17.1 | 25.8 | 66 | 19.2 | 28.9 | 66 | 20.5 | 30.9 | 66 | 21.8 | 32.7 |
| 67 | 16.7 | 25.0 | 67 | 17.0 | 25.6 | 67 | 19.1 | 28.7 | 67 | 20.4 | 30.6 | 67 | 21.6 | 32.4 |
| 68 | 16.5 | 24.9 | 68 | 16.9 | 25.4 | 68 | 18.9 | 28.5 | 68 | 20.2 | 30.3 | 68 | 21.4 | 32.1 |
| 69 | 16.4 | 24.7 | 69 | 16.8 | 25.2 | 69 | 18.8 | 28.2 | 69 | 20.0 | 30.1 | 69 | 21.1 | 31.8 |
| 70 | 16.3 | 24.5 | 70 | 16.7 | 25.0 | 70 | 18.6 | 28.0 | 70 | 19.8 | 29.8 | 70 | 20.9 | 31.4 |
| 71 | 16.2 | 24.3 | 71 | 16.5 | 24.8 | 71 | 18.5 | 27.7 | 71 | 19.6 | 29.5 | 71 | 20.7 | 31.1 |
| 72 | 16.1 | 24.2 | 72 | 16.4 | 24.7 | 72 | 18.3 | 27.5 | 72 | 19.4 | 29.2 | 72 | 20.5 | 30.8 |
| 73 | 16.0 | 24.0 | 73 | 16.3 | 24.5 | 73 | 18.1 | 27.2 | 73 | 19.2 | 28.9 | 73 | 20.3 | 30.5 |
| 74 | 15.8 | 23.8 | 74 | 16.2 | 24.3 | 74 | 18.0 | 27.0 | 74 | 19.1 | 28.6 | 74 | 20.1 | 30.2 |
| 75 | 15.7 | 23.6 | 75 | 16.0 | 24.1 | 75 | 17.8 | 26.8 | 75 | 18.9 | 28.4 | 75 | 19.8 | 29.8 |
| 76 | 15.6 | 23.4 | 76 | 15.9 | 23.9 | 76 | 17.6 | 26.5 | 76 | 18.7 | 28.1 | 76 | 19.6 | 29.5 |
| 77 | 15.5 | 23.3 | 77 | 15.8 | 23.7 | 77 | 17.5 | 26.3 | 77 | 18.5 | 27.8 | 77 | 19.4 | 29.2 |
| 78 | 15.4 | 23.1 | 78 | 15.6 | 23.5 | 78 | 17.3 | 26.0 | 78 | 18.3 | 27.5 | 78 | 19.2 | 28.8 |
| 79 | 15.2 | 22.9 | 79 | 15.5 | 23.3 | 79 | 17.1 | 25.8 | 79 | 18.1 | 27.2 | 79 | 19.0 | 28.5 |
| 80 | 15.1 | 22.7 | 80 | 15.4 | 23.1 | 80 | 17.0 | 25.5 | 80 | 17.9 | 26.9 | 80 | 18.8 | 28.2 |

$\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$
 Copyright American Institute of Steel Construction
 Published by AISC under license with AISC
 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC. 1785740 N
 First Issued March 2011 11/17 21:38:48 GMT

Anexo 4: Tamaño mínimo de soldadura para conexiones:

| TABLE J2.4 Minimum Size of Fillet Welds | |
|---|---|
| Material Thickness of Thinner Part Joined, in. (mm) | Minimum Size of Fillet Weld, ^(a) in. (mm) |
| To 1/4 (6) inclusive | 1/8 (3) |
| Over 1/4 (6) to 1/2 (13) | 3/16 (5) |
| Over 1/2 (13) to 3/4 (19) | 1/4 (6) |
| Over 3/4 (19) | 5/16 (8) |
| <p>^(a) Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used. Note: See Section J2.2b for maximum size of fillet welds.</p> | |

Anexo 5: Resistencia perno.

| TABLE J3.2 Nominal Strength of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa) | | |
|--|--|---|
| Description of Fasteners | Nominal Tensile Strength, F_{nt} , ksi (MPa) ^(a) | Nominal Shear Strength in Bearing-Type Connections, F_{nv} , ksi (MPa) ^(b) |
| A307 bolts | 45 (310) | 27 (188) ^{(c)(d)} |
| Group A (e.g., A325) bolts, when threads are not excluded from shear planes | 90 (620) | 54 (372) |
| Group A (e.g., A325) bolts, when threads are excluded from shear planes | 90 (620) | 68 (457) |
| Group B (e.g., A490) bolts, when threads are not excluded from shear planes | 113 (780) | 68 (457) |
| Group B (e.g., A490) bolts, when threads are excluded from shear planes | 113 (780) | 84 (579) |
| Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are not excluded from shear planes | $0.75F_u$ | $0.450F_u$ |
| Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded from shear planes | $0.75F_u$ | $0.563F_u$ |
| <p>^(a) For high-strength bolts subject to tensile fatigue loading, see Appendix 3.</p> <p>^(b) For end loaded connections with a fastener pattern length greater than 36 in. (965 mm), F_{nv} shall be reduced to 83.3% of the tabulated values. Fastener pattern length is the maximum distance parallel to the line of force between the centerline of the bolts connecting two parts with one faying surface.</p> <p>^(c) For A307 bolts the tabulated values shall be reduced by 1% for each 1/8 in. (2 mm) over 5 diameters of length in the grip.</p> <p>^(d) Threads permitted in shear planes.</p> | | |

Anexo 6: Espaciamiento perno.

TABLE J3.4
Minimum Edge Distance^[a] from
Center of Standard Hole^[b] to Edge of
Connected Part, in.

| Bolt Diameter, in. | Minimum Edge Distance |
|--------------------|-----------------------|
| 1/2 | 3/4 |
| 5/8 | 7/8 |
| 3/4 | 1 |
| 7/8 | 1 1/8 |
| 1 | 1 1/4 |
| 1 1/8 | 1 1/2 |
| 1 1/4 | 1 5/8 |
| Over 1 1/4 | 1 1/4 x d |

^[a] If necessary, lesser edge distances are permitted provided the appropriate provisions from Sections J3.10 and J4 are satisfied, but edge distances less than one bolt diameter are not permitted without approval from the engineer of record.
^[b] For oversized or slotted holes, see Table J3.5.

TABLE J3.4M
Minimum Edge Distance^[a] from
Center of Standard Hole^[b] to Edge of
Connected Part, mm

| Bolt Diameter, mm | Minimum Edge Distance |
|-------------------|-----------------------|
| 16 | 22 |
| 20 | 26 |
| 22 | 28 |
| 24 | 30 |
| 27 | 34 |
| 30 | 38 |
| 36 | 46 |
| Over 36 | 1.25d |

^[a] If necessary, lesser edge distances are permitted provided the appropriate provisions from Sections J3.10 and J4 are satisfied, but edge distances less than one bolt diameter are not permitted without approval from the engineer of record.
^[b] For oversized or slotted holes, see Table J3.5M.

Anexo 7: Diámetro agujero.

TABLE J3.3
Nominal Hole Dimensions, in.

| Bolt Diameter, in. | Hole Dimensions | | | |
|--------------------|-----------------|-----------------|-------------------------------|------------------------------------|
| | Standard (Dia.) | Oversize (Dia.) | Short-Slot (Width × Length) | Long-Slot (Width × Length) |
| 1/2 | 9/16 | 5/8 | 9/16 × 11/16 | 9/16 × 1 1/4 |
| 5/8 | 11/16 | 13/16 | 11/16 × 7/8 | 11/16 × 1 9/16 |
| 3/4 | 13/16 | 15/16 | 13/16 × 1 | 13/16 × 1 7/8 |
| 7/8 | 15/16 | 1 1/16 | 15/16 × 1 1/8 | 15/16 × 2 3/16 |
| 1 | 1 1/16 | 1 1/4 | 1 1/16 × 1 5/16 | 1 1/16 × 2 1/2 |
| ≥ 1 1/8 | $d + 1/16$ | $d + 5/16$ | $(d + 1/16) \times (d + 3/8)$ | $(d + 1/16) \times (2.5 \times d)$ |

TABLE J3.3M
Nominal Hole Dimensions, mm

| Bolt Diameter, mm | Hole Dimensions | | | |
|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------------------|----------------------------|
| | Standard (Dia.) | Oversize (Dia.) | Short-Slot (Width × Length) | Long-Slot (Width × Length) |
| M16 | 18 | 20 | 18 × 22 | 18 × 40 |
| M20 | 22 | 24 | 22 × 26 | 22 × 50 |
| M22 | 24 | 28 | 24 × 30 | 24 × 55 |
| M24 | 27 ^(a) | 30 | 27 × 32 | 27 × 60 |
| M27 | 30 | 35 | 30 × 37 | 30 × 67 |
| M30 | 33 | 38 | 33 × 40 | 33 × 75 |
| ≥ M36 | $d + 3$ | $d + 8$ | $(d + 3) \times (d + 10)$ | $(d + 3) \times 2.5d$ |

^(a) Clearance provided allows the use of a 1-in. bolt if desirable.

Anexo 8: Coeficiente de importancia sísmica.

| Categoría | Tipo de uso, destino e Importancia | Coefficiente I |
|-----------------------------------|---|----------------|
| Edificaciones esenciales | 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 |
| Estructuras de ocupación especial | 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 |
| Otras estructuras | 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

Anexo 9: Coeficiente de elevación y planta.

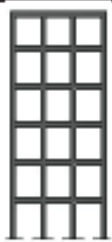
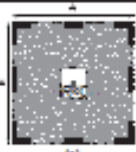
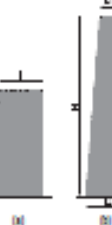
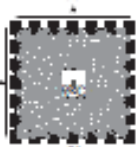
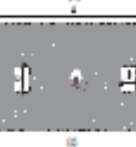



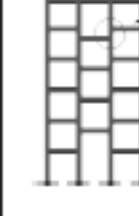
| CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_v=1$ | | CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_p=1$ | |
|--|---|---|---|
| La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_v=1$ |  | La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_p=1$ |  |
| La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_v=1$ |  | |  |
| | | |  |

Tabla 11 : Configuraciones estructurales recomendadas

| IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN | | IRREGULARIDADES EN PLANTA |
|--|---|--|
| <p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p> |  | <p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> |
| <p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el corte del piso para la dirección considerada).</p> |  |  |
| <p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p> |  | |



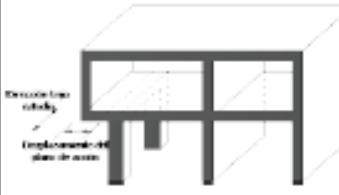

| IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN | | IRREGULARIDADES EN PLANTA |
|--|---|--|
| <p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p> |  | <p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> |
| <p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el corte del piso para la dirección considerada).</p> |  |  |
| <p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p> |  | |

Tabla 12 : Configuraciones estructurales no recomendadas

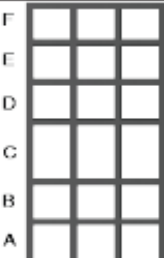
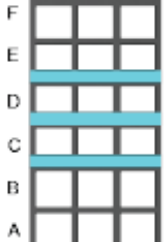
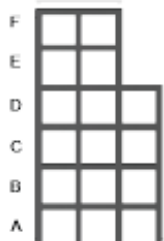
| | |
|--|--|
| <p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_T=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o Rigidez $< 0.80 \frac{(K_o + K_p + K_e)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p> |  |
| <p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_T=0.9$ $m_D > 1.50 m_C$ ó $m_D > 1.50 m_C$</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>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_T=0.9$ $a > 1.3 b$</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> | |

Tabla 14 : Coeficientes de Irregularidad en elevación

Anexo 10: Factor de reducción sísmico.

| Sistemas Estructurales Dúctiles | R |
|---|----------|
| Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras. | 7 |
| Pórticos resistentes a momentos | |
| Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. | 8 |
| Pórticos especiales sísmo 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 |
| Otros sistemas estructurales para edificaciones | |
| Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado. | 5 |
| Pórticos especiales sísmo resistentes de hormigón armado con vigas banda. | 5 |

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

| Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada | R |
|--|----------|
| Pórticos resistentes a momento | |
| Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros. | 3 |
| Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia | 2.5 |
| Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos. | 2.5 |
| Muros estructurales portantes | |
| Mampostería no reforzada, limitada a un piso. | 1 |
| Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos. | 3 |
| Mampostería confinada, limitada a 2 pisos. | 3 |
| Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos. | 3 |

Tabla 16 : Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Anexo 11: Coeficientes para el cálculo del periodo fundamental de vibración de una estructura.

| Tipo de estructura | C_t | α |
|--|-------|----------|
| Estructuras de acero | | |
| Sin arriostramientos | 0.072 | 0.8 |
| Con arriostramientos | 0.073 | 0.75 |
| Pórticos especiales de hormigón armado | | |
| 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 |

Anexo 12: Zonas sísmicas del Ecuador.

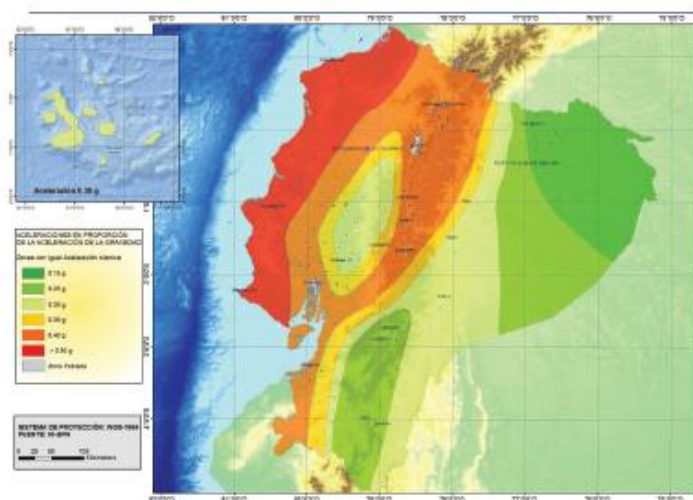


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (**periodo de retorno 475 años**), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

| Zona sísmica | I | II | III | IV | V | VI |
|-------------------------------------|------------|------|------|------|------|----------|
| Valor factor Z | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥ 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

Anexo 13: Valores del factor k para el calculo de fuerzas laterales derivadas del cortante basal.

| Valores de T (s) | k |
|--------------------|-----------------|
| ≤ 0.5 | 1 |
| $0.5 < T \leq 2.5$ | $0.75 + 0.50 T$ |
| > 2.5 | 2 |

Anexo 14: Esfuerzos generados por fuerzas sísmicas.

Los esfuerzos demandantes correspondientes a un sismo con una probabilidad de excedencia del 5%, fueron los siguientes:

Edificio 4 pisos:

| Vigas eje AyE | |
|---------------|---------|
| Mu | 404kN.m |
| Vu | 159kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes A y E.

| Vigas eje 1y4 | |
|---------------|---------|
| Mu | 143kN.m |
| Vu | 68kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes 1 y 4.

| Columna eje AyE | |
|-----------------|----------|
| Mu top | 1207kN.m |
| Vu | 287kN |
| Pu | 602kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

| Columna eje 1y4 | |
|-----------------|----------|
| Mu | 1087kN.m |
| Vu | 202kN |
| Pu | 300kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

Edificio 8 pisos:

| Vigas eje AyE | |
|---------------|------------|
| Mu | 389.00kN.m |
| Vu | 141.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes A y E.

| Vigas eje 1y4 | |
|---------------|------------|
| Mu | 210.00kN.m |
| Vu | 90.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes 1 y 4.

| Columna eje AyE | |
|-----------------|-------------|
| Mutop | 5050.00kN.m |
| Vu | 524.00kN |
| Pu | 1198.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

| Columna eje 1y4 | |
|-----------------|-------------|
| Mutop | 3486.00kN.m |
| Vu | 365.00kN |
| Pu | 904.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

Edificio 12 pisos:

| Vigas eje AyE | |
|---------------|---------|
| Mu | 395kN.m |
| Vu | 156kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes A y E.

| Vigas eje 1y4 | |
|---------------|---------|
| Mu | 203kN.m |
| Vu | 86.82kN |

: Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes 1 y 4.

| Columna eje AyE | |
|-----------------|-----------|
| Mu top | 10120kN.m |
| Vu | 651kN |
| Pu | 2409kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

| Columna eje 1y4 | |
|-----------------|----------|
| Mu top | 6995kN.m |
| Vu | 467kN |
| Pu | 1579kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

Los esfuerzos demandantes correspondientes a un sismo con una probabilidad de excedencia del 10%, fueron los siguientes:

Edificio 4 pisos:

| Vigas eje AyE | |
|---------------|---------|
| Mu | 342kN.m |
| Vu | 139kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes A y E.

| Vigas eje 1y4 | |
|---------------|---------|
| Mu | 141kN.m |
| Vu | 67kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes 1 y 4.

| Columna eje AyE | |
|-----------------|----------|
| Mu top | 1012kN.m |
| Vu | 242kN |
| Pu | 532kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

| Columna eje 1y4 | |
|-----------------|---------|
| Mu | 824kN.m |
| Vu | 167kN |
| Pu | 289.6kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

Edificio 8 pisos:

| Vigas eje AyE | |
|---------------|------------|
| Mu | 382.00kN.m |
| Vu | 139.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes A y E.

| Vigas eje 1y4 | |
|---------------|------------|
| Mu | 210.00kN.m |
| Vu | 89.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes 1 y 4.

| Columna eje AyE | |
|-----------------|-------------|
| Mutop | 3185.00kN.m |
| Vu | 382.00kN |
| Pu | 1093.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

| Columna eje 1y4 | |
|-----------------|-------------|
| Mutop | 2073.00kN.m |
| Vu | 257.00kN |
| Pu | 857.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

Edificio 12 pisos:

| Vigas eje AyE | |
|---------------|---------|
| Mu | 399kN.m |
| Vu | 157kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes A y E.

| Vigas eje 1y4 | |
|---------------|---------|
| Mu | 203kN.m |
| Vu | 82kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes 1 y 4.

| Columna eje AyE | |
|-----------------|----------|
| Mu top | 6175kN.m |
| Vu | 455.7kN |
| Pu | 2259kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

| Columna eje 1y4 | |
|-----------------|----------|
| Mu top | 4293kN.m |
| Vu | 322kN |
| Pu | 1453kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

Los esfuerzos demandantes correspondientes a un sismo con una probabilidad de excedencia del 20%, fueron los siguientes:

Edificio 4 pisos:

| Vigas eje AyE | |
|---------------|---------|
| Mu | 294kN.m |
| Vu | 123kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes A y E.

| Vigas eje 1y4 | |
|---------------|---------|
| Mu | 110kN.m |
| Vu | 56kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes 1 y 4.

| Columna eje AyE | |
|-----------------|---------|
| Mu top | 749kN.m |
| Vu | 192kN |
| Pu | 467kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

| Columna eje 1y4 | |
|-----------------|---------|
| Mu | 678kN.m |
| Vu | 130kN |
| Pu | 263kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

Edificio 8 pisos:

| Vigas eje AyE | |
|---------------|------------|
| Mu | 380.00kN.m |
| Vu | 138.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes A y E.

| Vigas eje 1y4 | |
|---------------|------------|
| Mu | 209.00kN.m |
| Vu | 89.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes 1 y 4.

| Columna eje AyE | |
|-----------------|-------------|
| Mutop | 1841.00kN.m |
| Vu | 275.00kN |
| Pu | 989.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

| Columna eje 1y4 | |
|-----------------|-------------|
| Mutop | 1261.00kN.m |
| Vu | 190.00kN |
| Pu | 756.00kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

Edificio 12 pisos:

| Vigas eje AyE | |
|---------------|---------|
| Mu | 411kN.m |
| Vu | 161.3kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes A y E.

| Vigas eje 1y4 | |
|---------------|----------|
| Mu | 216 kN.m |
| Vu | 91.34 kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para vigas en ejes 1 y 4.

| Columna eje AyE | |
|-----------------|----------|
| Mu top | 3474kN.m |
| Vu | 314kN |
| Pu | 2013kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

| Columna eje 1y4 | |
|-----------------|----------|
| Mu top | 2312kN.m |
| Vu | 214kN |
| Pu | 1260kN |

Esfuerzos generados por cargas sísmicas para columna.

Anexo 15: Resistencia nominal de columnas de pórticos especiales a momento.

Para una probabilidad de excedencia de 5% en un periodo de 50 años.

Resistencia nominal para la columna del edificio de 4 pisos:

| Características columna eje 1 y 4 | | |
|-----------------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| F _y | 344737.85 | kN/m ² |
| F _u | 448159.21 | kN/m ² |
| P _u | 300.00 | kN |
| Area | 41832.00 | mm ² |
| I _{xx} | 5238656696.00 | mm ⁴ |
| I _{yy} | 127635424.00 | mm ⁴ |
| S _x | 11028750.94 | mm ³ |
| Z _x | 13339452.00 | mm ³ |
| t _f | 28.00 | mm |
| t _w | 28.00 | mm |
| bf asumido | 300.00 | mm |
| h asumido | 950.00 | mm |
| d | 894.00 | mm |
| r _x | 353.88 | mm |
| r _y | 55.24 | mm |
| Φ _c | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

Características columna.

| Esbeltez Alma | | |
|---------------------|---------|----------|
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 33.93 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 9.89 | |
| KL/r)y | 63.36 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 8769.75 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.75 | m |
| Lr | 5.91 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 4598.61 | kN.m |
| Mn | 3865.29 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 3478.76 | kN.m |
| Mu | 1087.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| Pu/Pnc | 0.03 | |
| Mu/Mn | 0.31 | |
| Combinado | 0.33 | |
| Cortante | | |
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 33.93 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 5177.69 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 4659.92 | kN |
| Vu | 202.00 | kN |

Resistencia nominal columna en eje 1 y 4.

| Características columna eje A y E | | |
|-----------------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 602.00 | kN |
| Area | 41832.00 | 0.00 |
| Ixx | 5238656696.00 | 0.00 |
| Iyy | 127635424.00 | 0.00 |
| Sx | 11028750.94 | mm ³ |
| Zx | 13339452.00 | mm ³ |
| tf | 28.00 | mm |
| tw | 28.00 | mm |
| bf asumido | 300.00 | 0.00 |
| h asumido | 950.00 | 0.00 |
| d | 894.00 | mm ⁴ |
| rx | 353.88 | mm |
| ry | 55.24 | mm |
| Φc | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

Características columna.

| Esbeltez Alma | | |
|---------------------|---------|----------|
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 33.93 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 9.89 | |
| KL/r)y | 63.36 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 8769.75 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.75 | m |
| Lr | 5.91 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 4598.61 | kN.m |
| Mn | 3865.29 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 3478.76 | kN.m |
| Mu | 1207.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| Pu/Pnc | 0.07 | |
| Mu/Mn | 0.35 | |
| Combinado | 0.38 | |
| Cortante | | |
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 33.93 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 5177.69 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 4659.92 | kN |
| Vu | 287.00 | 0.00 |

Resistencia nominal columna en eje A y E.

Resistencia nominal para la columna del edificio de 8 pisos:

| Características columna eje A y B | | |
|-----------------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 1198.00 | kN |
| Area | 129168.00 | mm ² |
| Ixx | 49259144896.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 2117690224.00 | mm ⁴ |
| Sx | 61573931.12 | mm ³ |
| Zx | 72616336.00 | mm ³ |
| tf | 46.00 | mm |
| tw | 46.00 | mm |
| bf asumido | 650.00 | mm |
| h asumido | 1600.00 | mm |
| d | 1508.00 | mm |
| rx | 617.54 | mm |
| ry | 128.04 | mm |
| Φc | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λhd | 7.22 | |
| bf/2tf | 7.07 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λhd | 59.00 | |
| h/tw | 34.78 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 5.67 | |
| KL/r)y | 27.33 | Controla |
| Resistencia | | |
| ΦcPn | 23082.90 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.72 | m |
| Lr | 5.54 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 25033.60 | kN.m |
| Mn | 20792.71 | kN.m |
| ΦcMn | 18713.44 | kN.m |
| Mu | 5050.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |

| | | |
|--------------|----------|----|
| Pu/Pnc | 0.05 | |
| Mu/Mn | 0.27 | |
| Combinado | 0.29 | |
| Cortante | | |
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 34.78 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 14348.27 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 12913.44 | kN |
| Vu | 524.00 | kN |

| Características columna eje 1y4 | | |
|---------------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 904.00 | kN |
| Area | 115368.00 | 0.00 |
| Ixx | 33887766496.00 | 0.00 |
| Iyy | 1666609624.00 | 0.00 |
| Sx | 48411094.99 | mm ³ |
| Zx | 57045336.00 | mm ³ |
| tf | 46.00 | 0.00 |
| tw | 46.00 | 0.00 |
| bf asumido | 600.00 | 0.00 |
| h asumido | 1400.00 | 0.00 |
| d | 1308.00 | mm ⁴ |
| rx | 541.97 | mm |
| ry | 120.19 | mm |
| Φ_c | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λ_{hd} | 7.22 | |
| $bf/2tf$ | 6.52 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 30.43 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| $KL/r)_x$ | 6.46 | |
| $KL/r)_y$ | 29.12 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 23082.90 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| L_p | 1.72 | m |
| L_r | 5.54 | m |
| L_b | 3500.00 | mm |
| C_b | 1.00 | |
| M_p | 19665.69 | kN.m |
| M_n | 16339.02 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 14705.12 | kN.m |
| M_u | 3486.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| P_u/P_{nc} | 0.04 | |
| M_u/M_n | 0.24 | |
| Combinado | 0.25 | |
| Cortante | | |
| k_v | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 30.43 | |
| C_v | 1.00 | |
| V_n | 12445.31 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 11200.78 | kN |
| V_u | 365.00 | 0.00 |

Resistencia nominal para la columna del edificio de 12 pisos:

| Características columna eje AyE | | |
|---------------------------------|-----------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 1579.00 | kN |
| Area | 243664.00 | mm ² |
| Ixx | 177399172181.33 | mm ⁴ |
| Iyy | 177399172181.33 | mm ⁴ |
| Sx | 161271974.71 | mm ³ |
| Zx | 189577952.00 | mm ³ |
| tf | 64.00 | mm |
| tw | 62.00 | mm |
| bf asumido | 900.00 | mm |
| h asumido | 2200.00 | mm |
| d | 2072.00 | mm |
| rx | 853.26 | mm |
| ry | 853.26 | mm |
| Φc | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λ_{hd} | 7.22 | |
| $bf/2tf$ | 7.03 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 35.48 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| $KL/r)_x$ | 4.10 | |
| $KL/r)_y$ | 4.10 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 15350.48 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| L_p | 1.72 | m |
| L_r | 5.54 | m |
| L_b | 3500.00 | mm |
| C_b | 1.00 | |
| M_p | 65354.70 | kN.m |
| M_n | 54345.92 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 48911.33 | kN.m |
| M_u | 10120.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| P_u/P_{nc} | 0.10 | |
| M_u/M_n | 0.21 | |
| Combinado | 0.29 | |
| Cortante | | |
| k_v | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 35.48 | |
| C_v | 1.00 | |
| V_n | 26571.84 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 23914.66 | kN |
| V_u | 651.00 | kN |

| Características columna eje 1y4 | | |
|---------------------------------|--------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 1579.00 | kN |
| Area | 217976.00 | mm ² |
| Ixx | 217976.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 217976.00 | mm ⁴ |
| Sx | 229.45 | mm ³ |
| Zx | 151283368.00 | mm ³ |
| tf | 64.00 | mm |
| tw | 58.00 | mm |
| bf asumido | 900.00 | mm |
| h asumido | 1900.00 | mm |
| d | 2072.00 | mm |
| rx | 1.00 | mm |
| ry | 1.00 | mm |
| Φc | 0.90 | |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λhd | 7.22 | |
| bf/2tf | 7.03 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λhd | 59.00 | |
| h/tw | 32.76 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 3500.00 | |
| KL/r)y | 3500.00 | Controla |
| Resistencia | | |
| ΦcPn | 15350.48 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.72 | m |
| Lr | 5.54 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 52153.10 | kN.m |
| Mn | 27883.99 | kN.m |
| ΦcMn | 25095.59 | kN.m |
| Mu | 6995.00 | kN.m |

| Carga Combinada | | |
|-----------------|----------|------|
| Pu/Pnc | 0.10 | |
| Mu/Mn | 0.28 | |
| Combinado | 0.35 | |
| Cortante | | |
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 32.76 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 24857.53 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 22371.78 | kN |
| Vu | kN | 0.00 |

Para una probabilidad de excedencia de 10% en un periodo de 50 anos.

Resistencia nominal para la columna del edificio de 4 pisos:

| Características columna eje 1 y 4 | | |
|-----------------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 532.00 | kN |
| Area | 36348.00 | mm ² |
| Ixx | 3749919316.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 118168804.00 | mm ⁴ |
| Sx | 8823339.57 | mm ³ |
| Zx | 10566426.00 | mm ³ |
| tf | 26.00 | mm |
| tw | 26.00 | mm |
| bf asumido | 300.00 | mm |
| h asumido | 850.00 | mm |
| d | 798.00 | mm |
| rx | 321.20 | mm |
| ry | 57.02 | mm |
| Φ_c | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Alma | | |
|---------------------|---------|----------|
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 32.69 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 10.90 | |
| KL/r)y | 61.38 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 7620.07 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.75 | m |
| Lr | 5.91 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 3642.65 | kN.m |
| Mn | 3071.23 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 2764.11 | kN.m |
| Mu | 824.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| Pu/Pnc | 0.07 | |
| Mu/Mn | 0.30 | |
| Combinado | 0.33 | |
| Cortante | | |
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 32.69 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 4291.57 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 3862.42 | kN |
| Vu | 242.00 | kN |

| Características columna eje A y E | | |
|-----------------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 532.00 | kN |
| Area | 36348.00 | 0.00 |
| Ixx | 3749919316.00 | 0.00 |
| Iyy | 118168804.00 | 0.00 |
| Sx | 8823339.57 | mm ³ |
| Zx | 10566426.00 | mm ³ |
| tf | 26.00 | mm |
| tw | 26.00 | mm |
| bf asumido | 300.00 | 0.00 |
| h asumido | 850.00 | 0.00 |
| d | 798.00 | mm ⁴ |
| rx | 321.20 | mm |
| ry | 57.02 | mm |
| Φc | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Alma | | |
|---------------------|---------|----------|
| Ca | 0.00 | |
| λhd | 59.00 | |
| h/tw | 32.69 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 10.90 | |
| KL/r)y | 61.38 | Controla |
| Resistencia | | |
| ΦcPn | 7620.07 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.75 | m |
| Lr | 5.91 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 3642.65 | kN.m |
| Mn | 3071.23 | kN.m |
| ΦcMn | 2764.11 | kN.m |
| Mu | 1012.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| Pu/Pnc | 0.07 | |
| Mu/Mn | 0.37 | |
| Combinado | 0.40 | |

| Cortante | | |
|--------------|---------|------|
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 32.69 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 4291.57 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 3862.42 | kN |
| Vu | 242.00 | 0.00 |

Resistencia nominal para la columna del edificio de 8 pisos:

| Características columna eje A y B | | |
|-----------------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 1093.00 | kN |
| Area | 101904.00 | mm ² |
| Ixx | 27207263952.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 1173611912.00 | mm ⁴ |
| Sx | 40307057.71 | mm ³ |
| Zx | 47845116.00 | mm ³ |
| tf | 42.00 | mm |
| tw | 44.00 | mm |
| bf asumido | 550.00 | mm |
| h asumido | 1350.00 | mm |
| d | 1266.00 | mm |
| rx | 516.71 | mm |
| ry | 107.32 | mm |
| Φ_c | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λ_{hd} | 7.22 | |
| $bf/2tf$ | 6.55 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 30.68 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| $KL/r)_x$ | 6.77 | |
| $KL/r)_y$ | 32.61 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 17044.77 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| L_p | 1.72 | m |
| L_r | 5.54 | m |
| L_b | 3500.00 | mm |
| C_b | 1.00 | |
| M_p | 16494.02 | kN.m |
| M_n | 13668.22 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 12301.40 | kN.m |
| M_u | 3185.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| P_u/P_{nc} | 0.06 | |
| M_u/M_n | 0.26 | |
| Combinado | 0.29 | |
| Cortante | | |
| k_v | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 30.68 | |
| C_v | 1.00 | |
| V_n | 11521.97 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 10369.77 | kN |
| V_u | 382.00 | kN |

| Características columna eje 1y4 | | |
|---------------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 857.00 | kN |
| Area | 88872.00 | 0.00 |
| Ixx | 16606147936.00 | 0.00 |
| Iyy | 1170897784.00 | 0.00 |
| Sx | 30192996.25 | mm ³ |
| Zx | 35278488.00 | mm ³ |
| tf | 42.00 | 0.00 |
| tw | 42.00 | 0.00 |
| bf asumido | 550.00 | 0.00 |
| h asumido | 1100.00 | 0.00 |
| d | 1016.00 | mm ⁴ |
| rx | 432.27 | mm |
| ry | 114.78 | mm |
| Φc | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λhd | 7.22 | |
| bf/2tf | 6.55 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λhd | 59.00 | |
| h/tw | 26.19 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 8.10 | |
| KL/r)y | 30.49 | Controla |
| Resistencia | | |
| ΦcPn | 17044.77 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.72 | m |
| Lr | 5.54 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 12161.83 | kN.m |
| Mn | 10135.10 | kN.m |
| ΦcMn | 9121.59 | kN.m |
| Mu | 2073.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |

| | | |
|--------------|---------|------|
| Pu/Pnc | 0.05 | |
| Mu/Mn | 0.23 | |
| Combinado | 0.25 | |
| Cortante | | |
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 26.19 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 8826.39 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 7943.75 | kN |
| Vu | 257.00 | 0.00 |

Resistencia nominal para la columna del edificio de 12 pisos:

| Características columna eje AyE | | |
|---------------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 1453.00 | kN |
| Area | 122200.00 | mm ² |
| Ixx | 39896833333.33 | mm ⁴ |
| Iyy | 39896833333.33 | mm ⁴ |
| Sx | 53195777.78 | mm ³ |
| Zx | 63395000.00 | mm ³ |
| tf | 50.00 | mm |
| tw | 48.00 | mm |
| bf asumido | 550.00 | mm |
| h asumido | 1500.00 | mm |
| d | 1400.00 | mm |
| rx | 571.39 | mm |
| ry | 571.39 | mm |
| Φ_c | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λ_{hd} | 7.22 | |
| $bf/2tf$ | 5.50 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 31.25 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| $KL/r)_x$ | 6.13 | |
| $KL/r)_y$ | 6.13 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 15350.48 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| L_p | 1.72 | m |
| L_r | 5.54 | m |
| L_b | 3500.00 | mm |
| C_b | 1.00 | |
| M_p | 21854.66 | kN.m |
| M_n | 18085.04 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 16276.54 | kN.m |
| M_u | 6175.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| P_u/P_{nc} | 0.09 | |
| M_u/M_n | 0.38 | |
| Combinado | 0.43 | |
| Cortante | | |
| k_v | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 31.25 | |
| C_v | 1.00 | |
| V_n | 13899.83 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 12509.85 | kN |
| V_u | 455.70 | kN |

| Características columna eje 1y4 | | |
|---------------------------------|--------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 1453.00 | kN |
| Area | 103384.00 | mm ² |
| Ixx | 103384.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 103384.00 | mm ⁴ |
| Sx | 159.05 | mm ³ |
| Zx | 46718584.00 | mm ³ |
| tf | 48.00 | mm |
| tw | 46.00 | mm |
| bf asumido | 500.00 | mm |
| h asumido | 1300.00 | mm |
| d | 1400.00 | mm |
| rx | 1.00 | mm |
| ry | 1.00 | mm |
| Φc | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λhd | 7.22 | |
| bf/2tf | 5.21 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λhd | 59.00 | |
| h/tw | 28.26 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 3500.00 | |
| KL/r)y | 3500.00 | Controla |
| Resistencia | | |
| ΦcPn | 15350.48 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.72 | m |
| Lr | 5.54 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 16105.66 | kN.m |
| Mn | 8611.01 | kN.m |
| ΦcMn | 7749.91 | kN.m |
| Mu | 4293.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |

| | | |
|--------------|----------|------|
| Pu/Pnc | 0.09 | |
| Mu/Mn | 0.55 | |
| Combinado | 0.59 | |
| Cortante | | |
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 28.26 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 13320.67 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 11988.60 | kN |
| Vu | kN | 0.00 |

Para una probabilidad de excedencia de 20% en un periodo de 50 anos.

Resistencia nominal para la columna del edificio de 4 pisos:

| Características columna eje 1 y 4 | | |
|-----------------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 467.00 | kN |
| Area | 32852.00 | mm ² |
| Ixx | 3165078150.67 | mm ⁴ |
| Iyy | 63674662.67 | mm ⁴ |
| Sx | 7447242.71 | mm ³ |
| Zx | 9136826.00 | mm ³ |
| tf | 24.00 | mm |
| tw | 26.00 | mm |
| bf asumido | 250.00 | mm |
| h asumido | 850.00 | mm |
| d | 802.00 | mm |
| rx | 310.39 | mm |
| ry | 44.03 | mm |
| Φ_c | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Alma | | |
|---------------------|---------|----------|
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 32.69 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 11.28 | |
| KL/r)y | 79.50 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 6887.16 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.75 | m |
| Lr | 5.91 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 3149.81 | kN.m |
| Mn | 2635.92 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 2372.33 | kN.m |
| Mu | 678.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| Pu/Pnc | 0.07 | |
| Mu/Mn | 0.29 | |
| Combinado | 0.32 | |
| Cortante | | |
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 32.69 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 4313.08 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 3881.78 | kN |
| Vu | 192.00 | kN |

| Características columna eje A y E | | |
|-----------------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 467.00 | kN |
| Area | 30048.00 | 0.00 |
| Ixx | 2657622016.00 | 0.00 |
| Iyy | 63366304.00 | 0.00 |
| Sx | 6644055.04 | mm ³ |
| Zx | 8049024.00 | mm ³ |
| tf | 24.00 | mm |
| tw | 24.00 | mm |
| bf asumido | 250.00 | 0.00 |
| h asumido | 800.00 | 0.00 |
| d | 752.00 | mm ⁴ |
| rx | 297.40 | mm |
| ry | 45.92 | mm |
| Φc | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Alma | | |
|---------------------|---------|----------|
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 33.33 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 11.77 | |
| KL/r)y | 76.22 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 6299.32 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.75 | m |
| Lr | 5.91 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 2774.80 | kN.m |
| Mn | 2331.15 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 2098.04 | kN.m |
| Mu | 749.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| Pu/Pnc | 0.07 | |
| Mu/Mn | 0.36 | |
| Combinado | 0.39 | |
| Cortante | | |
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 33.33 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 3733.10 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 3359.79 | kN |
| Vu | 192.00 | 0.00 |

Resistencia nominal para la columna del edificio de 8 pisos:

| Características columna eje A y B | | |
|-----------------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 989.00 | kN |
| Area | 80800.00 | mm ² |
| Ixx | 12739093333.33 | mm ⁴ |
| Iyy | 1114073333.33 | mm ⁴ |
| Sx | 25478186.67 | mm ³ |
| Zx | 29584000.00 | mm ³ |
| tf | 40.00 | mm |
| tw | 40.00 | mm |
| bf asumido | 550.00 | mm |
| h asumido | 1000.00 | mm |
| d | 920.00 | mm |
| rx | 397.07 | mm |
| ry | 117.42 | mm |
| Φc | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λhd | 7.22 | |
| bf/2tf | 6.88 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λhd | 59.00 | |
| h/tw | 25.00 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| KL/r)x | 8.81 | |
| KL/r)y | 29.81 | Controla |
| Resistencia | | |
| ΦcPn | 12379.63 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| Lp | 1.72 | m |
| Lr | 5.54 | m |
| Lb | 3500.00 | mm |
| Cb | 1.00 | |
| Mp | 10198.72 | kN.m |
| Mn | 8518.25 | kN.m |
| ΦcMn | 7666.42 | kN.m |
| Mu | 1841.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |

| | | |
|--------------|---------|----|
| Pu/Pnc | 0.08 | |
| Mu/Mn | 0.24 | |
| Combinado | 0.29 | |
| Cortante | | |
| kv | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 25.00 | |
| Cv | 1.00 | |
| Vn | 7611.81 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 6850.63 | kN |
| Vu | 275.00 | kN |

| Características columna eje 1y4 | | |
|---------------------------------|---------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 756.00 | kN |
| Area | 69312.00 | 0.00 |
| Ixx | 8835165376.00 | 0.00 |
| Iyy | 795434544.00 | 0.00 |
| Sx | 19633700.84 | mm ³ |
| Zx | 22828272.00 | mm ³ |
| tf | 38.00 | 0.00 |
| tw | 38.00 | 0.00 |
| bf asumido | 500.00 | 0.00 |
| h asumido | 900.00 | 0.00 |
| d | 824.00 | mm ⁴ |
| rx | 357.03 | mm |
| ry | 107.13 | mm |
| Φ_c | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λ_{hd} | 7.22 | |
| $bf/2tf$ | 6.58 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 23.68 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| $KL/r)_x$ | 9.80 | |
| $KL/r)_y$ | 32.67 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 12379.63 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| L_p | 1.72 | m |
| L_r | 5.54 | m |
| L_b | 3500.00 | mm |
| C_b | 1.00 | |
| M_p | 7869.77 | kN.m |
| M_n | 6569.87 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 5912.89 | kN.m |
| M_u | 1261.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| P_u/P_{nc} | 0.06 | |
| M_u/M_n | 0.21 | |
| Combinado | 0.25 | |
| Cortante | | |
| k_v | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 23.68 | |
| C_v | 1.00 | |
| V_n | 6476.66 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 5828.99 | kN |
| V_u | 190.00 | 0.00 |

Resistencia nominal para la columna del edificio de 12 pisos:

| Características columna eje AyE | | |
|---------------------------------|----------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 2013.00 | kN |
| Area | 122200.00 | mm ² |
| Ixx | 39896833333.33 | mm ⁴ |
| Iyy | 39896833333.33 | mm ⁴ |
| Sx | 53195777.78 | mm ³ |
| Zx | 63395000.00 | mm ³ |
| tf | 50.00 | mm |
| tw | 48.00 | mm |
| bf asumido | 550.00 | mm |
| h asumido | 1500.00 | mm |
| d | 1400.00 | mm |
| rx | 571.39 | mm |
| ry | 571.39 | mm |
| Φc | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λ_{hd} | 7.22 | |
| $bf/2tf$ | 5.50 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 31.25 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| $KL/r)_x$ | 6.13 | |
| $KL/r)_y$ | 6.13 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 15350.48 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| L_p | 1.72 | m |
| L_r | 5.54 | m |
| L_b | 3500.00 | mm |
| C_b | 1.00 | |
| M_p | 21854.66 | kN.m |
| M_n | 18085.04 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 16276.54 | kN.m |
| M_u | 3474.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| P_u/P_{nc} | 0.13 | |
| M_u/M_n | 0.21 | |
| Combinado | 0.32 | |
| Cortante | | |
| k_v | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 31.25 | |
| C_v | 1.00 | |
| V_n | 13899.83 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 12509.85 | kN |
| V_u | 314.00 | kN |

| Características columna eje 1y4 | | |
|---------------------------------|--------------|-------------------|
| E | 199947953.00 | kN/m ² |
| Fy | 344737.85 | kN/m ² |
| Fu | 448159.21 | kN/m ² |
| Pu | 1260.00 | kN |
| Area | 103384.00 | mm ² |
| Ixx | 103384.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 103384.00 | mm ⁴ |
| Sx | 159.05 | mm ³ |
| Zx | 46718584.00 | mm ³ |
| tf | 48.00 | mm |
| tw | 46.00 | mm |
| bf asumido | 500.00 | mm |
| h asumido | 1300.00 | mm |
| d | 1400.00 | mm |
| rx | 1.00 | mm |
| ry | 1.00 | mm |
| Φc | 0.90 | |
| Longitud | 3500.00 | mm |

| Esbeltez Patin | | |
|---------------------|----------|----------|
| λ_{hd} | 7.22 | |
| $bf/2tf$ | 5.21 | ok |
| Esbeltez Alma | | |
| Ca | 0.00 | |
| λ_{hd} | 59.00 | |
| h/tw | 28.26 | ok |
| Longitud efectiva | | |
| K | 1.00 | |
| $KL/r)_x$ | 3500.00 | |
| $KL/r)_y$ | 3500.00 | Controla |
| Resistencia | | |
| $\Phi_c P_n$ | 15350.48 | kN |
| Resistencia Flexión | | |
| L_p | 1.72 | m |
| L_r | 5.54 | m |
| L_b | 3500.00 | mm |
| C_b | 1.00 | |
| M_p | 16105.66 | kN.m |
| M_n | 8611.01 | kN.m |
| $\Phi_c M_n$ | 7749.91 | kN.m |
| M_u | 2312.00 | kN.m |
| Carga Combinada | | |
| P_u/P_{nc} | 0.08 | |
| M_u/M_n | 0.30 | |
| Combinado | 0.35 | |
| Cortante | | |
| k_v | 5.00 | |
| Limite | 53.85 | |
| h/tw | 28.26 | |
| C_v | 1.00 | |
| V_n | 13320.67 | kN |
| $\Phi_c V_n$ | 11988.60 | kN |
| V_u | 214.00 | kN |

Anexo 16: Resistencia nominal de vigas de pórticos especiales a momento.

Para una probabilidad de excedencia del 5%:

Edificio 4 pisos:

| Viga Eje A y E | | | Viga Eje 1 y 4 | | |
|------------------------|--------------|-----------------|------------------------|--------------|-----------------|
| tf | 14.00 | mm | tf | 14.00 | mm |
| tw | 14.00 | mm | tw | 14.00 | mm |
| bf | 260.00 | mm | bf | 250.00 | mm |
| h | 520.00 | mm | h | 380.00 | mm |
| d | 492.00 | mm | d | 352.00 | mm |
| Ixx | 605049162.67 | mm ⁴ | Ixx | 285420576.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 41123170.67 | mm ⁴ | Iyy | 36538824.00 | mm ⁴ |
| Sx | 2327112.16 | mm ³ | Sx | 1502213.56 | mm ³ |
| Zx | 2689064.00 | mm ³ | Zx | 1714664.00 | mm ³ |
| Area | 14168.00 | mm ² | Area | 11928.00 | mm ² |
| ZRbs | 1819104.00 | mm ³ | ZRbs | 1146824.00 | mm ³ |
| L | 6000.00 | mm | L | 6000.00 | mm |
| a | 140.00 | mm | a | 130.00 | mm |
| b | 320.00 | mm | b | 230.00 | mm |
| c | 65.00 | mm | c | 60.00 | mm |
| dist. Max | 2.69 | m | dist. Max | 2.76 | m |
| dist. Entre ejes | 6 | m | dist. Entre ejes | 6 | m |
| Lb | 1 | m | Lb | 1 | m |
| Lp | 2.28 | m | Lp | 2.35 | m |
| Lr | 6.85 | m | Lr | 7.52 | m |
| Φ | 0.90 | | Φ | 0.90 | |
| Mn | 927.022 | kN.m | Mn | 591.110 | kN.m |
| ΦMn | 834.32 | kN.m | ΦMn | 532.00 | kN.m |
| Zrbs | 1819104 | mm ³ | Zrbs | 1146824 | mm ³ |
| MnRbs | 627.11 | kN.m | MnRbs | 395.35 | kN.m |
| ΦMnRbs | 564.40 | kN.m | ΦMnRbs | 355.82 | kN.m |
| Mu | 404 | kN.m | Mu | 143 | kN.m |

Edificio 8 pisos:

| Viga Eje A y E | | | Viga Eje 1 y 4 | | |
|------------------|--------------|-----------------|------------------|--------------|-----------------|
| tf | 14.00 | mm | tf | 14.00 | mm |
| tw | 14.00 | mm | tw | 14.00 | mm |
| bf | 260.00 | mm | bf | 250.00 | mm |
| h | 520.00 | mm | h | 380.00 | mm |
| d | 492.00 | mm | d | 352.00 | mm |
| Ixx | 605049162.67 | mm ⁴ | Ixx | 285420576.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 41123170.67 | mm ⁴ | Iyy | 36538824.00 | mm ⁴ |
| Sx | 2327112.16 | mm ³ | Sx | 1502213.56 | mm ³ |
| Zx | 2689064.00 | mm ³ | Zx | 1714664.00 | mm ³ |
| Area | 14168.00 | mm ² | Area | 11928.00 | mm ² |
| ZRbs | 1886024.00 | mm ³ | ZRbs | 1146824.00 | mm ³ |
| L | 6000.00 | mm | L | 6000.00 | mm |
| a | 130.00 | mm | a | 130.00 | mm |
| b | 320.00 | mm | b | 230.00 | mm |
| c | 60.00 | mm | c | 60.00 | mm |
| dist. Max | 2.69 | m | dist. Max | 2.76 | m |
| dist. Entre ejes | 6 | m | dist. Entre ejes | 6 | m |
| Lb | 1 | m | Lb | 1 | m |
| Lp | 2.28 | m | Lp | 2.35 | m |
| Lr | 6.85 | m | Lr | 7.52 | m |
| Mn cara col | 927.02 | kN.m | Mn cara col | 591.11 | kN.m |
| Zrbs | 1886024 | mm ³ | Zrbs | 1146824 | mm ³ |
| Mnrbs | 650.18 | | Mnrbs | 395.35 | |
| ΦMnRbs | 585.17 | kN.m | ΦMnRbs | 355.82 | kN.m |
| Mu | 389 | | Mu | 210 | |

Edificio 12 pisos:

| Viga Eje A y E | | | Viga Eje 1 y 4 | | |
|------------------|--------------|-----------------|------------------|--------------|-----------------|
| tf | 14.00 | mm | tf | 14.00 | mm |
| tw | 14.00 | mm | tw | 14.00 | mm |
| bf | 260.00 | mm | bf | 250.00 | mm |
| h | 520.00 | mm | h | 380.00 | mm |
| d | 492.00 | mm | d | 352.00 | mm |
| Ixx | 605049162.67 | mm ⁴ | Ixx | 285420576.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 41123170.67 | mm ⁴ | Iyy | 36538824.00 | mm ⁴ |
| Sx | 2327112.16 | mm ³ | Sx | 1502213.56 | mm ³ |
| Zx | 2689064.00 | mm ³ | Zx | 1714664.00 | mm ³ |
| Area | 14168.00 | mm ² | Area | 11928.00 | mm ² |
| ZRbs | 1819104.00 | mm ³ | ZRbs | 1146824.00 | mm ³ |
| L | 6000.00 | mm | L | 6000.00 | mm |
| a | 140.00 | mm | a | 130.00 | mm |
| b | 320.00 | mm | b | 230.00 | mm |
| c | 65.00 | mm | c | 60.00 | mm |
| dist. Max | 2.69 | m | dist. Max | 2.76 | m |
| dist. Entre ejes | 6 | m | dist. Entre ejes | 6 | m |
| Lb | 1 | m | Lb | 1 | m |
| Lp | 2.28 | m | Lp | 2.35 | m |
| Lr | 6.85 | m | Lr | 7.52 | m |
| Zrbs | 1886024 | mm ³ | Zrbs | 1146824 | mm ³ |
| Mnrbs | 650.183859 | | Mnrbs | 395.35364 | |
| ΦMnRbs | 585.17 | kN.m | ΦMnRbs | 355.82 | kN.m |
| Mu | 395 | | Mu | 203 | |

Para una probabilidad de excedencia del 10%:

Edificio 4 pisos:

| Viga Eje A y E | | | Viga Eje 1 y 4 | | |
|------------------|--------------|-----------------|------------------|--------------|-----------------|
| tf | 16.00 | mm | tf | 14.00 | mm |
| tw | 16.00 | mm | tw | 14.00 | mm |
| bf | 200.00 | mm | bf | 230.00 | mm |
| h | 480.00 | mm | h | 320.00 | mm |
| d | 448.00 | mm | d | 292.00 | mm |
| Ixx | 464497322.67 | mm ⁴ | Ixx | 179905749.33 | mm ⁴ |
| Iyy | 21486250.67 | mm ⁴ | Iyy | 28456437.33 | mm ⁴ |
| Sx | 1935405.51 | mm ³ | Sx | 1124410.93 | mm ³ |
| Zx | 2287616.00 | mm ³ | Zx | 1283744.00 | mm ³ |
| Area | 13568.00 | mm ² | Area | 10528.00 | mm ² |
| ZRbs | 1872896.00 | mm ³ | ZRbs | 894544.00 | mm ³ |
| L | 6000.00 | mm | L | 6000.00 | mm |
| a | 100.00 | mm | a | 115.00 | mm |
| b | 300.00 | mm | b | 190.00 | mm |
| c | 30.00 | mm | c | 50.00 | mm |
| dist. Max | 1.98 | m | dist. Max | 2.59 | m |
| dist. Entre ejes | 6 | m | dist. Entre ejes | 6 | m |
| Lb | 1 | m | Lb | 1 | m |
| Lp | 1.69 | m | Lp | 2.20 | m |
| Lr | 5.61 | m | Lr | 7.60 | m |
| Φ | 0.90 | | Φ | 0.90 | |
| Mn | 788.628 | kN.m | Mn | 442.555 | kN.m |
| Φ Mn | 709.77 | kN.m | Φ Mn | 398.30 | kN.m |
| Zrbs | 1872896 | mm ³ | Zrbs | 894544 | mm ³ |
| MnRbs | 645.66 | kN.m | MnRbs | 308.38 | kN.m |
| Φ MnRbs | 581.09 | kN.m | Φ MnRbs | 277.54 | kN.m |
| Mu | 342 | kN.m | Mu | 141 | kN.m |

Edificio 8 pisos:

| Viga Eje A y E | | | Viga Eje 1 y 4 | | |
|------------------------|--------------|-----------------|------------------------|--------------|-----------------|
| tf | 14.00 | mm | tf | 14.00 | mm |
| tw | 14.00 | mm | tw | 14.00 | mm |
| bf | 260.00 | mm | bf | 250.00 | mm |
| h | 520.00 | mm | h | 380.00 | mm |
| d | 492.00 | mm | d | 352.00 | mm |
| Ixx | 605049162.67 | mm ⁴ | Ixx | 285420576.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 41123170.67 | mm ⁴ | Iyy | 36538824.00 | mm ⁴ |
| Sx | 2327112.16 | mm ³ | Sx | 1502213.56 | mm ³ |
| Zx | 2689064.00 | mm ³ | Zx | 1714664.00 | mm ³ |
| Area | 14168.00 | mm ² | Area | 11928.00 | mm ² |
| ZRbs | 1886024.00 | mm ³ | ZRbs | 1146824.00 | mm ³ |
| L | 6000.00 | mm | L | 6000.00 | mm |
| a | 130.00 | mm | a | 130.00 | mm |
| b | 320.00 | mm | b | 230.00 | mm |
| c | 60.00 | mm | c | 60.00 | mm |
| dist. Max | 2.69 | m | dist. Max | 2.76 | m |
| dist. Entre ejes | 6 | m | dist. Entre ejes | 6 | m |
| Lb | 1 | m | Lb | 1 | m |
| Lp | 2.28 | m | Lp | 2.35 | m |
| Lr | 6.85 | m | Lr | 7.52 | m |
| Mn cara col | 927.02 | kN.m | Mn cara col | 591.11 | kN.m |
| Zrbs | 1886024 | mm ³ | Zrbs | 1146824 | mm ³ |
| Mnrbs | 650.18 | | Mnrbs | 395.35 | |
| ΦMnRbs | 585.17 | kN.m | ΦMnRbs | 355.82 | kN.m |
| Mu | 382 | | Mu | 210 | |

Edificio 12 pisos:

| Viga Eje A y E | | | Viga Eje 1 y 4 | | |
|------------------------|--------------|-----------------|------------------------|--------------|-----------------|
| tf | 14.00 | mm | tf | 14.00 | mm |
| tw | 14.00 | mm | tw | 14.00 | mm |
| bf | 260.00 | mm | bf | 250.00 | mm |
| h | 520.00 | mm | h | 380.00 | mm |
| d | 492.00 | mm | d | 352.00 | mm |
| Ixx | 605049162.67 | mm ⁴ | Ixx | 285420576.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 41123170.67 | mm ⁴ | Iyy | 36538824.00 | mm ⁴ |
| Sx | 2327112.16 | mm ³ | Sx | 1502213.56 | mm ³ |
| Zx | 2689064.00 | mm ³ | Zx | 1714664.00 | mm ³ |
| Area | 14168.00 | mm ² | Area | 11928.00 | mm ² |
| ZRbs | 1819104.00 | mm ³ | ZRbs | 1146824.00 | mm ³ |
| L | 6000.00 | mm | L | 6000.00 | mm |
| a | 140.00 | mm | a | 130.00 | mm |
| b | 320.00 | mm | b | 230.00 | mm |
| c | 65.00 | mm | c | 60.00 | mm |
| dist. Max | 2.69 | m | dist. Max | 2.76 | m |
| dist. Entre ejes | 6 | m | dist. Entre ejes | 6 | m |
| Lb | 1 | m | Lb | 1 | m |
| Lp | 2.28 | m | Lp | 2.35 | m |
| Lr | 6.85 | m | Lr | 7.52 | m |
| Zrbs | 1886024 | mm ³ | Zrbs | 1146824 | mm ³ |
| Mnrbs | 650.183859 | | Mnrbs | 395.35364 | |
| ΦMnRb s | 585.17 | kN.m | ΦMnRb s | 355.82 | kN.m |
| Mu | 399 | | Mu | 203 | |

Para una probabilidad de excedencia del 20%:

Edificio 4 pisos:

| Viga Eje A y E | | | Viga Eje 1 y 4 | | |
|------------------|--------------|-----------------|------------------|--------------|-----------------|
| tf | 16.00 | mm | tf | 12.00 | mm |
| tw | 16.00 | mm | tw | 12.00 | mm |
| bf | 200.00 | mm | bf | 210.00 | mm |
| h | 450.00 | mm | h | 300.00 | mm |
| d | 418.00 | mm | d | 276.00 | mm |
| Ixx | 398885642.67 | mm ⁴ | Ixx | 131285509.33 | mm ⁴ |
| Iyy | 21476010.67 | mm ⁴ | Iyy | 3675477.33 | mm ⁴ |
| Sx | 1772825.08 | mm ³ | Sx | 640417.12 | mm ³ |
| Zx | 2087696.00 | mm ³ | Zx | 760712.00 | mm ³ |
| Area | 13088.00 | mm ² | Area | 8352.00 | mm ² |
| ZRbs | 1637456.00 | mm ³ | ZRbs | 669168.00 | mm ³ |
| L | 6000.00 | mm | L | 6000.00 | mm |
| a | 100.00 | mm | a | 105.00 | mm |
| b | 275.00 | mm | b | 200.00 | mm |
| c | 35.00 | mm | c | 45.00 | mm |
| dist. Max | 2.02 | m | dist. Max | 2.35 | m |
| dist. Entre ejes | 6 | m | dist. Entre ejes | 6 | m |
| Lb | 1 | m | Lb | 1 | m |
| Lp | 1.72 | m | Lp | 2.00 | m |
| Lr | 5.80 | m | Lr | 6.59 | m |
| Φ | 0.90 | | Φ | 0.90 | |
| Mn | 719.708 | kN.m | Mn | 328.979 | kN.m |
| ΦMn | 647.74 | kN.m | ΦMn | 296.08 | kN.m |
| Zrbs | 1637456 | mm ³ | Zrbs | 669168 | mm ³ |
| MnRbs | 564.49 | kN.m | MnRbs | 230.69 | kN.m |
| ΦMnRbs | 508.04 | kN.m | ΦMnRbs | 207.62 | kN.m |
| Mu | 294 | kN.m | Mu | 110 | kN.m |

Edificio 8 pisos:

| Viga Eje A y E | | | Viga Eje 1 y 4 | | |
|------------------|--------------|-----------------|------------------|--------------|-----------------|
| tf | 14.00 | mm | tf | 14.00 | mm |
| tw | 14.00 | mm | tw | 14.00 | mm |
| bf | 260.00 | mm | bf | 250.00 | mm |
| h | 520.00 | mm | h | 380.00 | mm |
| d | 492.00 | mm | d | 352.00 | mm |
| Ixx | 605049162.67 | mm ⁴ | Ixx | 285420576.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 41123170.67 | mm ⁴ | Iyy | 36538824.00 | mm ⁴ |
| Sx | 2327112.16 | mm ³ | Sx | 1502213.56 | mm ³ |
| Zx | 2689064.00 | mm ³ | Zx | 1714664.00 | mm ³ |
| Area | 14168.00 | mm ² | Area | 11928.00 | mm ² |
| ZRbs | 1886024.00 | mm ³ | ZRbs | 1146824.00 | mm ³ |
| L | 6000.00 | mm | L | 6000.00 | mm |
| a | 130.00 | mm | a | 130.00 | mm |
| b | 320.00 | mm | b | 230.00 | mm |
| c | 60.00 | mm | c | 60.00 | mm |
| dist. Max | 2.69 | m | dist. Max | 2.76 | m |
| dist. Entre ejes | 6 | m | dist. Entre ejes | 6 | m |
| Lb | 1 | m | Lb | 1 | m |
| Lp | 2.28 | m | Lp | 2.35 | m |
| Lr | 6.85 | m | Lr | 7.52 | m |
| Mn cara col | 927.02 | kN.m | Mn cara col | 591.11 | kN.m |
| Zrbs | 1886024 | mm ³ | Zrbs | 1146824 | mm ³ |
| Mnrbs | 650.18 | | Mnrbs | 395.35 | |
| ΦMnRbs | 585.17 | kN.m | ΦMnRbs | 355.82 | kN.m |
| Mu | 380 | | Mu | 209 | |

Edificio 12 pisos:

| Viga Eje A y E | | | Viga Eje 1 y 4 | | |
|------------------------|--------------|-----------------|------------------------|--------------|-----------------|
| tf | 14.00 | mm | tf | 14.00 | mm |
| tw | 14.00 | mm | tw | 14.00 | mm |
| bf | 260.00 | mm | bf | 250.00 | mm |
| h | 520.00 | mm | h | 380.00 | mm |
| d | 492.00 | mm | d | 352.00 | mm |
| Ixx | 605049162.67 | mm ⁴ | Ixx | 285420576.00 | mm ⁴ |
| Iyy | 41123170.67 | mm ⁴ | Iyy | 36538824.00 | mm ⁴ |
| Sx | 2327112.16 | mm ³ | Sx | 1502213.56 | mm ³ |
| Zx | 2689064.00 | mm ³ | Zx | 1714664.00 | mm ³ |
| Area | 14168.00 | mm ² | Area | 11928.00 | mm ² |
| ZRbs | 1819104.00 | mm ³ | ZRbs | 1146824.00 | mm ³ |
| L | 6000.00 | mm | L | 6000.00 | mm |
| a | 140.00 | mm | a | 130.00 | mm |
| b | 320.00 | mm | b | 230.00 | mm |
| c | 65.00 | mm | c | 60.00 | mm |
| dist. Max | 2.69 | m | dist. Max | 2.76 | m |
| dist. Entre ejes | 6 | m | dist. Entre ejes | 6 | m |
| Lb | 1 | m | Lb | 1 | m |
| Lp | 2.28 | m | Lp | 2.35 | m |
| Lr | 6.85 | m | Lr | 7.52 | m |
| Zrbs | 1886024 | mm ³ | Zrbs | 1146824 | mm ³ |
| Mnrbs | 650.183859 | | Mnrbs | 395.35364 | |
| ΦMnRb s | 585.17 | kN.m | ΦMnRb s | 355.82 | kN.m |
| Mu | 411 | | Mu | 216 | |

Anexo 17: Tabla de valores para R_y y R_t :

| TABLE A3.1 R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials | | |
|--|-------------------------|-------------------------|
| Application | R_y | R_t |
| Hot-rolled structural shapes and bars: | | |
| • ASTM A36/A36M | 1.5 | 1.2 |
| • ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250) | 1.3 | 1.1 |
| • ASTM A572/572M Gr. 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345) | 1.2 | 1.1 |
| • ASTM A529 Gr. 50 (345) | 1.2 | 1.2 |
| • ASTM A529 Gr. 55 (380) | 1.1 | 1.2 |
| Hollow structural sections (HSS): | | |
| • ASTM A500/A500M (Gr. B or C), ASTM A501 | 1.4 | 1.3 |
| Pipe: | | |
| • ASTM A53/A53M | 1.6 | 1.2 |
| Plates, Strips and Sheets: | | |
| • ASTM A36/A36M | 1.3 | 1.2 |
| • ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250) | 1.3 | 1.1 |
| • A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380) | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A572/A572M Gr. 42 (290) | 1.3 | 1.0 |
| • ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380), ASTM A588/A588M | 1.1 | 1.2 |
| • ASTM 1043/1043M Gr. 50 (345) | 1.2 | 1.1 |
| Steel Reinforcement: | | |
| • ASTM A615, ASTM A706 | 1.25 | 1.25 |

Anexo 18: Dimensiones de arriostres laterales para vigas de pórticos especiales a momento.

| Resultados eje AyE | | |
|--------------------|---------|-------------------|
| Fy | 344738 | kN/m ² |
| Zx | 524072 | mm ³ |
| Cd | 1 | |
| Ry | 1.1 | |
| Mr | 198.73 | kN.m |
| ho | 342 | mm |
| Prb | 11.62 | kN |
| d viga | 334 | mm |
| D entre extremos | 2000 | mm |
| L | 2027.70 | mm |
| | 8 | ft |
| φPn L4x4x5/16 | 103.4 | kN |
| βbr | 774.79 | kN/m |
| Area | 60.96 | mm ² |
| θ | 9.57 | ° |
| k | 5927.44 | kN/m |

| Resultados eje 1y4 | | |
|--------------------|---------|-----------------|
| Fy | 344738 | mm ³ |
| Zx | 443432 | mm ³ |
| Cd | 1 | |
| Ry | 1.1 | |
| Mr | 168.15 | kN.m |
| ho | 282 | mm |
| Prb | 11.93 | kN |
| d viga | 274 | mm |
| D entre extremos | 3000 | mm |
| L | 3012.49 | mm |
| | 11 | ft |
| φPn L4x4x5/16 | 63.61 | kN |
| βbr | 795.06 | kN/m |
| Area | 60.96 | mm ² |
| θ | 5.35 | ° |
| k | 4028.47 | kN/m |

Anexo 19: Diseño de conexión precalificada.

Edificio 4 pisos:

Vigas ubicadas en ejes A y E:

Vu=56kN

| Conexión a columna | | |
|--------------------|-------|----|
| kv | 5.00 | |
| limite | 53.85 | |
| h/tw | 43.75 | |
| dmin | 33.94 | mm |

| Placa de Continuidad | | |
|----------------------|-------|-------|
| tfc | 28.00 | mm |
| Ry | 1.10 | |
| Limite 1 | 15.92 | mm no |
| Limite 2 | 18.33 | mm no |
| tfp | 20.00 | mm |
| bfp mínimo | 81.00 | mm |
| k1 | 41.28 | mm |
| | 6.00 | mm |
| Contacto | 29.73 | mm |

Dimensiones placa de continuidad.

| | | |
|------------------------|--------|-----|
| Resistencia Tensión | | |
| ϕ_t | 0.90 | |
| $\phi_t T_n$ | 368.90 | kN |
| Resistencia Cortante | | |
| $k_{det+1.5in}$ | 104.90 | mm |
| Ancho Contacto | 65.10 | mm |
| ϕ_v | 1.00 | |
| $\phi_v V_n$ | 269.30 | kN |
| Resistencia Zona Panel | | |
| ϕ | 1.00 | |
| ϕR_n | 462.35 | kN |
| T_n | 667.41 | kN |
| D | 13.43 | mmL |

Resistencia y dimensiones de soldadura en placa de continuidad.

| Relación Columna-Viga | | |
|---------------------------------|---------|------|
| ht | 3500.00 | mm |
| hb | 3500.00 | mm |
| ΣM_{pc} | 466.65 | kN.m |
| ΣM_{uv} | 22.65 | kN.m |
| ΣM_{pr} | 366.10 | kN.m |
| ΣM_{pb} | 388.76 | kN.m |
| $\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb}$ | 1.20 | |

Tabla 223: Relación viga columna.

Vigas ubicadas en ejes 1 y 4:

$V_u=25\text{kN}$

| Conexión a columna | | |
|--------------------|-------|----|
| kv | 5.00 | |
| limite | 53.85 | |
| h/tw | 36.25 | |
| dmin | 15.35 | mm |

Distancia mínima requerida del alma entre orificios de soldadura.

| Placa de Continuidad | | | |
|----------------------|-------|----|----|
| tfc | 14.00 | mm | |
| Ry | 1.10 | | |
| Limite sup | 17.31 | mm | no |
| Limite 2 | 21.67 | mm | no |
| tfp | 20.00 | mm | |
| bfp mínimo | 81.00 | mm | |
| k1 | 41.28 | mm | |
| | 6.00 | mm | |
| Contacto | 29.73 | mm | |

Dimensiones placa de continuidad.

| | | |
|------------------------|--------|----|
| Resistencia Tensión | | |
| ϕ_t | 0.90 | |
| $\phi_t T_n$ | 368.90 | kN |
| Resistencia Cortante | | |
| $k_{det} + 1.5in$ | 104.90 | mm |
| Ancho Contacto | 65.10 | mm |
| ϕ_v | 1.00 | |
| $\phi_v V_n$ | 269.30 | kN |
| Resistencia Zona Panel | | |

| | | |
|------------|--------|-----|
| ϕ | 1.00 | |
| ϕR_n | 475.91 | kN |
| T_n | 788.76 | kN |
| D | 13.43 | mmL |

Resistencia y dimensiones de soldadura en placa de continuidad.

| Relación Columna-Viga | | |
|---------------------------------|---------|------|
| ht | 3500.00 | mm |
| hb | 3500.00 | mm |
| ΣM_{pc} | 462.49 | kN.m |
| ΣM_{uv} | 14.41 | kN.m |
| ΣM_{pr} | 331.08 | kN.m |
| ΣM_{pb} | 345.49 | kN.m |
| $\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb}$ | 1.34 | |

Relación viga columna

Edificio 8 pisos:

Vigas ubicadas en ejes A y E:

$V_u=56\text{kN}$

| Conexión a columna | | |
|--------------------|-------|----|
| kv | 5.00 | |
| limite | 53.85 | |
| h/tw | 43.75 | |
| dmin | 33.88 | mm |

Distancia mínima requerida del alma entre orificios de soldadura.

| Placa de Continuidad | | | |
|----------------------|--------|----|----|
| tfc | 20.00 | mm | |
| R_y | 1.10 | | |
| Limite 1 | 15.92 | mm | no |
| Limite 2 | 18.33 | mm | no |
| tfp | 20.00 | mm | |
| bfp mínimo | 125.00 | mm | |
| k1 | 41.28 | mm | |
| | 6.00 | mm | |
| Contacto | 72.73 | mm | |

Dimensiones placa de continuidad.

| | | |
|------------------------|--------|-----|
| Resistencia Tensión | | |
| ϕ_t | 0.90 | |
| $\phi_t T_n$ | 902.56 | kN |
| Resistencia Cortante | | |
| $k_{det} + 1.5i_n$ | 104.90 | mm |
| Ancho Contacto | 155.10 | mm |
| ϕ_v | 1.00 | |
| $\phi_v V_n$ | 641.62 | kN |
| Resistencia Zona Panel | | |
| ϕ | 1.00 | |
| ϕR_n | 772.38 | kN |
| T_n | 667.41 | kN |
| D | 13.43 | mmL |

Resistencia y dimensiones de soldadura en placa de continuidad.

| Relación Columna-Viga | | |
|---------------------------------|---------|------|
| ht | 3500.00 | mm |
| hb | 3500.00 | mm |
| ΣM_{pc} | 1142.55 | kN.m |
| ΣM_{uv} | 23.90 | kN.m |
| ΣM_{pr} | 397.95 | kN.m |
| ΣM_{pb} | 421.85 | kN.m |
| $\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb}$ | 2.71 | |

Relación viga columna

Vigas ubicadas en ejes 1 y 4:

$V_u = 25 \text{ kN}$

| Conexión a columna | | |
|--------------------|-------|----|
| k_v | 5.00 | |
| limite | 53.85 | |
| h/tw | 36.25 | |
| dmin | 15.25 | mm |

Distancia mínima requerida del alma entre orificios de soldadura.

| Placa de Continuidad | | |
|----------------------|--------|-------|
| tfc | 20.00 | mm |
| Ry | 1.10 | |
| Limite sup | 17.31 | mm no |
| Limite 2 | 21.67 | mm no |
| tfp | 20.00 | mm |
| bfp mínimo | 125.00 | mm |
| k1 | 41.28 | mm |
| | 6.00 | mm |
| Contacto | 72.73 | mm |

Dimensiones placa de continuidad.

| | | |
|------------------------|--------|-----|
| Resistencia Tensión | | |
| ϕ_t | 0.90 | |
| $\phi_t T_n$ | 902.56 | kN |
| Resistencia Cortante | | |
| $k_{det+1.5in}$ | 104.90 | mm |
| Ancho Contacto | 155.10 | mm |
| ϕ_v | 1.00 | |
| $\phi_v V_n$ | 641.62 | kN |
| Resistencia Zona Panel | | |
| ϕ | 1.00 | |
| ϕR_n | 814.69 | kN |
| T_n | 788.76 | kN |
| D | 13.43 | mmL |

Resistencia y dimensiones de soldadura en placa de continuidad.

| Relación Columna-Viga | | |
|---------------------------------|---------|------|
| ht | 3500.00 | mm |
| hb | 3500.00 | mm |
| ΣM_{pc} | 1132.36 | kN.m |
| ΣM_{uv} | 14.42 | kN.m |
| ΣM_{pr} | 331.08 | kN.m |
| ΣM_{pb} | 345.49 | kN.m |
| $\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb}$ | 3.28 | |

Relación viga columna

Edificio 12 pisos:

Vigas ubicadas en ejes A y E:

$V_u = 56 \text{ kN}$

| Conexión a columna | | |
|--------------------|-------|----|
| kv | 5.00 | |
| limite | 53.85 | |
| h/tw | 43.75 | |
| dmin | 33.84 | mm |

Distancia mínima requerida del alma entre orificios de soldadura.

| Placa de Continuidad | | |
|----------------------|--------|-------|
| tfc | 24.00 | mm |
| Ry | 1.10 | |
| Limite 1 | 15.92 | mm no |
| Limite 2 | 18.33 | mm no |
| tfp | 20.00 | mm |
| bfm mínimo | 165.00 | mm |
| k1 | 41.28 | mm |
| | 6.00 | mm |
| Contacto | 112.73 | mm |

Dimensiones placa de continuidad.

| | | |
|------------------------|---------|-----|
| Resistencia Tensión | | |
| ϕ_t | 0.90 | |
| $\phi_t T_n$ | 1398.98 | kN |
| Resistencia Cortante | | |
| $k_{det+1.5in}$ | 104.90 | mm |
| Ancho Contacto | 235.10 | mm |
| ϕ_v | 1.00 | |
| $\phi_v V_n$ | 972.57 | kN |
| Resistencia Zona Panel | | |
| ϕ | 1.00 | |
| ϕR_n | 988.51 | kN |
| T_n | 667.41 | kN |
| D | 13.43 | mmL |

Resistencia y dimensiones de soldadura en placa de continuidad.

| Relación Columna-Viga | | |
|---------------------------------|---------|------|
| ht | 3500.00 | mm |
| hb | 3500.00 | mm |
| ΣM_{pc} | 1874.28 | kN.m |
| ΣM_{uv} | 23.97 | kN.m |
| ΣM_{pr} | 366.10 | kN.m |
| ΣM_{pb} | 390.07 | kN.m |
| $\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb}$ | 4.80 | |

Relación viga columna

Vigas ubicadas en ejes 1 y 4:

V_u 25.13kN.

| Conexión a columna | | |
|--------------------|-------|----|
| kv | 5.00 | |
| limite | 53.85 | |
| h/tw | 36.25 | |
| dmin | 15.19 | mm |

Distancia mínima requerida del alma entre orificios de soldadura.

| Placa de Continuidad | | |
|----------------------|--------|-------|
| tfc | 24.00 | mm |
| Ry | 1.10 | |
| Limite sup | 17.31 | mm no |
| Limite 2 | 21.67 | mm no |
| tfp | 20.00 | mm |
| bfp mínimo | 165.00 | mm |
| k1 | 41.28 | mm |
| | 6.00 | mm |
| Contacto | 112.73 | mm |

Dimensiones placa de continuidad.

| | | |
|------------------------|---------|-----|
| Resistencia Tensión | | |
| ϕ_t | 0.90 | |
| $\phi_t T_n$ | 1398.98 | kN |
| Resistencia Cortante | | |
| $k_{det+1.5in}$ | 104.90 | mm |
| Ancho Contacto | 235.10 | mm |
| ϕ_v | 1.00 | |
| $\phi_v V_n$ | 972.57 | kN |
| Resistencia Zona Panel | | |
| ϕ | 1.00 | |
| ϕR_n | 1068.18 | kN |
| T_n | 788.76 | kN |
| D | 13.43 | mmL |

Resistencia y dimensiones de soldadura en placa de continuidad.

| Relación Columna-Viga | | |
|---------------------------------|---------|------|
| ht | 3500.00 | mm |
| hb | 3500.00 | mm |
| ΣM_{pc} | 1857.56 | kN.m |
| ΣM_{uv} | 15.39 | kN.m |
| ΣM_{pr} | 331.08 | kN.m |
| ΣM_{pb} | 346.46 | kN.m |
| $\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb}$ | 5.36 | |

Relación viga columna

Anexo 20: Derivas de piso en cada edificación de acuerdo a la intensidad del sismo.

Sismo con una probabilidad de excedencia de 5%, en un periodo de 50 años.

Edificio 4 pisos:

| Deriva eje AyE | | | Deriva eje 1y4 | | |
|----------------|-------|--------|----------------|--------|--------|
| Piso | | Deriva | Piso | | Deriva |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 1 | 5.33 | 0.0091 | 1 | 4.7 | 0.0081 |
| 2 | 15.82 | 0.0180 | 2 | 14.85 | 0.0174 |
| 3 | 26.45 | 0.0182 | 3 | 26.35 | 0.0197 |
| 4 | 35.38 | 0.0153 | 4 | 37.244 | 0.0187 |

Tabla 244: Deriva de cada piso.

Edificio 8 pisos:

| Deriva eje AyE | | | Deriva eje 1y4 | | |
|----------------|-------|--------|----------------|-------|--------|
| Piso | | Deriva | Piso | | Deriva |
| 0 | | | 0 | | |
| 1 | 2.69 | 0.0046 | 1 | 2.63 | 0.0045 |
| 2 | 9.56 | 0.0118 | 2 | 9.39 | 0.0116 |
| 3 | 19.03 | 0.0162 | 3 | 18.78 | 0.0161 |
| 4 | 29.89 | 0.0186 | 4 | 29.58 | 0.0185 |
| 5 | 41.29 | 0.0195 | 5 | 40.95 | 0.0195 |
| 6 | 52.62 | 0.0194 | 6 | 52.30 | 0.0195 |
| 7 | 63.55 | 0.0187 | 7 | 63.25 | 0.0188 |
| 8 | 74.03 | 0.0180 | 8 | 73.78 | 0.0181 |

Tabla 245: Deriva de cada piso.

Edificio 12 pisos:

| Deriva eje AyE | | | Deriva eje 1y4 | | |
|----------------|--------|---------|----------------|--------|---------|
| Piso | | Deriva | Piso | | Deriva |
| 0 | | | 0 | | |
| 1 | 1.58 | 0.00271 | 1 | 1.52 | 0.00261 |
| 2 | 5.88 | 0.00737 | 2 | 5.69 | 0.00714 |
| 3 | 12.30 | 0.01101 | 3 | 11.93 | 0.01069 |
| 4 | 20.29 | 0.01369 | 4 | 19.72 | 0.01336 |
| 5 | 29.58 | 0.01592 | 5 | 28.76 | 0.01549 |
| 6 | 39.87 | 0.01764 | 6 | 38.73 | 0.01710 |
| 7 | 50.74 | 0.01863 | 7 | 49.26 | 0.01804 |
| 8 | 61.86 | 0.01907 | 8 | 60.04 | 0.01848 |
| 9 | 73.00 | 0.01910 | 9 | 70.86 | 0.01856 |
| 10 | 84.03 | 0.01891 | 10 | 81.58 | 0.01838 |
| 11 | 94.86 | 0.01857 | 11 | 92.13 | 0.01808 |
| 12 | 105.52 | 0.01827 | 12 | 102.52 | 0.01781 |

Tabla 246: Deriva de cada piso.

Sismo con una probabilidad de excedencia de 10%, en un periodo de 50 años.

Edificio 4 pisos:

| Deriva eje AyE | | | Deriva eje 1y4 | | |
|----------------|-------|--------|----------------|-------|--------|
| Piso | | Deriva | Piso | | Deriva |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 1 | 5.89 | 0.0101 | 1 | 4.9 | 0.0084 |
| 2 | 17.25 | 0.0195 | 2 | 15.22 | 0.0177 |
| 3 | 28.49 | 0.0193 | 3 | 26.42 | 0.0192 |
| 4 | 37.68 | 0.0158 | 4 | 36.57 | 0.0174 |

Tabla 247: Deriva de cada piso.

Edificio 8 pisos:

| Deriva eje AyE | | | Deriva eje 1y4 | | |
|----------------|-------|--------|----------------|-------|--------|
| Piso | | Deriva | Piso | | Deriva |
| 0 | | | 0 | | |
| 1 | 3.03 | 0.0052 | 1 | 3.15 | 0.0054 |
| 2 | 10.51 | 0.0128 | 2 | 10.91 | 0.0133 |
| 3 | 20.51 | 0.0171 | 3 | 21.15 | 0.0176 |
| 4 | 31.58 | 0.0190 | 4 | 32.29 | 0.0191 |
| 5 | 42.79 | 0.0192 | 5 | 43.40 | 0.0190 |
| 6 | 53.46 | 0.0183 | 6 | 54.42 | 0.0189 |
| 7 | 63.27 | 0.0168 | 7 | 65.32 | 0.0187 |
| 8 | 72.30 | 0.0155 | 8 | 76.11 | 0.0185 |

Tabla 248: Deriva de cada piso.

Edificio 12 pisos:

| Deriva eje AyE | | | Deriva eje 1y4 | | |
|----------------|--------|---------|----------------|--------|---------|
| Piso | | Deriva | Piso | | Deriva |
| 0 | | | 0 | | |
| 1 | 1.94 | 0.00333 | 1 | 1.88 | 0.00323 |
| 2 | 7.14 | 0.00891 | 2 | 6.95 | 0.00868 |
| 3 | 14.73 | 0.01302 | 3 | 14.38 | 0.01274 |
| 4 | 24.00 | 0.01588 | 4 | 23.48 | 0.01559 |
| 5 | 34.42 | 0.01787 | 5 | 33.76 | 0.01763 |
| 6 | 45.55 | 0.01908 | 6 | 44.80 | 0.01892 |
| 7 | 56.96 | 0.01956 | 7 | 56.13 | 0.01943 |
| 8 | 68.33 | 0.01949 | 8 | 67.44 | 0.01939 |
| 9 | 79.44 | 0.01904 | 9 | 78.51 | 0.01897 |
| 10 | 90.14 | 0.01834 | 10 | 89.21 | 0.01834 |
| 11 | 100.41 | 0.01761 | 11 | 99.52 | 0.01769 |
| 12 | 110.35 | 0.01704 | 12 | 109.55 | 0.01719 |

Tabla 249: Deriva de cada piso.

Sismo con una probabilidad de excedencia de 20%, en un periodo de 50 años.

Edificio 4 pisos:

| Deriva eje AyE | | | Deriva eje 1y4 | | |
|----------------|-------|--------|----------------|-------|--------|
| Piso | | Deriva | Piso | | Deriva |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 1 | 6.05 | 0.0104 | 1 | 4.87 | 0.0083 |
| 2 | 17.4 | 0.0195 | 2 | 15.26 | 0.0178 |
| 3 | 28.3 | 0.0187 | 3 | 26.81 | 0.0198 |
| 4 | 36.88 | 0.0147 | 4 | 37.55 | 0.0184 |

Tabla 250: Deriva de cada piso.

Edificio 8 pisos:

| Deriva eje AyE | | | Deriva eje 1y4 | | |
|----------------|-------|--------|----------------|-------|--------|
| Piso | | Deriva | Piso | | Deriva |
| 0 | | | 0 | | |
| 1 | 3.60 | 0.0062 | 1 | 3.54 | 0.0061 |
| 2 | 12.10 | 0.0146 | 2 | 11.96 | 0.0144 |
| 3 | 22.82 | 0.0184 | 3 | 22.68 | 0.0184 |
| 4 | 34.12 | 0.0194 | 4 | 33.98 | 0.0194 |
| 5 | 44.90 | 0.0185 | 5 | 44.78 | 0.0185 |
| 6 | 54.44 | 0.0164 | 6 | 54.31 | 0.0163 |
| 7 | 62.54 | 0.0139 | 7 | 62.38 | 0.0138 |
| 8 | 69.46 | 0.0119 | 8 | 69.20 | 0.0117 |

Tabla 251: Deriva de cada piso.

Edificio 12 pisos:

| Deriva eje AyE | | | Deriva eje 1y4 | | |
|----------------|--------|---------|----------------|--------|---------|
| Piso | | Deriva | Piso | | Deriva |
| 0 | | | 0 | | |
| 1 | 2.36 | 0.00404 | 1 | 2.42 | 0.00415 |
| 2 | 8.48 | 0.01049 | 2 | 8.71 | 0.01078 |
| 3 | 17.15 | 0.01486 | 3 | 17.60 | 0.01525 |
| 4 | 27.40 | 0.01757 | 4 | 28.10 | 0.01799 |
| 5 | 38.58 | 0.01916 | 5 | 39.48 | 0.01951 |
| 6 | 50.11 | 0.01977 | 6 | 51.15 | 0.01989 |
| 7 | 61.49 | 0.01951 | 7 | 62.61 | 0.01964 |
| 8 | 72.38 | 0.01867 | 8 | 73.52 | 0.01871 |
| 9 | 82.56 | 0.01745 | 9 | 83.64 | 0.01734 |
| 10 | 91.93 | 0.01607 | 10 | 92.82 | 0.01573 |
| 11 | 100.56 | 0.01479 | 11 | 101.13 | 0.01425 |
| 12 | 108.61 | 0.01380 | 12 | 108.82 | 0.01318 |

Bibliografía:

- Allen, D., Murray, T., & Ungar, E. . (2003, octubre). Floor Vibrations Due to Human Activity. Steel Design Guide Series
- Cargas no Sísmicas. (Enero, 2015) Norma Ecuatoriana de la Construcción. Gobierno Nacional de la República del Ecuador.
- Diseno Sismo Resistente. (Enero, 2015) Norma Ecuatoriana de la Construcción. Gobierno Nacional de la República del Ecuador.
- Guerra, M. (2013). Diseño Sismo Resistente de Edificios Utilizando ETABS. Quito-Ecuador.
- Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.* (2010) ASCE7.
- Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.* (2010). AISC341
- Steel Construction Manual.* (2011) AISC360.
- Specification for Structural Steel Buildings.* (2010) AISC. Approved by the AISC Comitte on Specifications.