

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**Análisis y diseño sismorresistente en acero de edificio Turín**

**Enrique Edmundo Moreno Burns**

**Matías Abedrabbo Abumohor**

**Ingeniería Civil**

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito para la obtención del título de  
Ingeniero Civil

**Quito, 21 de mayo de 2021**

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

**Análisis y diseño sismorresistente en acero de edificio Turín**

**Enrique Edmundo Moreno Burns**

**Matías Abedrabbo Abumohor**

**Nombre del profesor, Título académico**

**Pablo Torres, PhD.**

Quito, 21 de mayo de 2021

**© DERECHOS DE AUTOR**

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

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

Nombres y apellidos: Enrique Edmundo Moreno Burns, Matías Abedrabbo Abumohor

Códigos: 00136827, 00138618

Cédula de identidad: 1723895023, 1717487878

Lugar y Fecha: Quito, 21 de mayo de 2021

## **ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN**

**Nota:** El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

## **UNPUBLISHED DOCUMENT**

**Note:** The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

## **RESUMEN**

El correcto análisis y diseño sismorresistente de estructuras de acero es clave para que estas se comporten adecuadamente bajo la acción de cargas estáticas y dinámicas, especialmente en zonas de alto peligro sísmico como lo es el Ecuador. De modo que, en el siguiente trabajo se presenta una serie de pasos breves para realizar el análisis y diseño de estructuras de acero con conexiones Bolted Flange Plate, conforme a las especificaciones de las normas AISC y NEC-15.

En este caso, se complementa el proceso teórico con el diseño del edificio Turín, una estructura en acero de cinco pisos de tipo Special Moment Frame (SMF) localizada en la ciudad de Quito, en conformidad con los criterios de análisis estático y análisis dinámico de la norma NEC-15 y la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil (SBWC). Inicialmente, se realiza el diseño de columnas HSS compuestas y vigas W, cabe recalcar que no es el enfoque principal del trabajo, por lo que no se desarrolla a profundidad. Seguido, se realiza el diseño de la conexión tipo Bolted Flange Plate acorde a las especificaciones para conexiones precalificadas de AISC-358-10. Finalmente, se realiza el diseño de la placa de anclaje siguiendo los criterios de AISC 360-16 y AISC-341-16 Seismic Provisions.

**Palabras clave: NEC-15, AISC, Special Moment Frame, SBWC, columna HSS compuesta, viga W, Conexión Bolted Flange, AISC 358-10, AISC 360-16, AISC-341-16 Seismic Provisions, Placa de Anclaje.**

## **ABSTRACT**

The correct seismic analysis and design of steel structures will ultimately determine how they behave under the action of static and dynamic loads, especially when they are located in high seismic danger zones such as Ecuador. Consequently, the following paper will present a series of brief steps that will help develop the analysis and design of steel structures using Bolted Flange Plate connections, in accordance with the specifications stated by AISC and NEC-15.

The theoretical concepts presented in this paper will then be complemented by the design of Edificio Turín, a five story Special Moment Frame (SMF) steel structure located in Quito, in accordance with the static and dynamic analysis criteria specified by NEC-15 and the strong column-weak beam (SCWB) philosophy. There will be a brief design of HSS composite columns and W beams, as it is not the main focus of this paper. Then, there will be the design of a Bolted Flange Plate connection in accordance with the provisions of AISC-358-10 for prequalified connections. Finally, there will be the design of the steel base plate in accordance to AISC 360-16 and AISC-341-16 Seismic Provisions.

**Key words: NEC-15, AISC, Special Moment Frame, SBWC, HSS composite column, W beam, base plate, Bolted Flange Plate, AISC 358-10, AISC 360-16, AISC-341-16 Seismic Provisions.**

## TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	14
FUNDAMENTOS TEÓRICOS .....	15
Pórticos resistentes a momento SMF.....	15
Filosofía de Diseño .....	17
PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS SISMORRESISTENTE NEC-15 .....	19
Espectro de diseño .....	20
Análisis estático NEC-15.....	21
Análisis dinámico NEC-15 .....	25
CONEXIÓN BOLTED FLANGE PLATE .....	25
Conexiones Precalificadas .....	25
Funcionamiento de conexión Bolted Flange Plate.....	26
Límites de precalificación.....	27
Limitaciones de columnas.....	28
Limitaciones de relación viga-columna .....	29
Limitaciones de pernos .....	29
Diseño de conexión Bolted Flange Plate .....	30
PLACA DE ANCLAJE .....	35
Diseño de placa de anclaje.....	36

Verificación de resistencia a compresión.....	42
Verificación de resistencia a corte por fricción.....	43
Verificación de aplastamiento de placas de arandelas .....	44
Verificación de resistencia a corte de pernos-varillas de anclaje.....	45
CASO DE APLICACIÓN: DISEÑO DE EDIFICIO TURÍN.....	46
Datos generales de la estructura.....	46
Geometría.....	46
Pórticos SMF y elementos a gravedad .....	48
Cargas .....	50
Carga muerta.....	50
Carga viva .....	50
Carga sísmica .....	50
Modelación en ETABS.....	51
Análisis sismorresistente de la estructura .....	52
Análisis estático de la estructura.....	53
Análisis dinámico de la estructura .....	59
Diseño sísmico y a gravedad de columna.....	62
Diseño sísmico y a gravedad de viga.....	63
Verificación de filosofía SCWB .....	64
Diseño de conexión Bolted Flange Plate .....	65



Diseño de placa de anclaje.....	71
Verificación de resistencia a compresión.....	75
Diseño a gravedad de la estructura .....	77
CONCLUSIONES.....	78
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	79
ANEXOS .....	81
Anexo A: Diseño sísmico de columna.....	81
Anexo B: Diseño sísmico de viga.....	81
Anexo C: Diseño de conexión Bolted Flange Plate.....	82
Anexo D: Diseño de placa de anclaje .....	85
Anexo E: Diseño a gravedad.....	87

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Cálculo de k (MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014) .....	22
Tabla 2: Limitaciones de vigas para conexiones BFP (AISC, AISC-358-10, 2014) y (AISC, AISC-341-16, 2016).....	27
Tabla 3: Limitaciones de columnas para conexiones BFP (AISC, AISC-358-10, 2014) y (AISC, AISC-341-16, 2016) .....	28
Tabla 4: Limitaciones de relación viga-columna para conexiones BFP (AISC, AISC-358-10, 2014) y (AISC, AISC-341-16, 2016) .....	29
Tabla 5: Limitaciones de pernos para conexiones BFP (AISC, AISC-358-10, 2014) .....	29
Tabla 6: Especificaciones NEC-15 para edificio Turín.....	50
Tabla 7: Valores utilizados para cálculo de V mediante método 1 NEC-15.....	52
Tabla 8: Derivas elásticas e inelásticas en dirección X y Y .....	55
Tabla 9: Fuerzas laterales equivalentes de cada piso método 1 .....	56
Tabla 10: Valores individuales y totales para aplicación de método 2 .....	57
Tabla 11: Periodos en dirección X y Y para método 2.....	57
Tabla 12: Derivas elásticas e inelásticas para TX .....	59
Tabla 13: Fuerzas laterales equivalentes para TY .....	59
Tabla 14: Derivas máximas elásticas e inelásticas en direcciones X y Y para análisis espectral .....	61
Tabla 15: Fuerzas laterales equivalentes para análisis espectral .....	61
Tabla 16: Propiedades columna HSS14X14X.500 .....	62
Tabla 17: Dimensiones columna HSS14X14X.500 .....	62

Tabla 18: Dimensiones de viga W16X45.....	63
Tabla 19: Propiedades de placas para BFP.....	66
Tabla 20: Propiedades de pernos para BFP.....	66
Tabla 21: Cargas últimas para diseño de conexión BFP.....	66
Tabla 22: propiedades y geometría placa vertical.....	71
Tabla 23: Cargas últimas para diseño de placa de anclaje.....	72
Tabla 24: Propiedades placa de anclaje.....	72
Tabla 25: Propiedades de pernos para placa de anclaje.....	73
Tabla 26: Verificación de resistencia a corte por fricción.....	76
Tabla 27: Verificación aplastamiento de placas de arandela.....	77
Tabla 28: Verificación resistencia a cortante de varillas de anclaje.....	77

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: (a) SMF no-arriostrado (b) SMF arriostrado .....	16
Figura 2: Fuerzas internas de vigas, columnas y zonas de conexión para un SMF (Michael Bruneau, 2011).....	17
Figura 3: Ubicaciones potenciales de rótula y formación de rótulas plásticas en vigas (Commission, 2012).....	18
Figura 4: Espectro sísmico de diseño en aceleraciones de acuerdo a NEC-15 (MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014).....	20
Figura 5: Vista espacial de las placas de una conexión Bolted Flange Plate (CISC, 2016).....	26
Figura 6: Vista lateral de una conexión Bolted Flange Plate (CISC, 2016).....	27
Figura 7: Conexión Bolted Flange Plate (AISC, AISC-358-10, 2014).....	30
Figura 8: Componentes de placa de anclaje (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006) .....	36
Figura 9: Placa de anclaje para momentos grandes (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006).....	37
Figura 10: Dimensiones vista en planta de placa de anclaje (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006).....	38
Figura 11: Vista en planta de edificio Turín en metros .....	47
Figura 12: Vista en elevación de edificio Turín en metros.....	47
Figura 13: Vista espacial de edificio Turín .....	48
Figura 14: Vista en planta de elementos diseñados como SMF (rojo).....	49
Figura 15: Vista en elevación de elementos diseñados como SMF (rojo) .....	49

Figura 16: Espectro de diseño para edificio Turín de acuerdo NEC-15.....	51
Figura 17: Derivas elásticas en dirección X.....	54
Figura 18: Derivas elásticas en dirección Y.....	55
Figura 19: Derivas elásticas dirección X para TY.....	58
Figura 20: Derivas elásticas dirección Y para TY.....	58
Figura 21: Derivas elásticas en dirección X del análisis spectral.....	60
Figura 22: Derivas elásticas en dirección Y del análisis spectral.....	61
Figura 23: Elemento de diseño BFP.....	65
Figura 24: Elemento de diseño placa de anclaje.....	72

## INTRODUCCIÓN

El peligro sísmico de la zona es un factor crucial al momento de diseñar y construir obras civiles. En el caso del Ecuador, existe un alto peligro sísmico, dado que el territorio nacional se encuentra ubicado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico. A lo largo de toda la costa del país, se localiza la zona de subducción entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana (IGEPN, Instituto Geofísico EPN, 2020). Mientras que, en la sierra, existe peligro sísmico a causa de la presencia de fallas corticales (IGEPN, Instituto Geofísico, 2019).

El terremoto de Pedernales, acontecido el 16 de abril del 2016 es un claro ejemplo de la alta sismicidad de la región. Dicho terremoto, tuvo una magnitud de Mw 7.8 con una intensidad máxima de IX según la escala europea. Este, ocasionó grandes repercusiones en todo el territorio nacional, dentro de estas, alrededor de 700 personas fallecidas, la destrucción de gran número de obras civiles y pérdidas económicas estimadas en aproximadamente tres mil millones de dólares (IGEPN, Instituto Geofísico EPN, 2020).

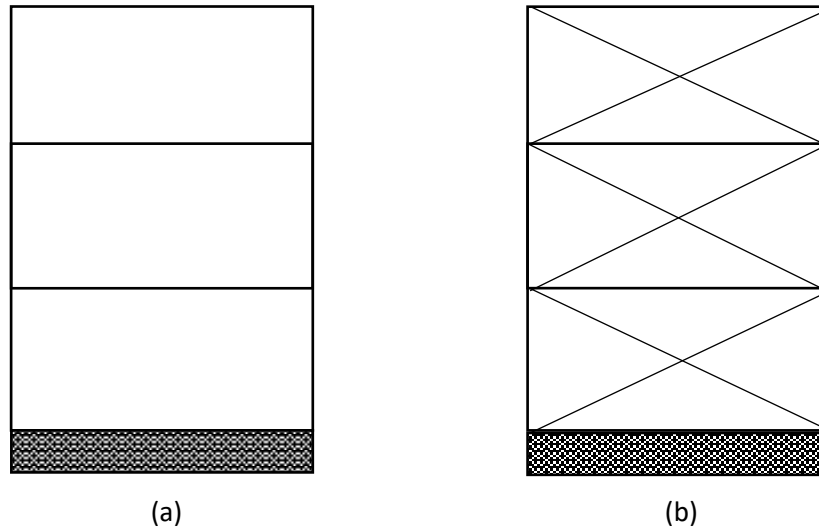
En función al historial y ciclo sísmico del Ecuador, el Instituto Geofísico define que en un futuro se repetirá un evento de características similares o incluso más grandes a las del terremoto de Pedernales en 2016 (IGEPN, Instituto Geofísico EPN, 2020). Sin embargo, dada la incertidumbre e incapacidad de predecir eventos sísmicos, no se tiene certeza de cuando ocurrirá el próximo evento. Por ende, es necesario tomar medidas para enfrentar la eventualidad en cualquier momento y reducir, en cuanto sea posible, sus efectos y repercusiones.

En el caso de la construcción de obras civiles, las medidas preventivas para futuros eventos sísmicos consisten en diseñar y construir estructuras que obedezcan las normativas nacionales e internacionales de construcción. Las cuales, se fundamentan en el diseño de estructuras sismorresistentes. Dicho esto, el trabajo presentado a continuación desarrollará los fundamentos teóricos del diseño sismorresistente, así como el diseño de una estructura sismorresistente en acero, siguiendo las especificaciones de las normas NEC-15 y AISC.

## **FUNDAMENTOS TEÓRICOS**

### **Pórticos resistentes a momento SMF**

Los pórticos resistentes a momento, conocidos como Special Moment Frames (SMF), son estructuras compuestas por vigas, columnas, zonas panel y conexiones viga-columna. Los cuales, a su vez pueden ser categorizados como pórticos arriostrados o pórticos no-arriostrados. En el caso de los pórticos no arriostrados, únicamente se poseen elementos verticales y horizontales, mientras que, como se observa en la Figura 1, en el caso de los pórticos arriostrados estos también poseen diagonales que aportan rigidez ante cargas laterales.



*Figura 1: (a) SMF no-arriostrado (b) SMF arriostrado*

Como se verá más adelante, el caso analizado se refiere a un SMF no-arriostrado, el cual se caracteriza por soportar cargas axiales, cortantes y momentos en sus elementos. Dicho esto, a continuación, se muestra el comportamiento general y fuerzas correspondientes en cada elemento de un SMF no-arriostrado bajo la acción de una carga lateral:



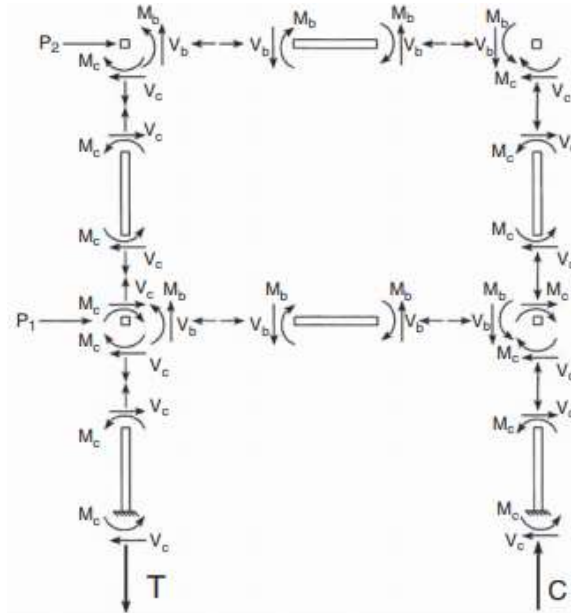


Figura 2: Fuerzas internas de vigas, columnas y zonas de conexión para un SMF (Michael Bruneau, 2011)

De acuerdo a las fuerzas exhibidas en la Figura 2, generalmente se esperará que las vigas estén sometidas a grandes momentos de flexión, cuyos valores máximos ocurren en sus extremos. Así mismo, generalmente presentarán fuerzas axiales y cortantes menores a los momentos de flexión, sin embargo, será crucial tomar en cuenta sus efectos durante el diseño. Por otro lado, en el caso de las columnas, dichos elementos se encontrarán sometidos a grandes cargas axiales, ya sea compresión o tensión, a causa de los momentos de volcamiento de la estructura. Finalmente, en el caso de las zonas panel y conexiones, se esperará la acción de momentos, cortantes y fuerzas axiales considerables.

### Filosofía de Diseño

El diseño de pórticos resistentes a momento, se basa en la filosofía de columna fuerte-viga débil, también conocido como SCWB. Dicho criterio consiste en que, los elementos de columna diseñados deben ser capaces de resistir cargas mayores a las que provocarían la fluencia y endurecimiento de las secciones de viga. Esta filosofía de diseño

resulta muy útil, dado que evita la formación de mecanismos de piso débil en la estructura, la magnificación de efectos de deriva  $P\Delta$  y asegura la formación de rótulas plásticas en los elementos de viga a una determinada distancia de su conexión con la columna. Al darse la formación de rótulas plásticas en las vigas, la estructura posee una gran capacidad de liberar energía sin que ocurra una falla súbita de las conexiones y elementos. En la Figura 3, se observa la formación del mecanismo de rótulas plásticas en vigas acorde a la filosofía de diseño SCWB:

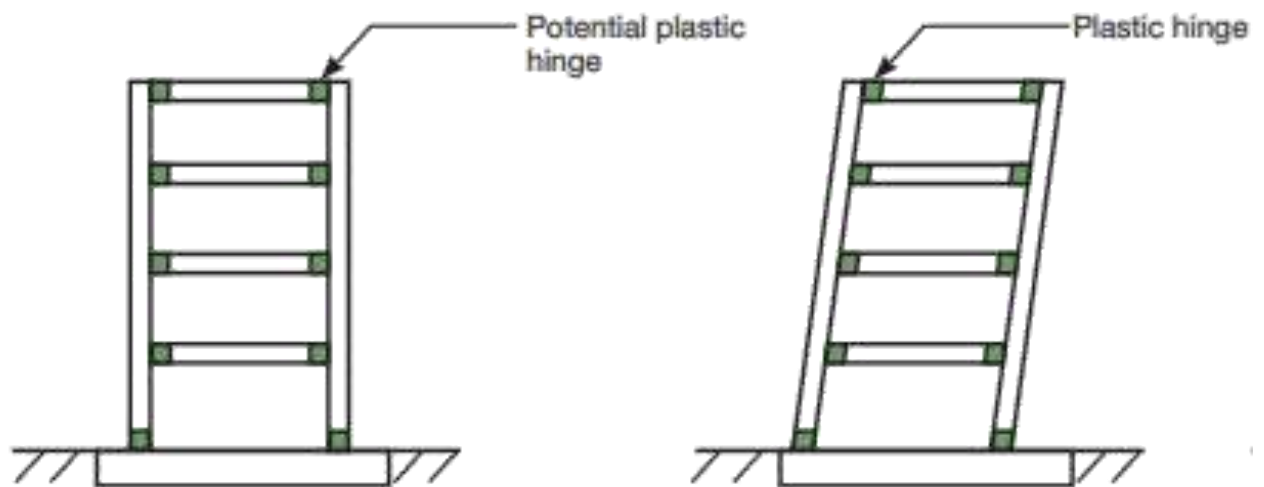


Figura 3: Ubicaciones potenciales de rótula y formación de rótulas plásticas en vigas (Commission, 2012)

Con el fin de asegurar un comportamiento de columna fuerte-viga débil para estructuras de acero, la norma AISC-341-16 plantea que las siguientes tres ecuaciones deben ser satisfechas:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (\text{AISC, AISC 341-16, 2016})$$

Dónde:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{\alpha_s P_r}{A_g} \right) \quad (\text{AISC, AISC 341-16, 2016})$$

$\sum M_{pc}$  = suma de las proyecciones de resistencia nominal a flexión de la columna arriba y abajo de la línea central de la viga, tomando en cuenta una reducción de fuerza axial sobre la columna.

$A_g$  = área neta de la columna

$F_{yc}$  = esfuerzo de fluencia del acero de columna

$Z_c$  = módulo de sección plástica de la columna respecto al eje sometido a flexión

$P_r$  = resistencia a compresión requerida de acuerdo a la sección D1.4a de ASIC-341-16

$$\sum M_{pb} = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (\text{AISC, AISC 341-16, 2016})$$

$\sum M_{pb}$  = suma de las proyecciones de resistencia nominal a flexión de la viga en la ubicación de la rótula plástica

$M_{pr}$  = momento máximo probable en la ubicación de la rótula plástica

$M_v$  = momento adicional a causa de cortante

Resulta importante mencionar que, para que dicho comportamiento se produzca, también es necesario realizar un diseño de conexión viga-columna sismorresistente adecuado acorde a los criterios planteados en AISC-358 como se mostrará más adelante.

## **PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS SISMORRESISTENTE NEC-15**

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-15, define el procedimiento a seguirse para el análisis sismorresistente de estructuras. En el capítulo 6, se especifica que deberá realizarse los métodos estáticos y pseudo-dinámicos como requisitos obligatorios. De igual manera, se plantean dos métodos para realizar el análisis, en este caso se ha optado por el método 1.

### Espectro de diseño

La norma NEC-15 establece ecuaciones para construir el espectro de diseño. Dichas ecuaciones, toman en consideración la zona de peligro sísmico del lugar en donde se realizará la estructura, las características geotectónicas del lugar de emplazamientos y las características de la estructura en sí. A continuación, se muestran las ecuaciones con las que se conforma el espectro de diseño:

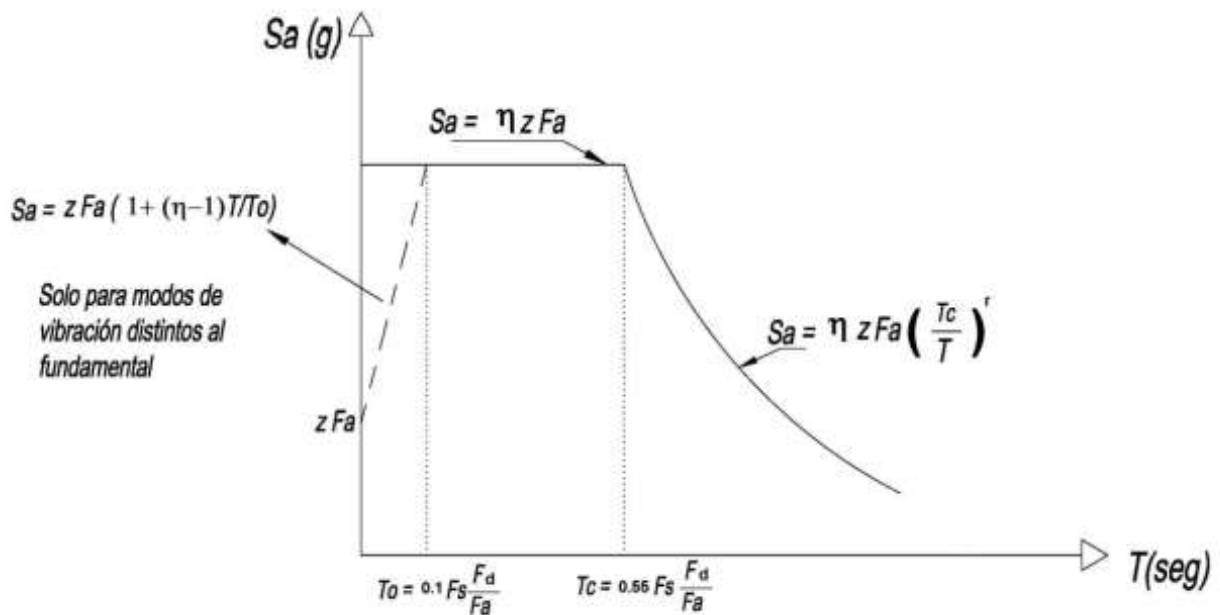


Figura 4: Espectro sísmico de diseño en aceleraciones de acuerdo a NEC-15 (MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014)

Dónde:

$\eta$  = Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

$F_a$  = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

$F_d$  = Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

$F_s$  = Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

$S_a$  = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura  $T$   
Período fundamental de vibración de la estructura

$T_0$  = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

$T_c$  = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

$Z$  = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$

### **Análisis estático NEC-15**

El primer paso del análisis estático, acorde a la NEC-15 en su capítulo de Peligro Sísmico, consiste en el cálculo del periodo aproximativo de vibración de la estructura, para esto se hace uso del Método 1, el cual plantea la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014})$$

$T$  = periodo aproximativo de vibración de la estructura

$C_t$  = coeficiente que depende del tipo de edificio sección 6.3.3.a de NEC-15

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

$\alpha$  = coeficiente que depende del tipo de edificio 6.3.3.a de NEC-15

Seguido, se calcula el cortante basal como:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014})$$

Dónde:

$V$  = cortante basal total de diseño

$S_a(T_a)$  = espectro de diseño en aceleración

$\phi_p$  y  $\phi_E$  = coeficientes de configuración en planta y elevación

$I$  = coeficiente de importancia

$R$  = factor de reducción de resistencia sísmica

$W$  = carga sísmica reactiva

$T_a$  = período de vibración

Una vez calculado el periodo y cortante, se calcula el valor de  $k$  en función al valor de  $T$ . Los parámetros para el cálculo de  $k$  son los siguientes:

*Tabla 1: Cálculo de  $k$  (MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014)*

Valores de T (s)	k
------------------	---

$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75+0.50T$
$> 2.5$	2

Haciendo uso de un software como ETABS, se calculan las derivas máximas elásticas de la estructura en cada eje de desplazamiento, y se calcula la deriva máxima inelástica aplicando la siguiente ecuación:

$$\Delta_m = 0.75 R \Delta_E$$

Dónde:

$\Delta_m$  = deriva máxima inelástica

$\Delta_E$  = deriva máxima elástica

Seguido, se verifica el criterio de irregularidad torsional. De acuerdo a la norma, la rotación permisible deberá ser menor al 20%, lo cual se calcula con el siguiente criterio:

$$\Delta > \frac{1.2 (\Delta_1 + \Delta_2)}{2} \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014})$$

Dónde:

$\Delta$  = deriva del centro de masa

$\Delta_1$  = deriva en extremo 1 del piso

$\Delta_2$  = deriva en extremo 2 del piso

Finalmente, se concluye el método 1 calculando las fuerzas sísmicas equivalentes en cada piso de la estructura. Para esto, la NEC-15 presenta la siguiente ecuación:

$$F_x = V \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_x^k} \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014})$$

Dónde:

V = cortante basal

$w_i$  o  $w_x$  = peso del piso en cuestión, calculado como  $W/n$  (masa reactiva/número de pisos)

$h_x$  = altura del piso en cuestión respecto a la base

Una vez realizado el método 1, se procede a calcular el periodo de la estructura utilizando el método 2. Además, se realiza el mismo chequeo de derivas máximas de piso y torsión, con la diferencia de que en este caso se calculará el periodo mediante la siguiente ecuación:

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_1^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_1}} \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014})$$

Dónde:

$f_i$  = fuerza lateral aplicada en el piso

$\delta_i$  = deflexión elástica del piso

De este análisis, se calcula un periodo de vibración por dirección, es decir uno en el eje X y otro en el eje Y. De estos, se selecciona el valor más grande y se comprueba que no difiera con el periodo calculado por el método 1 en más de un 30%. Una vez comprobada la condición, se repite el procedimiento 1 utilizando este periodo, comprobando los criterios de derivas, rotaciones y calculando las fuerzas sísmicas equivalentes para cada piso.



## **Análisis dinámico NEC-15**

El análisis dinámico de la estructura se realiza a través del software ETABS. En este caso, una vez calculado el espectro de diseño de acuerdo a NEC-15, se lo ingresa al programa y se calcula el cortante basal. Seguido, la norma establece que se compruebe que dicho cortante no sea menor al 80% del cortante calculado mediante el análisis estático de la estructura.

Una vez que se ha verificado los criterios de cortante basal, se realiza el control de derivas máximas y cálculo de fuerzas laterales de piso. Sin embargo, es importante mencionar que, en este caso, se deberá tomar en cuenta todos los modos de vibración de la estructura hasta que se alcance más del 90% de la masa modal.

## **CONEXIÓN BOLTED FLANGE PLATE**

### **Conexiones Precalificadas**

El comportamiento plástico de un pórtico resistente a momento se dará si sus elementos están diseñados adecuadamente. De acuerdo a la norma AISC-341-16, solo se considerará como conexión sismorresistente, a aquella conexión que sea capaz de acomodar una rotación por deriva de piso de mínimo 0.04 radianes. Más aún, aquella conexión deberá ser capaz de resistir al menos  $0.8M_p$  en la cara de la columna, siendo  $M_p$  el momento plástico de la viga conectada a un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes.

Tomando en cuenta ambas consideraciones de AISC-341-16, la norma AISC-358-16 plantea ocho tipos de conexiones precalificadas que aseguran en comportamiento adecuado de las mismas. Para este caso, se ha optado por utilizar una conexión Bolted Flange Plate.

## Funcionamiento de conexión Bolted Flange Plate

La conexión Bolted Flange Plate consiste en una conexión apernada totalmente restringida que logra la formación de rótulas plásticas acordes a la filosofía de columna fuerte-viga débil. En este caso, las rótulas plásticas ocurren en las vigas en ubicaciones cercanas al final de las placas horizontales de la conexión, dado que crean una zona protegida entre la cara de la columna y el extremo de la viga.

Estas conexiones consisten tanto de dos placas horizontales, soldadas a la columna y conectadas a los patines de la viga mediante pernos, como de una placa vertical soldada a la columna y apernada al alma de la viga. En las Figuras 5 y 6, se observa la geometría general de una conexión Bolted Flange Plate:

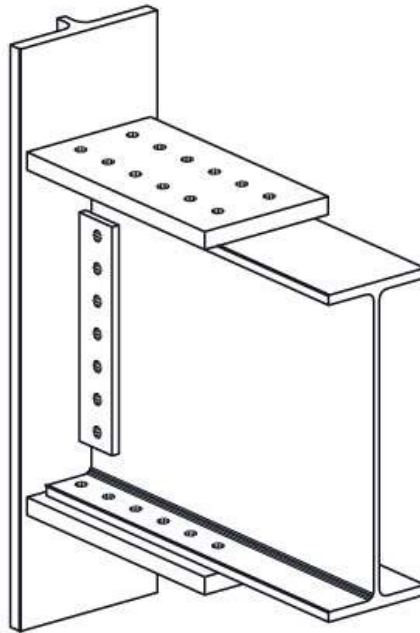


Figura 5: Vista espacial de las placas de una conexión Bolted Flange Plate (CISC, 2016)

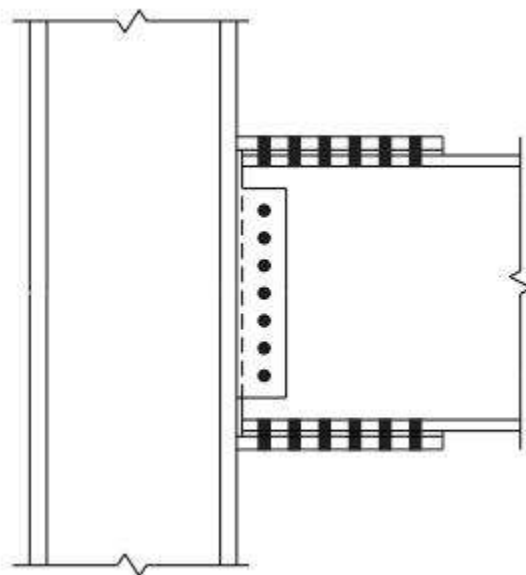


Figura 6: Vista lateral de una conexión Bolted Flange Plate (CISC, 2016)

De manera general, AISC-358-16, establece que las placas horizontales deben ser idénticas. Así mismo, establece que la soldadura deberá ser de ranura en junta de penetración completa CJP siguiendo las especificaciones establecidas en el Capítulo 3 de AISC-358-16. Más aún, que las conexiones apernadas deberán realizarse únicamente con pernos de alta resistencia.

## Límites de precalificación

### Limitaciones de vigas

La norma AISC-358-16 establece las siguientes limitaciones de vigas para conexión Bolted Flange Plate:

Tabla 2: Limitaciones de vigas para conexiones BFP (AISC, AISC-358-10, 2014) y (AISC, AISC-341-16, 2016)

Limitación	Condición	Norma
Tipo de perfil de viga	Sección de patín ancho laminado en caliente o sección I soldadas acorde a sección 2.3	AISC-358-10 7.3.1

Altura máxima de perfil	W36 (W920)	AISC-358-10 7.3.1
Peso máximo lineal de perfil	150 lb/ft (224 kg/m)	AISC-358-10 7.3.1
Espesor máximo de patín	1 in (25 mm)	AISC-358-10 7.3.1
Relación luz libre-altura de viga para SMF	Mínimo 9	AISC-358-10 7.3.1
Relación ancho-espesor (perfil I)	<p>Acorde a AISC Seismic Provisions:</p> <p>Para <math>C_a \leq 0.114</math> :</p> $2.57 \sqrt{\left(\frac{E}{R_y F_y}\right)} (1 - 1.04 C_a)$ <p>Para <math>C_a &gt; 0.114</math> :</p> $0.88 \sqrt{\left(\frac{E}{R_y F_y}\right)} (2.68 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\left(\frac{E}{R_y F_y}\right)}$ <p>Donde:</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \text{ (LRFD)}$ $P_y = R_y F_y A_g$	AISC-341-16 Tabla D1.1
Arriostramiento lateral	Deberá cumplir con los requerimientos de AISC-341-16 Seismic Provisions	AISC-341-16
Zona protegida	Consiste de las placas horizontales y una distancia igual a la altura de la viga desde el perno más alejado a la cara de la columna	AISC-358-10 7.3.1

### Limitaciones de columnas

Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

Tabla 3: Limitaciones de columnas para conexiones BFP (AISC, AISC-358-10, 2014) y (AISC, AISC-341-16, 2016)

Limitación	Condición	Norma
Tipo de perfil de columna	Cualquier perfil laminado en caliente o soldado acorde a sección 2.3	AISC-358-10 7.3.2
Conexión	La viga deberá estar conectada al patín de la columna	AISC-358-10 7.3.2
Sección HSS	Ancho máximo 610mm	AISC-358-10 7.3.2

Sección HSS	Altura máxima 610mm	AISC-358-10 7.3.2
Peso máximo lineal del perfil	No hay limitación de peso lineal	AISC-358-10 7.3.2
Espesor de patín	No hay limitación de espesor de patín	AISC-358-10 7.3.2
Relación Ancho-Espesor (perfil HSS compuesto)	Acorde a AISC Seismic Provisions: Relación b/t $1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	AISC-341-16
Arriostramiento lateral	Deberá cumplir con los requerimientos de AISC-341-16 Seismic Provisions	AISC-341-16

### Limitaciones de relación viga-columna

Las limitaciones de relación viga-columna son las siguientes:

*Tabla 4: Limitaciones de relación viga-columna para conexiones BFP (AISC, AISC-358-10, 2014) y (AISC, AISC-341-16, 2016)*

Limitación	Condición	Norma
Zonas de panel	Deberá cumplir con los requerimientos de AISC-341-16 Seismic Provisions	AISC-341-16
Relación de momentos columna-viga	Deberá cumplir con los requerimientos de AISC-341-16 Seismic Provisions	AISC-341-16

### Limitaciones de pernos

Las limitaciones de pernos a considerarse son las siguientes:

*Tabla 5: Limitaciones de pernos para conexiones BFP (AISC, AISC-358-10, 2014)*

Limitación	Condición	Norma
Distribución de pernos	Distribución de manera simétrica con eje de viga	AISC-358-10 7.5.4
Número máximo de pernos por fila	Máximo 2 pernos por fila en conexión columna-placa	AISC-358-10 7.5.4
Longitud de grupo de pernos	Máximo igual a la altura de la viga	AISC-358-10 7.5.4

Perforaciones	Perforaciones estándar o sobredimensionados en placa	AISC-358-10 7.5.4
Conformación de perforaciones	Huecos en viga por perforación	AISC-358-10 7.5.4
Diámetro máximo de pernos	1 1/8 in (28mm)	AISC-358-10 7.5.4

### Diseño de conexión Bolted Flange Plate

Previo al diseño, se debe verificar que los perfiles a utilizarse en la estructura cumplan con las limitaciones y requerimientos generales establecidos anteriormente. Una vez que se ha comprobado su cumplimiento, se procede a realizar el diseño de la conexión BFP de acuerdo al procedimiento especificado por AISC-358-10 7.5.4. Con el fin de facilitar el entendimiento del diseño la conexión, a continuación, se presenta un detalle de ciertas dimensiones:

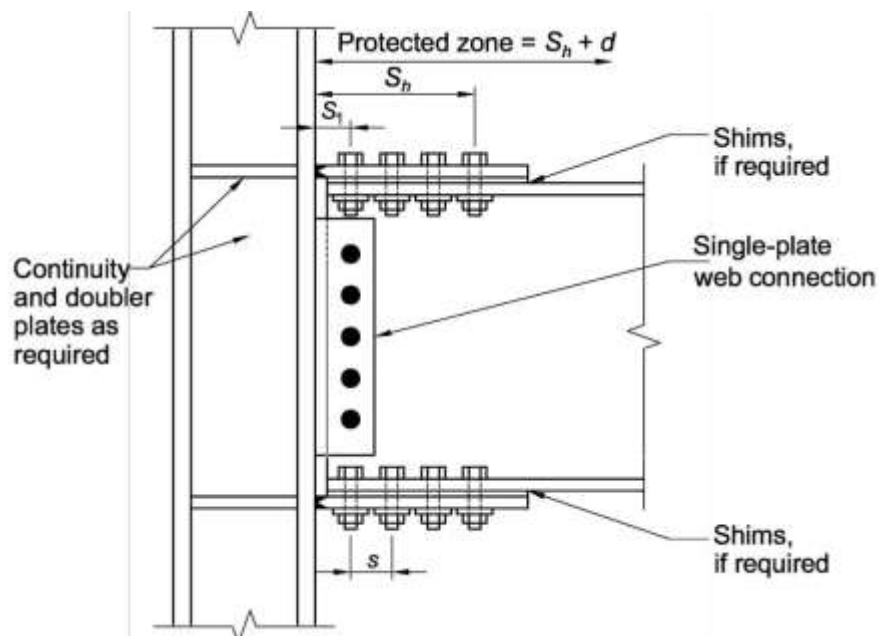


Figura 7: Conexión Bolted Flange Plate (AISC, AISC-358-10, 2014)

En primer lugar, se determina el diámetro máximo de perno de manera que se prevenga una falla por tensión del patín. Para huecos estándar con dos pernos por fila:

$$d_b \leq \frac{b_f}{2} \left( 1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u} \right) - 3mm \text{ (S.I)} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Seguido se asume un espesor de placa horizontal  $t_p$ , se estima el ancho de la placa horizontal  $b_{fp}$  considerando la calibración del perno, requerimientos de distancia desde los extremos del perno y ancho del patín de la viga. Así mismo, se determina la fuerza nominal de cortante por perno que controla:

$$r_n = \min \text{ entre: } \begin{matrix} 1.0 F_{nv} A_b \\ 2.4 F_{ub} d_b t_f \\ 2.4 F_{up} d_b t_p \end{matrix} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Dónde:

$A_b$  = área nominal del perno sin roscar (mm<sup>2</sup>)

$F_{nv}$  = resistencia nominal al corte del perno obtenido de AISC-341-16 Seismic Provisions (MPa)

$F_{ub}$  = resistencia mínima especificada a tensión del material de la viga (MPa)

$F_{up}$  = resistencia mínima especificada a tensión del material de la placa (MPa)

$d_b$  = diámetro nominal del perno (mm)

$t_f$  = espesor del patín de la viga (mm)

$t_p$  = espesor de la placa horizontal (mm)

El siguiente paso consiste en seleccionar un número de prueba de pernos, valor que puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$n \geq \frac{1.25 M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Dónde:

$n$  = número de pernos redondeado al valor entero par más cercano

$d$  = espaciamiento entre filas de pernos (mm)

$\phi_n$  = 0.9 para estados límite no-dúctiles

Más adelante, se procede a calcular la ubicación de la rótula plástica en la viga, respecto a la cara de la columna. Para esto, será necesario considerar que, el espaciamiento entre filas  $s$  y que la distancia al borde, sean suficiente para asegurar que la distancia  $L_c$  sea mayor o igual a  $2d_b$ :

$$S_h = S_1 + s \left( \frac{n}{2} - 1 \right) \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Dónde:

$S_1$  = distancia desde la cara de la columna a la fila más cercana de pernos (mm)

$s$  = espaciamiento entre filas de pernos (mm)

A continuación, se construye el diagrama de cuerpo libre de la longitud de viga que se encuentra entre las rótulas plásticas generadas en cada extremo. Para esto, se aplica la siguiente combinación de carga:

$$1.2D + f_1L + 0.2S \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$



Dónde  $f_1$  corresponde al factor de mayoración determinado por el código constructivo aplicable, el cual no puede ser menor a 0.5. En este caso, dado que el diseño se realizará para Ecuador, el factor  $f_1$  utilizado es de 1.6 siguiendo las combinaciones de carga establecidas por la NEC-15, también, se puede despreciar la presencia de carga de nieve (MIDUVI-CAMICON, NEC-15-SE-CG, 2014):

$$1.2D + 1.6L$$

Tomando en cuenta dicha combinación de cargas, se calculan los cortantes como:

$$V_h = (1.2D + 1.6L) \times \frac{L_h}{2}$$

Dónde:

$L_h$  = distancia entre rótulas plásticas.

$V_h$  = cortante máximo entre los valores de cortante en las rótulas plásticas

Una vez calculado el cortante, se calcula el momento esperado en la cara del ala de la columna:

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Adicionalmente, se calcula la fuerza  $F_{pr}$  generada en la placa horizontal debido al momento  $M_f$  a través de la siguiente ecuación:

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d+t_p)} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Dónde:

$d$  = altura de la viga (mm)

$t_p$  = espesor de la placa horizontal (mm)

Una vez completados los pasos anteriores, se procede a realizar los chequeos especificados por AISC-358-10. Tomando en cuenta el valor de  $F_{pr}$  calculado, se confirma si el número de pernos seleccionado anteriormente fue adecuado mediante la siguiente relación:

$$n \geq \frac{F_{pr}}{\varphi_n r_n} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Seguido, se chequea que el espesor de la placa horizontal asumido sea adecuado:

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\varphi_d F_y b_{fp}} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Dónde:

$F_y$  = resistencia mínima especificada de fluencia del material de la placa (MPa)

$b_{fp}$  = ancho de la placa horizontal (mm)

$\varphi_d$  = 1.0 para estados límite dúctiles

A continuación, se chequea la ruptura por tensión de la placa horizontal:

$$F_{pr} \leq \varphi_n R_n \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Dónde  $R_n$  es un valor definido en la sección de ruptura por tensión del Capítulo J de la AISC-341-16.

Más adelante, se verifica el bloque de cortante del patín de la viga:

$$F_{pr} \leq \varphi_n R_n \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Dónde  $R_n$  es un valor definido en la sección de bloque de cortante del Capítulo J de la AISC-341-16.

Más aún, se verifica el pandeo por carga axial del patín de la viga:

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Dónde  $R_n$  es un valor definido en la sección de pandeo por compresión del Capítulo J de la AISC-341-16.

Una vez encontradas las dimensiones adecuadas de placa horizontal, se determina la resistencia a corte requerida por la viga y la conexión de placa vertical:

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Dónde:

$V_{gravity}$  = fuerza cortante de viga resultante de la combinación  $1.2D + f_1L + 0.2S$  aplicada (N)

Finalmente, tomando en cuenta el cortante requerido, realizar el diseño de una placa de conexión simple a cortante en la cara de la columna siguiendo las provisiones y requerimientos especificados por AISC-341-16. Además, verificar los requerimientos de placa de continuidad en el Capítulo 2 y chequear la zona de panel de columna de acuerdo a la Sección 7.4 de AISC-358-10.

## **PLACA DE ANCLAJE**

Las placas de anclaje son elementos críticos al momento de diseñar y conformar estructuras de acero. Esto se debe a que, al ser los elementos que conectan las bases de las

columnas con la cimentación de la estructura, estos serán los encargados de la correcta transmisión de cargas gravitacionales y laterales desde la superestructura a la cimentación (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006). En la siguiente figura, es posible observar los elementos que conforman una placa de anclaje:

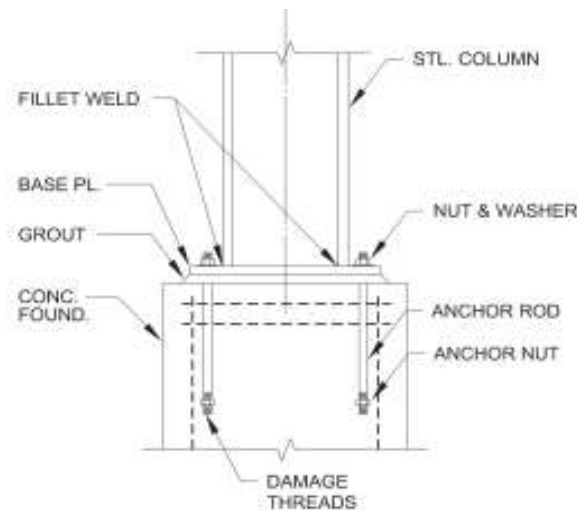


Figura 8: Componentes de placa de anclaje (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006)

Dada la importancia de estos elementos, AISC ha definido un procedimiento para su diseño, el cual será desarrollado a continuación.

### Diseño de placa de anclaje

El proceso de diseño presentado a continuación se da en concordancia con los pasos especificados por AISC en la guía de diseño Base Plate and Rod Design para el diseño de placas de anclaje de momentos grandes. El cual, toma en cuenta tanto los requerimientos estructurales de la placa base como los requerimientos constructivos, especialmente en cuanto a tolerancias y métodos constructivos. El mecanismo bajo el que actúa la placa de anclaje para momentos grandes se muestra a continuación:

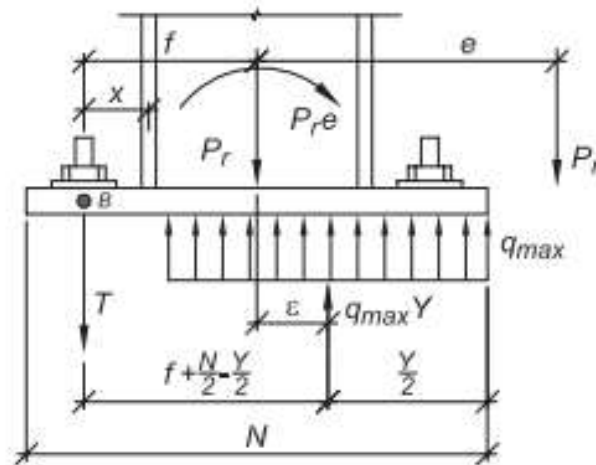


Figura 9: Placa de anclaje para momentos grandes (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006)

Las siguientes combinaciones de carga a utilizarse en el diseño han sido seleccionadas de acuerdo a las especificaciones de la NEC-15:

$$1.2D + 1.6L \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-15-SE-CG, 2014})$$

$$1.2D + 1.0E + L \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-15-SE-CG, 2014})$$

$$0.9D + 1.0E \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-15-SE-CG, 2014})$$

La resistencia a carga axial de la base será la mayor de las anteriores dos combinaciones. Mientras que, la resistencia a corte requerida será el menor valor entre las anteriores combinaciones y la siguiente ecuación:

$$\frac{2R_y F_y Z_x}{\alpha_s H} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Adicionalmente, la resistencia a flexión requerida será el menor valor entre la tercera combinación de carga y la siguiente ecuación:

$$\frac{1.1R_y F_y Z_x}{\alpha_s} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Una vez calculadas los momentos y cargas axiales últimas, se definen las dimensiones de la placa. En este caso, la placa deberá ser lo suficientemente grande para que se puedan instalar cuatro pernos de anclaje dejando un recubrimiento mínimo de concreto de 3 in (24.5 mm), de modo que:

$$N > d + (2 \times 24.5 \text{ mm}) \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

$$B > b_f + (2 \times 24.5 \text{ mm}) \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Las dimensiones y componentes generales en planta de una placa de anclaje se pueden observar a continuación:

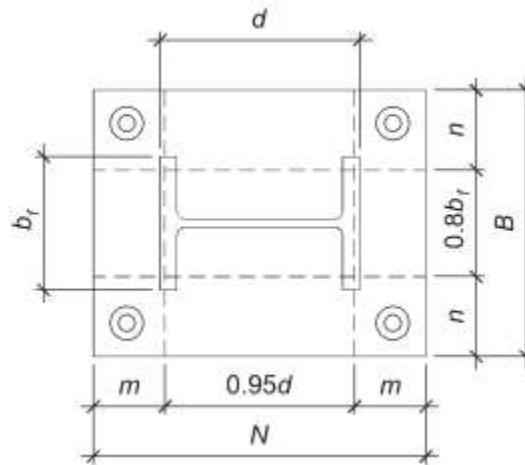


Figura 10: Dimensiones vista en planta de placa de anclaje (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006)

Tomando en consideración estas dimensiones, se procede a calcular el esfuerzo de aplastamiento del hormigón en la cimentación  $f_{p(\max)}$ :

$$f_{p(\max)} = \phi_c 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Dónde:

$f_{p(\max)}$  = esfuerzo de aplastamiento del hormigón en la cimentación

$\phi_c$  = 0.65 definido por AISC

$f'_c$  = resistencia de diseño a compresión del hormigón

$A_1$  = área de la placa de anclaje (BxN)

$A_2$  = área de la base inferior de la pirámide de esfuerzos que encaje dentro de los límites de la sección de hormigón

Cabe recalcar que, dado que en este caso la columna se colocará centrada con respecto a la cimentación, el área de la base inferior de la pirámide de esfuerzos  $A_2$  será el área de la zapata.

El siguiente paso, consiste en el cálculo de la fuerza de aplastamiento, el cual se realiza a partir de la siguiente ecuación:

$$q_{max} = f_{p(max)} \times B \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Dónde:

$q_{max}$  = fuerza de aplastamiento resultante

$B$  = alto de la placa de anclaje

Más adelante, se calcula tanto la excentricidad equivalente  $e$  como la excentricidad crítica  $e_{crit}$ :

$$e = \frac{M_r}{P_r} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Para comprobar que la condición de momentos grandes se cumple, se aplica la siguiente condición:

$$e > e_{crit} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

En el caso de placas de momentos grandes, la condición  $e > e_{crit}$  representa que será necesario la utilización de pernos de anclaje, ya que no se logra el equilibrio únicamente por aplastamiento.

Seguido, se establece que la presión de aplastamiento  $q$  será igual al valor máximo de  $q_{max}$ . De modo que, se calculan las fuerzas totales de aplastamiento en el concreto y las fuerzas en los pernos de anclaje. Utilizando el equilibrio de fuerzas verticales, se determina la resistencia a tensión requerida por los pernos de anclaje T:

$$\sum F_{vertical} = 0 \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

$$T_u = q_{max}Y - P_u \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Adicionalmente, realizando la sumatoria de momentos respecto al punto B, se encuentra la longitud de aplastamiento  $Y$ :

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e+f)}{q_{max}}} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Una vez que se ha calculado el valor de  $Y$ , se comprueba que las dimensiones de placa sean adecuadas mediante la siguiente ecuación:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_u(e+f)}{q_{max}} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$



Si la anterior condición no se cumple, será necesario modificar las dimensiones de la placa de anclaje incrementando la sección.

El siguiente paso consiste en el cálculo del espesor de placa requerido para el límite de fluencia en la interface de compresión, para esto, se deberá considerar que  $f_p = f_{p(\max)}$  y las condiciones expuestas a continuación:

Si  $Y \geq m$ :

$$t_{p(req)} = 1.49m \sqrt{\frac{f_{p(\max)}}{F_y}} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Si  $Y < m$ :

$$t_{p(req)} = 2.58m \sqrt{\frac{f_{p(\max)}^{Y(m-\frac{Y}{2})}}{F_y}} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Dónde:

$t_{p(req)}$  = espesor de placa requerido

$$m = \frac{N-0.95d}{2} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

$$n = \frac{B-0.8b_f}{2} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Cabe recalcar que, si el valor de  $n$  supera a  $m$ , se deberá reemplazar los valores en las anteriores ecuaciones, respectivamente.

Una vez que se han comprobado los pasos anteriores, se procede a diseñar para el estado límite de fluencia de la placa de anclaje en la interface a tensión. En este caso, se analiza el efecto de la carga  $T_u$  que ocasiona flexión en la placa. Para efectos de cálculo, se

considera la acción de brazo de palanca a lo largo de una distancia  $x$ , medida desde el centro del perno hasta el centro del patín de la columna:

$$M_{pl} = \frac{T_u x}{B} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Dónde:

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

$T_u$  = tensión en los pernos de anclaje T

$t_f$  = espesor del patín de la columna

De modo que, el espesor de placa se calcula como:

$$t_{p(req)} = 2.58 \sqrt{\frac{T_u x}{B \times F_y}} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

En este caso, ya que existen valores de  $t_{p(req)}$  para los estados límites de compresión y tensión, se elegirá el valor mayor de  $t_{p(req)}$  entre ambos casos.

### **Verificación de resistencia a compresión**

Una vez realizado el diseño, es necesario que las dimensiones de área y espesor de la placa de anclaje sean adecuadas para soportar las cargas impuestas. En primer lugar, se verifica que el área de la placa sea adecuada, a través de la siguiente ecuación:

$$A_{req} = \frac{1}{2} \left( \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c} \right) \geq A_1 \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Donde:

$A_{req}$  = área requerida para soportar la demanda a compresión

Seguido, se verifica que el espesor de la placa de anclaje sea adecuado a través de las siguientes ecuaciones:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1+\sqrt{1-x}} \leq 1 \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

$$X = \left[ \frac{4db_f}{(d+b_f)^2} \right] \times \left[ \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_1}{A_2}}} \right] \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

$$t_{min} = L \times \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Dónde:

L = valor máximo entre  $\lambda n'$ ,  $m$  y  $n$

$\phi$  = 0.9 de acuerdo a AISC

### **Verificación de resistencia a corte por fricción**

Finalmente, se realiza el diseño a cortante de la placa de anclaje. En este caso, se diferencian los tres mecanismos de resistencia a cortante que pueden poseer las placas de anclaje. El primer mecanismo, hace referencia a la resistencia por fricción entre la placa y el hormigón-grout, el segundo se refiere al uso de espigas de corte o embebido del perfil de columna en la cimentación, mientras que el tercer método se refiere a la resistencia a corte mediante el uso de pernos de anclaje. En este caso, se opta por el primer mecanismo, cuya resistencia se calcula como:

$$\phi V_n = \phi \mu P_u \leq (\phi 0.2 f'_c A_c \text{ ó } \phi 800 A_c) \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Dónde:

$\phi V_n$  = resistencia a corte por fricción

$\mu$  = coeficiente de fricción entre acero y hormigón 0.4

$\phi$  = 0.75

$A_c$  =  $Y \times B$

Seguido, se calcula el cortante corregido de la placa de anclaje a través de la siguiente ecuación:

$$V_{u(\text{ajustado})} = V_u - \phi V_n \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Dónde:

$V_{u(\text{ajustado})}$  = cortante corregido o ajustado

$V_u$  = cortante último calculado por combinaciones de carga

$\phi V_n$  = resistencia a corte por fricción

### **Verificación de aplastamiento de placas de arandelas**

Las placas de arandela son elementos conectados a los pernos de la placa de anclaje, por lo que estarán sometidas a aplastamiento. Dicho esto, se calcula que su resistencia sea adecuada bajo las cargas aplicadas, para esto se hace uso de la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi 1.5 L_c t F_u \leq 3.0 \phi d t F_u \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Dónde:

$\phi R_n$  = resistencia de aplastamiento

$\phi$  = 0.75 de acuerdo a AISC

$t$  = espesor de placa de arandela acorde a AISC Steel Design Guide Tabla 2.3

$L_c$  = longitud libre entre ancho de placa de arandela y el diámetro de varilla

$F_u$  = esfuerzo admisible de tensión

Cabe recalcar que, para determinar el cumplimiento de las varillas a corte, se debe verificar:

$$\frac{V_u}{n} \leq \phi R_n$$

Dónde:

$n$  = número de arandelas utilizadas

### **Verificación de resistencia a corte de pernos-varillas de anclaje**

La verificación de resistencia a corte de varillas de anclaje consiste en la verificación de que el área y esfuerzo admisible sea adecuado para resistir el cortante impuesto. Para esto, se aplica la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Dónde:

$\phi R_n$  = resistencia a corte de varilla de anclaje

$\phi$  = 0.75 de acuerdo a AISC

$F_{nv}$  = esfuerzo a cortante permisible, para este caso  $0.45F_u$

$A_b$  = área transversal de varilla sometido a cortante

Cabe recalcar que, para determinar el cumplimiento de las varillas a corte, se debe verificar:

$$\frac{V_u}{n} \leq \phi R_n$$

Dónde:

$n$  = número de varillas utilizadas

## **CASO DE APLICACIÓN: DISEÑO DE EDIFICIO TURÍN**

### **Datos generales de la estructura**

El edificio Turín es una estructura residencial diseñada en acero, de tipo SMF con losas de hormigón armado de 20cm de espesor, columnas tipo HSS compuestas y vigas tipo W, la cual posee 5 pisos y está ubicada en la ciudad de Quito, Ecuador, específicamente en la urbanización El Condado. Esta misma, se encuentra sobre un suelo tipo C.

### **Geometría**

La estructura posee las siguientes dimensiones en planta y elevación:

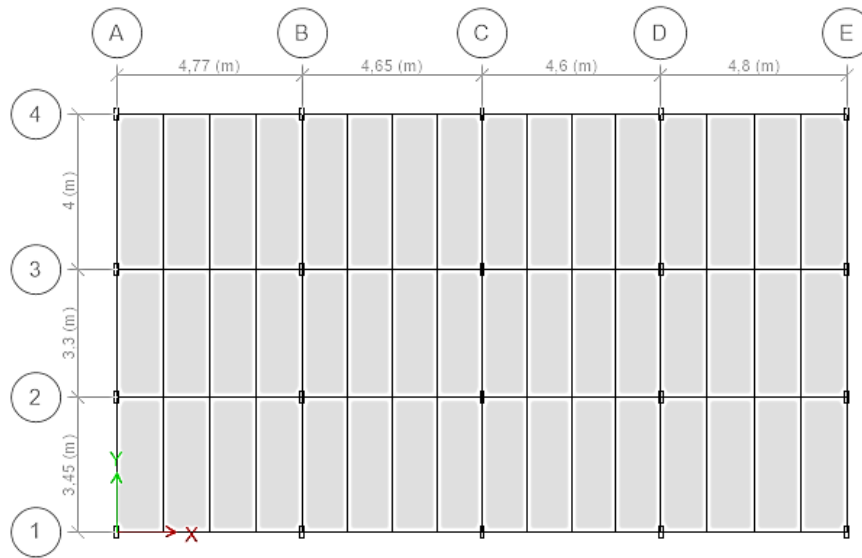


Figura 11: Vista en planta de edificio Turín en metros

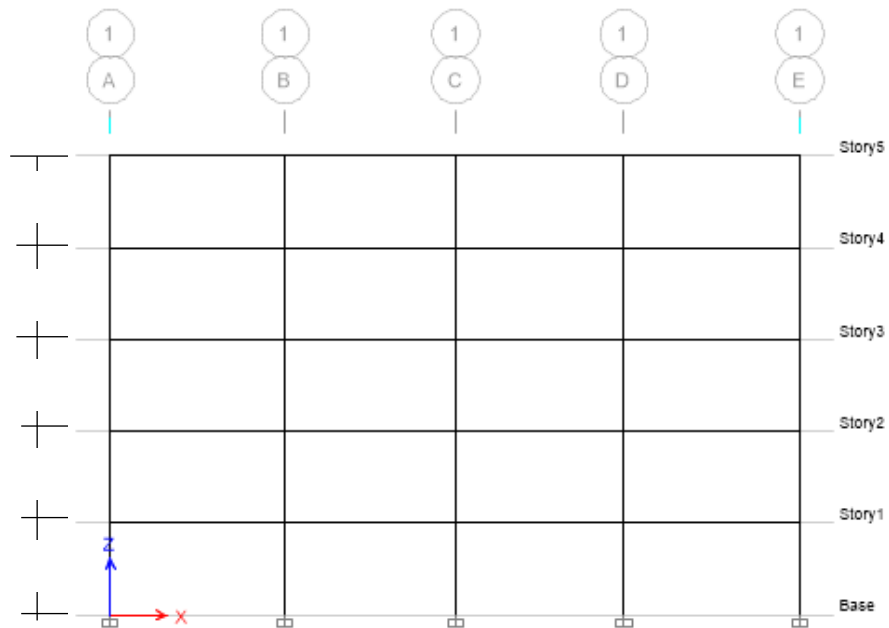
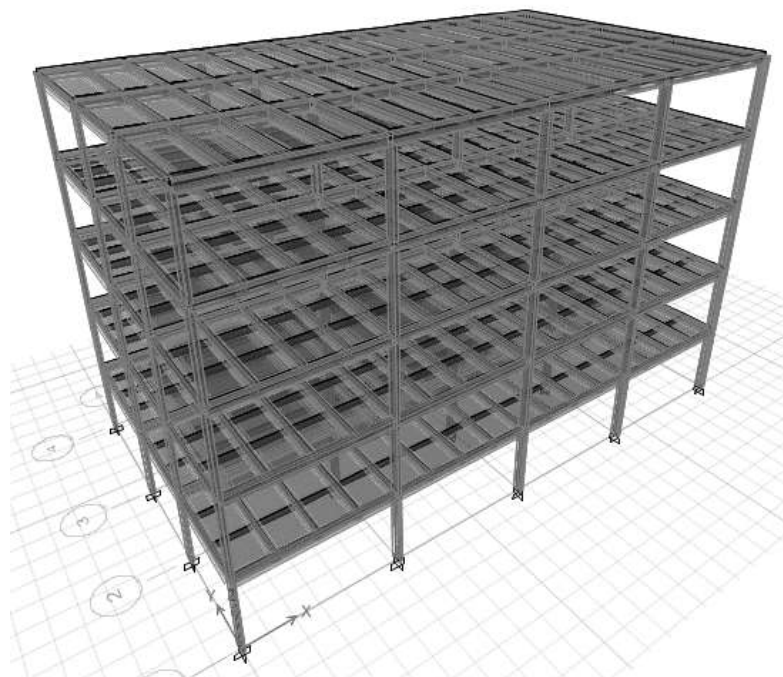


Figura 12: Vista en elevación de edificio Turín en metros



*Figura 13: Vista espacial de edificio Turín*

### **Pórticos SMF y elementos a gravedad**

Tomando en cuenta las limitantes económicas, se ha optado por diseñar la estructura utilizando una combinación de marcos sismorresistentes SMF y elementos a gravedad. A continuación, se pueden observar los elementos que serán diseñados como SMF:



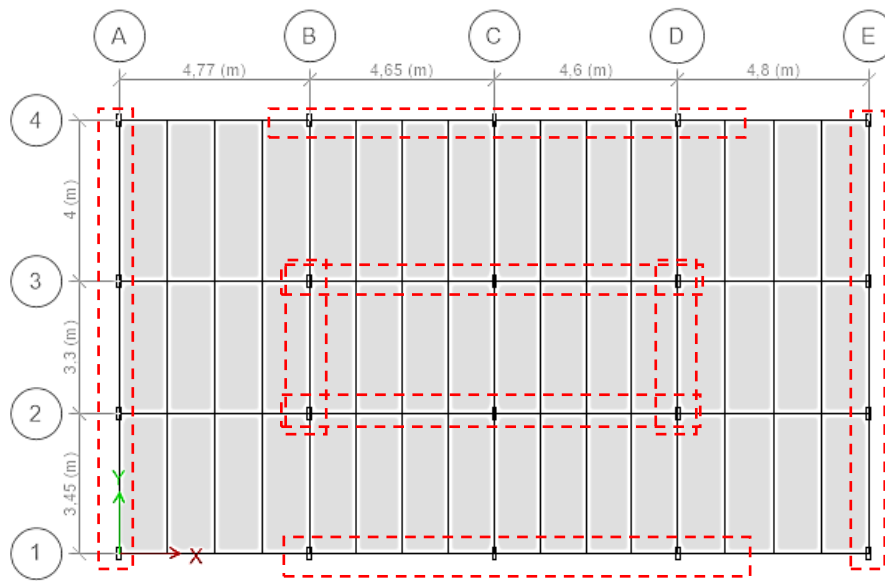


Figura 14: Vista en planta de elementos diseñados como SMF (rojo)

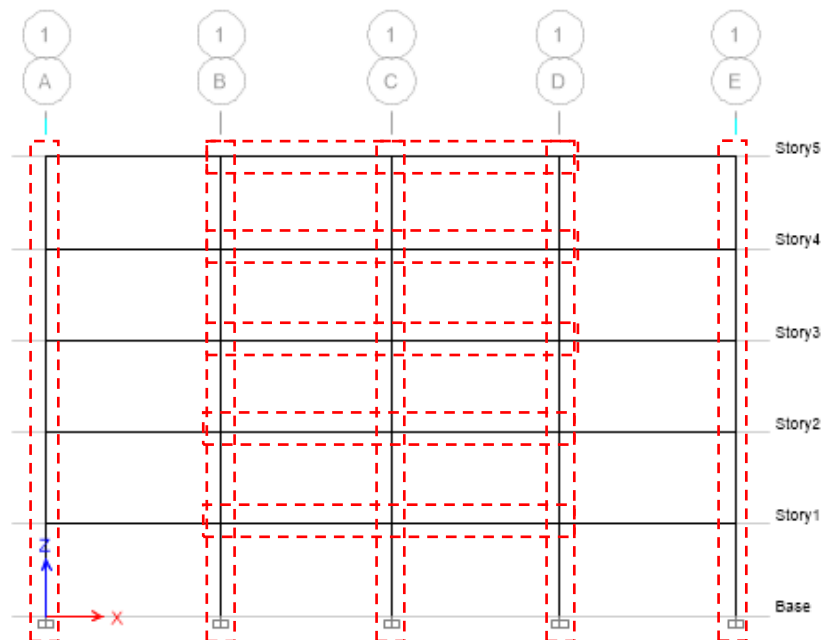


Figura 15: Vista en elevación de elementos diseñados como SMF (rojo)

## Cargas

Las cargas soportadas por la estructura se categorizan de acuerdo a la NEC-15 como cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas.

### Carga muerta

En el caso de las cargas muertas, se considera el peso propio de elementos estructurales y no estructurales que se encuentran permanentemente sobre la estructura. Considerando que en el modelo realizado en ETABS calcula automáticamente el peso propio de los elementos, en este caso se calculó la sobrecarga por carga muerta, la cual representa un valor de 390 kg/m<sup>2</sup>.

### Carga viva

La carga viva se determinó en función a las especificaciones expuestas en la Tabla 9 de la norma NEC-15, sección 4.2.1. Al tratarse de una estructura de uso residencial, la carga viva aplicada fue de 203.9 (2kN/m<sup>2</sup>).

### Carga sísmica

La metodología utilizada para determinar la carga sísmica aplicada a la estructura sigue las especificaciones de la norma NEC-15. En este caso, se conforma el espectro de diseño para un periodo de retorno de 475, es decir, un espectro cuya excedencia en 50 años será del 10%. A continuación, se presentan los valores utilizados para el cálculo del espectro de diseño, de acuerdo a las características geotectónicas del lugar de emplazamiento del edificio Turín:

*Tabla 6: Especificaciones NEC-15 para edificio Turín*

Edificio Turín	
Suelo	C

Z	0,4
r	1
n	2,48
Fa	1,2
Fd	1,11
Fs	1,11

Haciendo uso de estas especificaciones, se construye en siguiente espectro de diseño en aceleraciones:

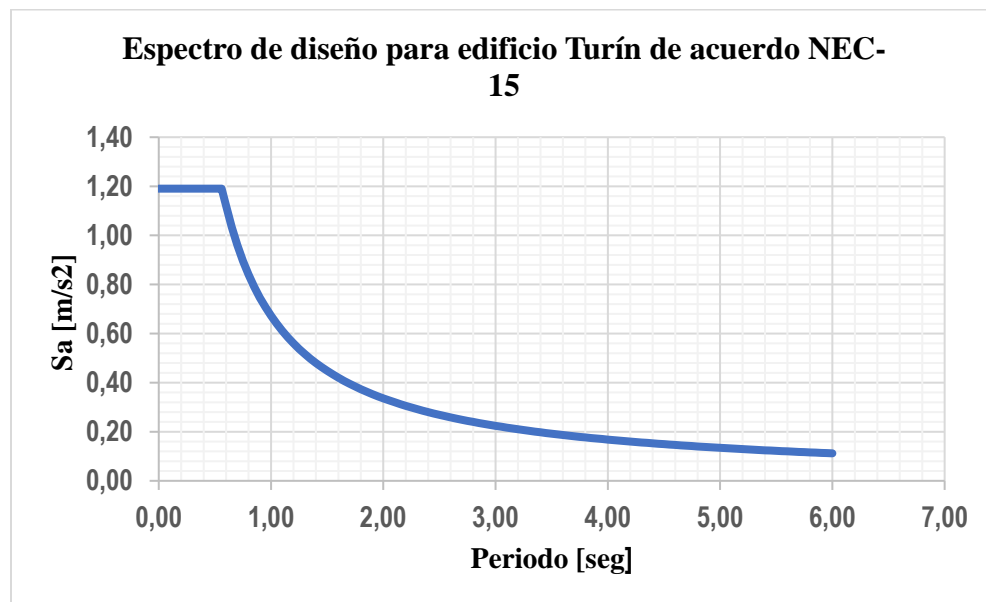


Figura 16: Espectro de diseño para edificio Turín de acuerdo NEC-15

### Modelación en ETABS

El modelo realizado en el software ETABS, considera las dimensiones y propiedades de los elementos del pórtico. En este caso, se han utilizado perfiles HSS 14X14X.500 compuestos y W16X45 de acero A36 para vigas. Además, se utiliza una losa maciza de 20cm de tipo membrana con  $f'c=24\text{MPa}$ , de modo que esta únicamente transmita

cargas hacia las vigas y columnas sin incrementar efectos de flexión. Más aún, se han aplicado las cargas muertas y vivas adicionales en unidades de kg/m<sup>2</sup> a las losas.

A partir del modelo, se obtienen los momentos, cortantes, cargas axiales en los elementos y se calcula la masa reactiva. Adicionalmente, se lo utiliza para realizar la verificación de los criterios de sismorresistencia especificados por la norma NEC-15 en el análisis estático y análisis dinámico.

### **Análisis sismorresistente de la estructura**

Para la estructura en cuestión, los valores implementados son los siguientes:

*Tabla 7: Valores utilizados para cálculo de V mediante método I NEC-15*

ESPECIFICACIONES NEC 2015	
Suelo	C
Z	0,4
r	1
I	1
R	8
$\phi_p$	1
$\Phi_E$	1
hn	12,5
Ct	0,072
$\alpha$	0,80
n	2,48
Tc	0,56
TL	2,66
Sa	1,19
W (kg)	1005279.04

### Análisis estático de la estructura

El primer paso del análisis estático, acorde a la NEC-15 en su capítulo de Peligro Sísmico, consiste en el cálculo del periodo aproximativo de vibración de la estructura:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014})$$

En el caso del edificio Turín,  $C_t = 0.072$  dado que se trata de una estructura sin arriostramientos,  $\alpha = 0.8$  y  $h_n = 12.5$  m. De modo que, el periodo aproximativo de vibración de la estructura será igual a  $T = 0.54$  segundos.

Seguido, se calcula el cortante basal como:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014})$$

Haciendo uso de estos valores especificados anteriormente, se calcula que el cortante basal es igual a  $V = 0.1488W$ , es decir  $V=149585,5212$  kg. Así mismo, haciendo uso de los intervalos del coeficiente  $k$  y del periodo de vibración  $T$ , se calcula que  $k = 1,02$  segundos.

Tomando en consideración los valores de  $k$  y coeficiente  $C_t$ , se ingresan dichos valores dentro del modelo en ETABS, del cual se obtienen las siguientes derivas máximas elásticas de cada piso, tanto en el eje X como en el eje Y:

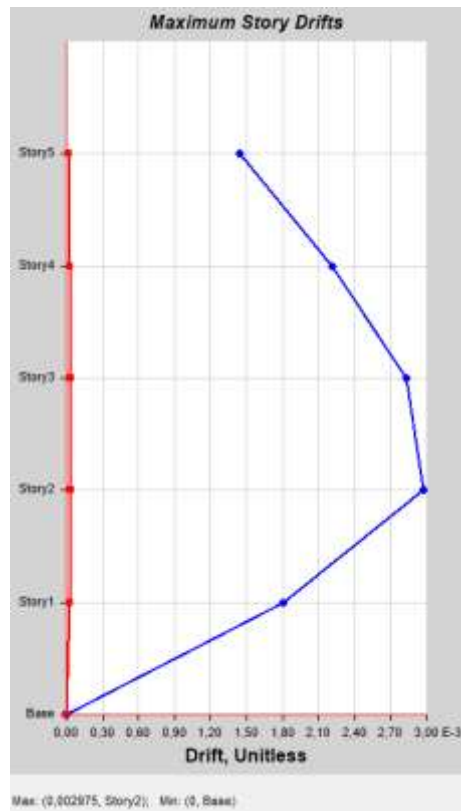


Figura 17: Derivas elásticas en dirección X

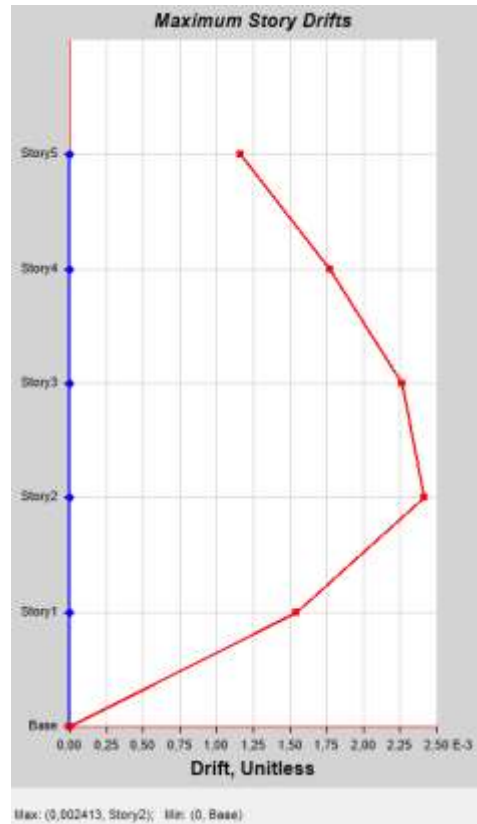


Figura 18: Derivas elásticas en dirección Y

Haciendo uso de estos valores, se calculan las derivas inelásticas mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014})$$

Tabla 8: Derivas elásticas e inelásticas en dirección X y Y

	Dirección	
	X	Y
$\Delta_E$	0,00297	0,00241
$\Delta_M$	0,01782	0,01446

De este modo, se verifica que las derivas no alcancen el valor máximo especificado por NEC-15, es decir, 0.02. Más aún, utilizando la ecuación planteada en la primera parte

del documento, se logra verificar que la estructura no sufre irregularidad torsional mayor al 20%, es decir, el coeficiente de irregularidad en planta seleccionado es adecuado.

Seguido, se calculan las fuerzas sísmicas equivalentes aplicando la ecuación:

$$F_x = V \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014})$$

De este cálculo, se obtiene:

*Tabla 9: Fuerzas laterales equivalentes de cada piso método 1*

PISO	Wi	hi	Wih <sup>k</sup>	Cvx	Fx
	kg	m	-	-	kg
5	201055,81	12,50	2653699,93	0,34	50281,38
4	201055,81	10,00	2112781,37	0,27	40032,24
3	201055,81	7,50	1574798,16	0,20	29838,72
2	201055,81	5,00	1040737,01	0,13	19719,52
1	201055,81	2,50	512657,64	0,06	9713,66
Total	1005279,04		7894674,11		<b>149585,52</b>

Habiendo calculado estas fuerzas, se procede a aplicar el método 2 de la NEC-15, el cual propone el cálculo del periodo de vibración de la estructura a partir de la siguiente ecuación:

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_1^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_1}} \quad (\text{MIDUVI-CAMICON, NEC-SE-DS, 2014})$$

A continuación, se presentan los valores individuales y totales con los que se realiza el cálculo de T:



Tabla 10: Valores individuales y totales para aplicación de método 2

PISO	Wi	hi	Wih <sup>k</sup>	Cvx	Fx	DefmaxX	DefmaxY	wi*di <sup>2</sup> en X	wi*di <sup>2</sup> en Y	wi*fi en X	wi*fi en Y
-	kg	m	-	-	kg	(m)	(m)	kg*m <sup>2</sup>	kg*m <sup>2</sup>	kg <sup>2</sup>	kg <sup>2</sup>
5	201055,8	12,5	2653699,9	0,3	50281,4	0,028	0,022	157,6	97,3	1407,9	1106,2
4	201055,8	10,0	2112781,4	0,3	40032,2	0,024	0,019	115,8	72,6	960,8	760,6
3	201055,8	7,5	1574798,2	0,2	29838,7	0,019	0,015	72,6	45,2	566,9	447,6
2	201055,8	5,0	1040737,0	0,1	19719,5	0,010	0,010	20,1	19,3	197,2	193,3
1	201055,8	2,5	512657,6	0,1	9713,7	0,005	0,004	4,1	2,9	43,7	36,9
Total	1005279,0		7894674,1	0,0	149585,5			370,2	237,3	3176,5	2544,5

De modo que:

Tabla 11: Periodos en direccion X y Y para método 2

Periodo	Valor	Unidad
TX	0,684835055	seg
TY	0,612671613	seg

A partir de este punto, se selecciona el periodo más grande entre las dos direcciones, en este caso TX y se comprueba que este no sobrepase en un 30% al periodo de vibración de la estructura calculado a partir del método 1. En este caso, el periodo del método 2 excede al del método 1 por un 26%, es decir, es adecuado y no requiere de ajustes.

Finalmente, el análisis estático concluye aplicando el método 1 para el valor de TX. De este análisis se encuentran los siguientes valores de derivas elásticas e inelásticas tomando en cuenta el nuevo  $k= 1,09$ , cabe recalcar que se ha comprobado que no se sobrepase el 20% de torsión permitido:

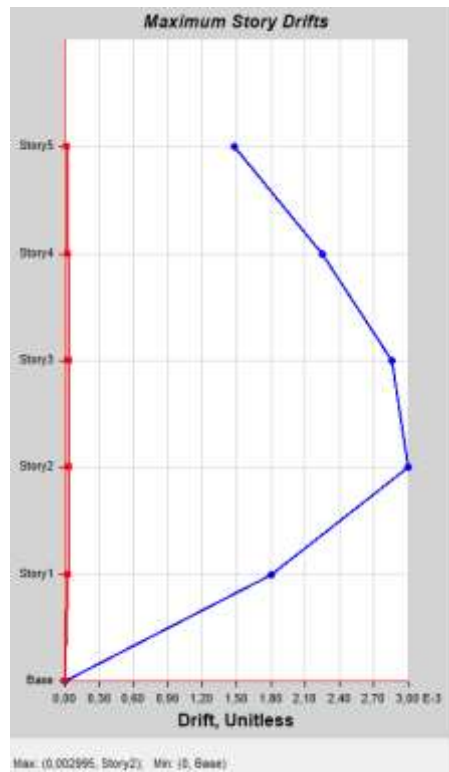


Figura 19: Derivas elásticas dirección X para TY

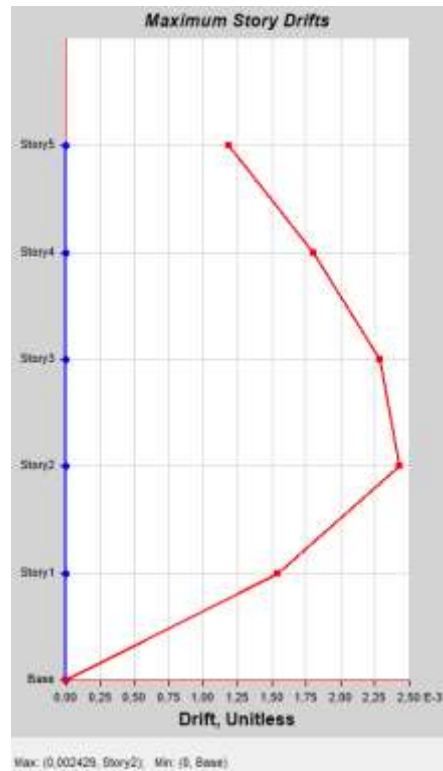


Figura 20: Derivas elásticas dirección Y para TY

Tabla 12: Derivas elásticas e inelásticas para TX

	Dirección	
	X	Y
$\Delta E$	0,0029	0,00249
$\Delta M$	0,0174	0,01494

Como se observa anteriormente, las derivas inelásticas no superan el criterio de deriva máxima igual a 0.02. Finalmente, se procede a calcular las fuerzas laterales equivalentes, de lo cual se obtiene:

Tabla 13: Fuerzas laterales equivalentes para TY

PISO	Wi	hi	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub> <sup>k</sup>	C <sub>v</sub> x	F <sub>x</sub>
-	kg	m	-	-	kg
5	201055,8	12,5	3173951,9	0,35	51654,5
4	201055,8	10,0	2487334,3	0,27	40480,2
3	201055,8	7,5	1816556,4	0,20	29563,6
2	201055,8	5,0	1166497,2	0,13	18984,2
1	201055,8	2,5	547057,9	0,06	8903,1
Total	1005279,0	0,0	9191397,7	0,0	<b>149585,5</b>

### **Análisis dinámico de la estructura**

En el análisis dinámico de la estructura, se vuelve a recurrir a al software ETABS. En este caso, se ingresa el espectro de aceleraciones de diseño como una función. Seguido, se corre el análisis estructural y se comprueba que el cortante basal obtenido sea al menos el 80% del cortante basal calculado a partir del método estático. En este caso, el cortante alcanza basal alcanza un valor de 118904,3kg en dirección X y un valor de 119455,2kg en dirección Y, es decir en cada caso un 80% del cortante por método estático.

Seguido, se calculan las derivas laterales máximas, considerando los modos de vibración que donde se alcanza al menos el 90% de la masa participativa. Para esta

estructura, los cuatro primeros modos de vibración alcanzan un 92,2% de la masa participativa, por lo que estos son tomados en cuenta en el cálculo de derivas. A continuación, se presentan los valores respectivos de derivas elásticas e inelásticas máximas:

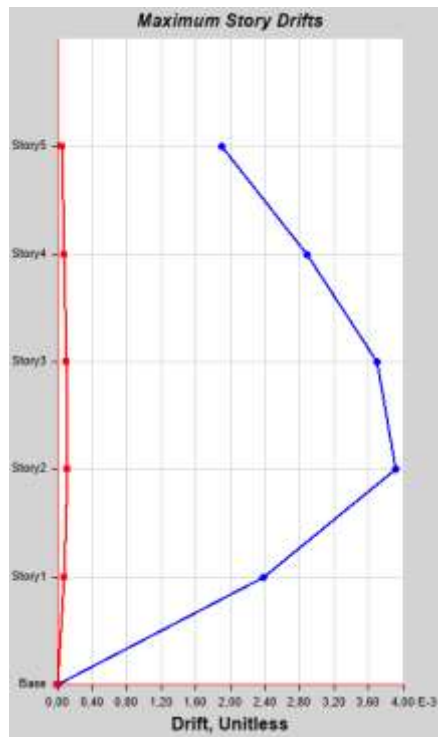


Figura 21: Derivas elásticas en dirección X del análisis espectral

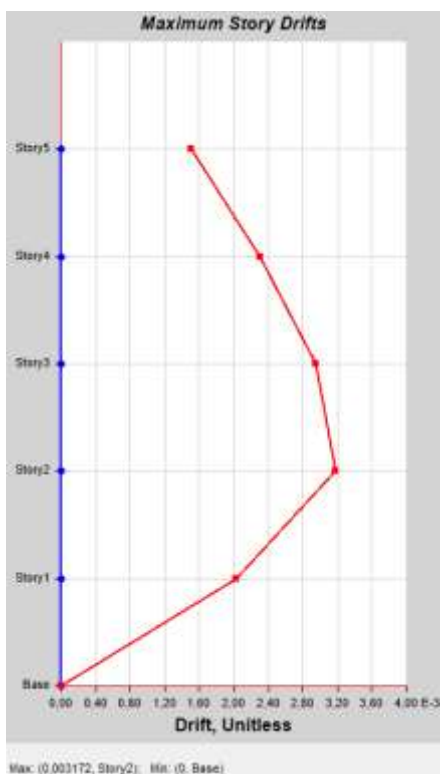


Figura 22: Derivas elásticas en dirección Y del análisis espectral

Tabla 14: Derivas máximas elásticas e inelásticas en direcciones X y Y para análisis espectral

	Dirección	
	X	Y
$\Delta E$	0,0033	0,00317
$\Delta M$	0,0198	0,01902

De este modo, se confirma que no se sobrepase el criterio de deriva máxima elástica de 0.02. Adicionalmente, se calculan las fuerzas laterales equivalentes:

Tabla 15: Fuerzas laterales equivalentes para análisis espectral

PISO	Wi	hi	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub> <sup>k</sup>	C <sub>v</sub> x	F <sub>x</sub>
-	kg	m	-	-	kg
5	201055,8	12,5	2653699,9	0,34	50281,4
4	201055,8	10,0	2112781,4	0,27	40032,2
3	201055,8	7,5	1574798,2	0,20	29838,7
2	201055,8	5,0	1040737,0	0,13	19719,5
1	201055,8	2,5	512657,6	0,06	9713,7
Total	1005279,0		7894674,1	0,0	<b>149585,5</b>

Cabe recalcar que, en este caso, como proceso complementario se analizaron las rigideces de la estructura piso a piso para verificar que no exista la presencia de pisos blandos. En este caso, se verificó que no exista una variación mayor o igual de rigideces entre pisos. Además, se verificó que la rigidez de cada piso sea mayor o igual al 80% de la rigidez promedio de la estructura

### Diseño sísmico y a gravedad de columna

Las columnas fueron diseñadas con la ayuda del programa de Excel desarrollado, bajo los procedimientos establecidos por AISC para secciones HSS compuestas. A continuación, se presentan las propiedades y dimensiones de la sección utilizada, cabe recalcar que todas las columnas de la estructura trabajan como SMF:

*Tabla 16: Propiedades columna HSS14X14X.500*

Propiedades columna HSS14X14X.500 en acero A36		
fy	3515	kg/cm <sup>2</sup>
f'c	286,5	kg/cm <sup>2</sup>
Es	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
Ec	25157,08	kg/cm <sup>2</sup>

*Tabla 17: Dimensiones columna HSS14X14X.500*

Dimensiones columna HSS14X14X.500		
Longitud =	2,5	m
A =	0,009870948	m <sup>2</sup>
h =	0,3556	m
b =	0,1016	m
t(des) =	0,011811	m
wt./ft. =	7,676757636	kg/m
Ix =	0,000131945	m <sup>4</sup>
Sx =	0,000742334	m <sup>3</sup>
rx =	0,11557	m
Zx =	0,000999611	m <sup>3</sup>

Iy =	1,71487E-05	m4
Sy =	0,000337574	m3
ry =	0,041656	m
Zy =	0,000394928	m3
h(flat) =	0,29845	m
b(flat) =	-	m
J =	5,28614E-05	m4
C =	0,00072267	m3
A(surf) =	0,02221931	m2/m

En este caso, el perfil implementado cumple con los criterios de ductilidad, resistencia al corte, resistencia a flexión y resistencia a compresión, para las cargas últimas obtenidas del modelo de ETABS. El proceso detallado puede encontrarse en el Anexo A.

### Diseño sísmico y a gravedad de viga

Al igual que las columnas, las vigas fueron diseñadas con la ayuda del programa de Excel desarrollado, bajo los procedimientos establecidos por AISC para secciones W. A continuación, se presentan las propiedades y dimensiones de la sección utilizada:

Propiedades viga W16X45 en acero A36		
fy	3515	kg/cm2
fu	4570	kg/cm2
Es	2100000	kg/cm2
Ry	1,5	-
Rt	1,2	-

Tabla 18: Dimensiones de viga W16X45

Dimensiones viga W16X45		
A =	0,00858	m2
d =	0,40894	m
tw =	0,00876	m
bf =	0,17882	m

tf =	0,01435	m
k(des) =	0,02456	m
k(det) =	0,03175	m
k1 =	0,02064	m
T =	0,34608	m
gage =	0,0889	m
wt./ft. =	6,22147	kg/m
bf/(2*tf)	6,23	
h/tw =	41,1	
Ix =	0,00024	m4
Sx =	0,00119	m3
rx =	0,16891	m
Zx =	0,00135	m3
Iy =	1,4E-05	m4
Sy =	0,00015	m3
ry =	0,03988	m
Zy =	0,00024	m3
rts =	0,04775	m
ho =	0,39624	m
J =	4,6E-07	m4
Cw =	5,3E-07	m6
a =	1,73057	m
Wno =	0,01761	m2
Sw =	1,1E-05	m4
Qf =	0,00024	m3
Qw =	0,00067	m3

En este caso, el perfil implementado cumple con los criterios de ductilidad, resistencia al corte y resistencia a flexión, para las cargas últimas obtenidas del modelo de ETABS. En el Anexo B, se encuentra detallado el cálculo y diseño de vigas.

### Verificación de filosofía SCWB

La filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil, especifica que:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (\text{AISC, AISC 341-16, 2016})$$



En este caso, la columna HSS14X14X.500 posee un  $\sum M_{pc} = 5161007,48\text{kg-m}$ , mientras que la viga W16X45 posee un  $\sum M_{pb} = 4740523,616$ , resultando en:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = 1.1 > 1.0$$

Por ende, se confirma la presencia de un mecanismo de columna fuerte-viga débil.

### Diseño de conexión Bolted Flange Plate

La conexión tipo Bolted Flange Plate será diseñada para el siguiente elemento del pórtico SMF, cuya longitud es de 3.3m:

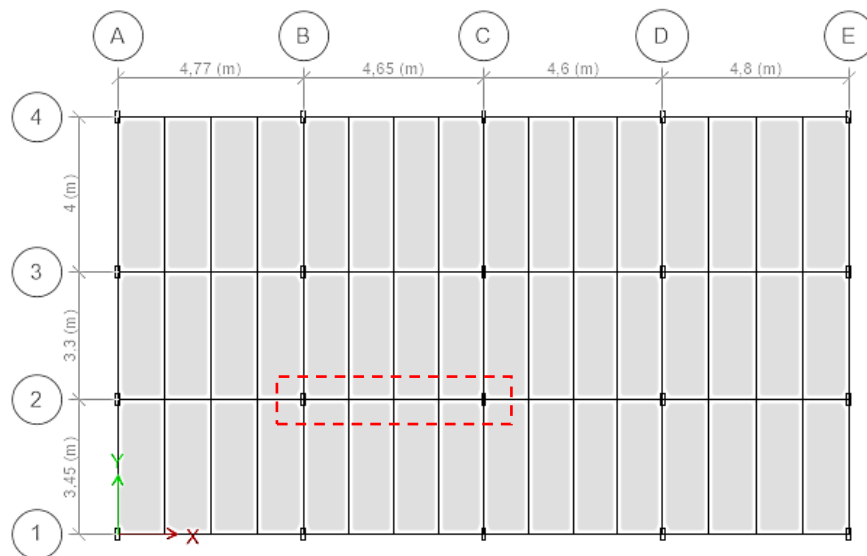


Figura 23: Elemento de diseño BFP

Las propiedades seleccionadas, tanto para las placas como para los pernos, cumplen con los requerimientos especificados por AISC:

Tabla 19: Propiedades de placas para BFP

Propiedades de Placas			
ACERO ASTM A36/A36M	Ry	1,2	AISC 341 TABLA A3.1
	Rt	1,2	AISC 341 TABLA A3.1
	Fy	2549,3	kg/cm <sup>2</sup>
		250	Mpa
	Fu	CHECK	Máx 485 Mpa
		4078,88	kg/cm <sup>2</sup>
		400	MPa

Tabla 20: Propiedades de pernos para BFP

Propiedades de Pernos			
ACERO ASTM A490	Ry	1,5	AISC 341 TABLA A3.1
	Rt	1,2	AISC 341 TABLA A3.1
	Fy	9139,9	kg/cm <sup>2</sup>
		896,3146746	Mpa
	Fu	10546	kg/cm <sup>2</sup>
		1034,205468	MPa

A partir del modelo en ETABS, se calculan las demandas requeridas para cada tipo de carga:

Tabla 21: Cargas últimas para diseño de conexión BFP

Mu	8075,2	kg-m
Vu	1042	kg

Previo al diseño, se debe verificar que los perfiles a utilizarse en la estructura cumplan con las limitaciones y requerimientos generales establecidos anteriormente. Una vez que se ha comprobado su cumplimiento, se procede a realizar el diseño de la conexión

BFP de acuerdo al procedimiento especificado por AISC-358-10 7.5.4. Utilizando dichos valores, se ingresa los mismos al programa de Excel junto con las propiedades generales de la conexión Bolted Flange Plate a diseñarse, tanto de placas como de pernos.

En primer lugar, se determina el diámetro máximo de perno de manera que se prevenga una falla por tensión del patín. Para huecos estándar con dos pernos por fila:

$$d_b \leq \frac{b_f}{2} \left( 1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u} \right) - 3mm \text{ (S.I)} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

En este caso,  $d_b = 20 \text{ mm}$ .

Seguido se asume un espesor de placa horizontal  $t_p = 35 \text{ mm}$ , se estima el ancho de la placa horizontal  $b_{fp} = 178,8 \text{ mm}$ , considerando la calibración del perno, requerimientos de distancia desde los extremos del perno y ancho del patín de la viga. Así mismo, se determina la fuerza nominal de cortante por perno que controla:

$$r_n = \min \text{ entre: } \begin{array}{l} 1.0 F_{nv} A_b \\ 2.4 F_{ub} d_b t_f \\ 2.4 F_{up} d_b t_p \end{array} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Aplicando las ecuaciones, se calcula que  $r_n = 245044.23 \text{ N}$ .

El siguiente paso consiste en seleccionar un número de prueba de pernos, valor que puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$n \geq \frac{1.25 M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Para este caso, el valor aproximado es de 7.64, por lo que se lo aproxima a su valor par mayor más cercano,  $n = 8$ , es decir, dos filas de cuatro pernos.

Más adelante, se procede a calcular la ubicación de la rótula plástica en la viga, respecto a la cara de la columna. Para esto, será necesario considerar que, el espaciamiento entre filas  $s = 60\text{mm}$  que la distancia al borde, sean suficiente para asegurar que la distancia  $L_c = 40\text{mm}$  sea mayor o igual a  $2d_b$ :

$$S_h = S_1 + s\left(\frac{n}{2} - 1\right) \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Haciendo uso de la ecuación anterior, se calcula que  $S_h = 230\text{mm}$ .

A continuación, se construye el diagrama de cuerpo libre de la longitud de viga que se encuentra entre las rótulas plásticas generadas en cada extremo. Para esto, se aplica la siguiente combinación de carga:

$$1.2D + f_1L + 0.2S \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Dónde  $f_1$  corresponde al factor de mayoración determinado por el código constructivo aplicable, el cual no puede ser menor a 0.5. En este caso, dado que el diseño se realizará para Ecuador, el factor  $f_1$  utilizado es de 1.6 siguiendo las combinaciones de carga establecidas por la NEC-15, también, se puede despreciar la presencia de carga de nieve (MIDUVI-CAMICON, NEC-15-SE-CG, 2014):

$$1.2D + 1.6L$$

Tomando en cuenta dicha combinación de cargas, se calculan los cortantes como:

$$V_h = (1.2D + 1.6L) \times \frac{L_h}{2}$$

A partir de este análisis, se encuentra que  $V_h = 32604,73 \text{ kg}$ .

Una vez calculado el cortante, se calcula el momento esperado en la cara del ala de la columna:

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Adicionalmente, se calcula la fuerza  $F_{pr}$  generada en la placa horizontal debido al momento  $M_f$  a través de la siguiente ecuación:

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d+t_p)} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Reemplazando los valores respectivos en cada ecuación, se calcula que  $M_f = 55908,2 \text{ kg}\cdot\text{m}$ , mientras que  $F_{pr} = 128375,52 \text{ kg}$ .

Una vez completados los pasos anteriores, se procede a realizar los chequeos especificados por AISC-358-10. Tomando en cuenta el valor de  $F_{pr}$  calculado, se confirma si el número de pernos seleccionado anteriormente fue adecuado mediante la siguiente relación:

$$n \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Para este caso, se comprueba que el número de pernos es adecuado:

$$8 \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n} = 5,71 \approx 6$$

Seguido, se chequea que el espesor de la placa horizontal asumido sea adecuado y la falla por bloque de cortante:

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_y b_{fp}} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Reemplazando los valores en las ecuaciones correspondientes, se halla que:

$$t_p = 35 \text{ mm} \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_y b_{fp}} = 28.17 \text{ mm}$$

$$F_{pr} = 128375,52 \text{ kg} \leq \phi_n R_n = 162812,67$$

Más aún, se verifica el pandeo por carga axial del patín de la viga:

$$F_{pr} = 128375,52 \text{ kg} \leq \phi_n R_n = 162812,67 \text{ kg}$$

Dónde  $R_n$  se ha calculado acorde a la sección de pandeo por compresión del Capítulo J de la AISC-341-16.

Una vez encontradas las dimensiones adecuadas de placa horizontal, se determina la resistencia a corte requerida por la viga y la conexión de placa vertical:

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (\text{AISC, AISC-358-10, 2014})$$

Para este caso,  $V_h = 32604,73 \text{ kg}$ .

Finalmente, tomando en cuenta el cortante requerido, se realiza el diseño de la placa de conexión simple a cortante en la cara de la columna siguiendo las provisiones y requerimientos especificados por AISC-341-16, aplicando el programa de Excel desarrollado. Las propiedades de la sección utilizada son las siguientes, cabe recalcar que estas se presentan en unidades ksi e in, dado que son las unidades que manejan las ecuaciones expuestas por AISC:

Tabla 22: propiedades y geometría placa vertical

Fy	36,25945869	ksi
Fu	58,0151339	ksi
d	16,1	in
tf	0,565	in
tw	0,345	in
h	14,97	in
h/t	43,39130435	-

En este caso, se verifica la resistencia a cortante requerida en la conexión, para este caso:

$$\Phi V_n = 499803,992 \text{ N}$$

Capacidad > Demanda a Corte **CHECK**

Asimismo, se realizan los chequeos de resistencia al corte de los pernos, aplastamiento del agujero, plastificación al corte, ruptura de placa, bloque de cortante en placa vertical y bloque de cortante en alma de la viga. De este análisis, se calcula que se requiere de 3 pernos de 22mm de diámetro. En el Anexo C, se puede observar el proceso detallado realizado por el programa de Excel utilizado.

### Diseño de placa de anclaje

La placa de anclaje será diseñada para el elemento de columna presentado a continuación:

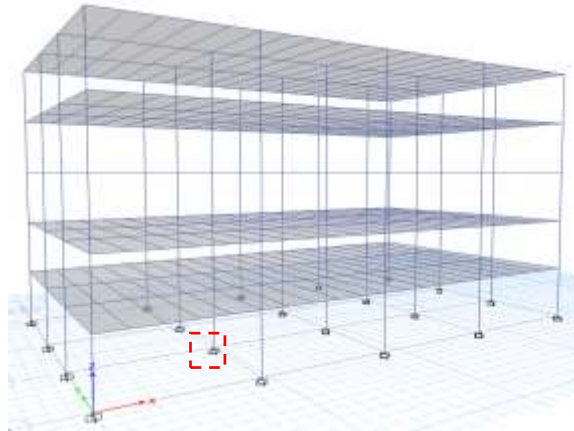


Figura 24: Elemento de diseño placa de anclaje

A partir de modelo en ETABS, se encuentran las cargas y momentos últimos con los que se diseñará el elemento:

Tabla 23: Cargas últimas para diseño de placa de anclaje

Pu	144308,30	kg
Mu	12671,30	kg*m
Vu	8010,90	kg

La zapata de concreto sobre la que se apoyará la placa de anclaje posee un B=1.2m y N=1.2m. Adicionalmente, las propiedades, tanto de placa como de pernos y placas de arandela, se encuentran en conformidad con las especificaciones de AISC Base Plate and Anchor Rod Design:

Tabla 24: Propiedades placa de anclaje

PLACA DE ANCLAJE			
ACERO ASTM A36/A36M	Ry	1,5	AISC 341 TABLA A3.1
	Rt	1,2	AISC 341 TABLA A3.1
	Fy	2549,3	kg/cm <sup>2</sup>
		250	Mpa
		CHECK	Máx 485 Mpa
	Fu	4078,88	kg/cm <sup>2</sup>
400		MPa	



Tabla 25: Propiedades de pernos para placa de anclaje

PERNOS			
ACERO ASTM A36	Ry	1,5	AISC 341 TABLA A3.1
	Rt	1,2	AISC 341 TABLA A3.1
	Fy	2549,3	kg/cm <sup>2</sup>
		250	Mpa
		CHECK	Máx 485 Mpa
	Fu	4078,88	kg/cm <sup>2</sup>
		400	MPa

En primer lugar, se establecen las dimensiones de la placa de anclaje, de modo que:

$$N > d + (2 \times 24.5 \text{ mm}) \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

$$B > b_f + (2 \times 24.5 \text{ mm}) \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

A partir de esto, se calcula que  $N = 355 \text{ mm}$  y  $B = 355 \text{ mm}$ . Tomando en consideración estas dimensiones, se procede a calcular el esfuerzo de aplastamiento del hormigón en la cimentación  $f_{p(\max)}$ :

$$f_{p(\max)} = \phi_c 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} = 39,29 \text{ MPa} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Design, 2006)

Más aún, se realiza el cálculo de la fuerza de aplastamiento, el cual se realiza a partir de la siguiente ecuación:

$$q_{\max} = f_{p(\max)} \times B = 13972,88 \text{ N/mm} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Design, 2006)

Más adelante, considerando los valores de  $M_r$ ,  $P_r$ ,  $N$  y  $q_{\max}$ , se calculan las excentricidades.

Seguido, se establece que la presión de aplastamiento  $q$  será igual al valor máximo de  $q_{max}$ . De modo que, se calculan las fuerzas totales de aplastamiento en el concreto y las fuerzas en los pernos de anclaje. Utilizando el equilibrio de fuerzas verticales, se determina la resistencia a tensión requerida por los pernos de anclaje T:

$$\sum F_{vertical} = 0 \text{ (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006)}$$

$$T_u = q_{max}Y - P_u \text{ (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006)}$$

Adicionalmente, realizando la sumatoria de momentos respecto al punto B, se encuentra la longitud de aplastamiento  $Y$ :

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e+f)}{q_{max}}} = 83.71mm \text{ (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006)}$$

Una vez que se ha calculado el valor de  $Y$ , se comprueba que las dimensiones de placa sean adecuadas mediante la siguiente ecuación:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}} \text{ (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006)}$$

El siguiente paso consiste en el cálculo del espesor de placa requerido para el límite de fluencia en la interface de compresión, para esto, se deberá considerar que  $f_p = f_{p(max)}$  y las condiciones expuestas a continuación:

Si  $Y \geq m$ :

$$t_{p(req)} = 1.49m \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}} \text{ (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006)}$$

Si  $Y < m$ :

$$t_{p(req)} = 2.58m \sqrt{\frac{f_{p(max)} Y(m - \frac{Y}{2})}{F_y}} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

Dado que en este caso  $m=33.02$  mm, se calcula a partir de la primera ecuación.

Aplicando este procedimiento, se calcula que  $t_{p(req)}=19.5$ mm.

Una vez que se han comprobado los pasos anteriores, se procede a diseñar para el estado límite de fluencia de la placa de anclaje en la interface a tensión. En este caso, se analiza el efecto de la carga  $T_u$  que ocasiona flexión en la placa. Para efectos de cálculo, se considera la acción de brazo de palanca a lo largo de una distancia  $x$ , medida desde el centro del perno hasta el centro del patín de la columna. En función a estos parámetros, se calcula:

$$t_{p(req)} = 2.58 \sqrt{\frac{T_u x}{B \times F_y}} = 33.1 \text{ mm} \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

En este caso, ya que existen valores de  $t_{p(req)}$  para los estados límites de compresión y tensión, se elige el valor mayor de  $t_{p(req)}$  entre ambos casos.

### **Verificación de resistencia a compresión**

La primera verificación del diseño consiste en el chequeo de la resistencia a compresión del hormigón. En este caso, es necesario que las dimensiones de área y espesor de la placa de anclaje sean adecuadas para soportar las cargas impuestas. En primer lugar, se verifica que el área de la placa sea adecuada, a través de la siguiente ecuación:

$$A_{req} = \frac{1}{2} \left( \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c} \right) \geq A_1 \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

De modo que:

$$A_{req} = \frac{1}{2} \left( \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c} \right) \geq A_1$$

Para ejecutar la verificación de resistencia a corte por fricción, se calcula la resistencia por fricción entre la placa y el hormigón-grout:

$$\phi V_n = \phi \mu P_u \leq (\phi 0.2 f'_c A_c \text{ ó } \phi 800 A_c) \text{ (AISC, Base Plate and Anchor Rod$$

Design, 2006)

De este cálculo se encuentra:

*Tabla 26: Verificación de resistencia a corte por fricción*

Pu	1415664,42	N
$\mu$	0,2	-
Ac	0,12645136	m
$\phi 0.2 f'_c A_c$	4552248,96	N
$\phi 800 A_c$	18208995840	N
lim min	4552248,96	N
$\phi V_n$	212349,6635	N
$\phi V_{n,max}$	4552248,96	N

La verificación de aplastamiento de placas de arandela se ha realizado tomando en consideración la presencia de 4 pernos de 50,08 mm de diámetro. Así mismo, se considera una dimensión mínima de placa de arandela de 46.04mm con un espesor de 19,1 mm. Para calcular que la capacidad sea adecuada bajo las cargas aplicadas, se hace uso de la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi 1.5 L_c t F_u \leq 3.0 \phi d t F_u \text{ (AISC, Base Plate and Anchor Rod Design,$$

2006)

Cabe recalcar que, para determinar el cumplimiento de las varillas a corte, se debe verificar:

$$\frac{V_u}{n} \leq \phi R_n$$

En este caso, aplicando el programa de Excel desarrollado, se encuentra que:

Tabla 27: Verificación aplastamiento de placas de arandela

Ic	0,12	[cm]
$\phi R_n$	791,38	N
$V_u/n \leq \phi R_n$	CHECK	

La verificación de resistencia a corte de varillas de anclaje consiste en la verificación de que el área y esfuerzo admisible sea adecuado para resistir el cortante impuesto. Para esto, se aplica la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b \quad (\text{AISC, Base Plate and Anchor Rod Design, 2006})$$

A partir de este análisis, se calcula:

Tabla 28: Verificación resistencia a cortante de varillas de anclaje

Fu	400,00	MPa
Fnv	180,00	MPa
$\phi R_n$	590935,09	N
$V_u/n \leq \phi R_n$	CHECK	

### Diseño a gravedad de la estructura

El diseño a gravedad de columna y viga fueron realizados utilizando el programa de Excel desarrollado. En los Anexos D y E, se puede encontrar el proceso detallado realizado por el programa para el diseño de cada elemento, respectivamente. En este caso, se

utilizaron los mismos perfiles definidos por el diseño sismorresistente, ya que cumplían con los criterios de elementos a gravedad.

## **CONCLUSIONES**

Le estructura de tipo SMF cumple con los requisitos de sismorresistencia especificados por la norma NEC-15. En este caso, se ha verificado el cumplimiento de los límites de derivas elásticas e inelásticas. Así mismo, se confirmado el cumplimiento de la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil y el diseño estructural sin pisos blandos.

El tamaño de los perfiles, tanto de columnas como de vigas, fue considerable. Esto, se debe a que el suelo del sitio de emplazamiento de la estructura posee propiedades muy pobres desde el punto de vista ingenieril. Adicionalmente, se da a causa de que la estructura ha sido diseñada para una zona de alto peligro sísmico.

Los perfiles de columna HSS compuestas y viga W en acero diseñados cumplen con los requerimientos de AISC-341-16. En este caso, se ha verificado que cada perfil funcione adecuadamente bajo todos los estados límites.

La conexión Bolted Flange Plate diseñada cumple con los requerimientos de AISC-358-10. Asimismo, la placa de anclaje diseñada cumple con los requerimientos de AISC Base Plate and Anchor Rod Design.

El uso de conexiones precalificadas por AISC es ventajosa en zonas de alto peligro sísmico, ya que asegura un comportamiento sismorresistente. En el caso de Ecuador, se recomienda su implementación al momento de diseñar y construir estructuras en acero, dado que en el futuro se provee la ocurrencia de nuevos eventos sísmicos de gran magnitud.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISC. (2006). Base Plate and Anchor Rod Design. En A. I. Construction, *Base Plate and Anchor Rod Design*. Illinois.

AISC. (2014). AISC-358-10. En A. I. Construction, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Illinois.

AISC. (2016). AISC 341-16. En AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Illinois.

AISC. (2016). AISC-341-16. En A. I. Construction, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Illinois.

CISC. (29 de Abril de 2016). *Canadian Institute of Steel Construction*. Obtenido de Canadian Institute of Steel Construction: <https://www.cisc-icca.ca/ductile-moment-connections/>

Commission, C. E. (2012). Seismicity, Soils and the Seismic Design of Buildings. En C. E. Commission, *Seismicity, Soils and the Seismic Design of Buildings* (pág. 61).

IGEPN. (Septiembre de 2019). *Instituto Geofísico*. Obtenido de Características de la deformación cortical en el Ecuador: <https://www.igepn.edu.ec/8isag-abstracts/plenary-talks/22777-alvarado-et-al/file>

IGEPN. (16 de Abril de 2020). *Instituto Geofísico EPN*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/interactuamos-con-usted/1810-cuatro-anos-despues-del-terremoto-de-pedernales-un-testimonio-sobre-el-peligro-sismico-en-el-ecuador>

Michael Bruneau, C.-M. U. (2011). Ductile Design of Steel Structures. En C.-M. U.

Michael Bruneau, *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw-Hill.

MIDUVI-CAMICON. (2014). NEC-15-SE-CG. En C. d. Construcción, *Norma*

*Ecuatoriana de la Construcción Cargas (NO SÍSMICAS)*. Quito.

MIDUVI-CAMICON. (2014). NEC-SE-DS. En C. d. Construcción, *Peligro sísmico Diseño*

*sismo Resistente*. Quito.



ANEXOS

Los anexos presentados a continuación muestran las memorias de cálculo y procedimiento realizado por el programa de Excel desarrollado para el diseño de los elementos estructurales del Edificio Turín.

Anexo A: Diseño sísmico de columna

	Propiedades	A	h	b	$\eta_{nom}$	$\eta_{des}$	kg/cm	bit	h <sub>t</sub>	lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy	h <sub>t</sub> (h)
Sección	HSS12X12X1/2	134,838	30,48	30,48	1,27	1,1811	1,130152754	22,8	22,8	19021,8	1248,69	11,8872	1468,28095	19021,8	1248,69	11,8872	1468,2809	24,765
	HSS14X14X1/2																	

Propiedades		Compresión Axial		Cargas		Combinaciones de Carga		Cheques Ductilidad			
f <sub>y</sub>	3515	kg/cm <sup>2</sup>	$\lambda_p$	55,24	MDL	692	Eh	0,00	$\lambda_{hd}$	29,53677458	Correcto
f <sub>c</sub>	286,5	kg/cm <sup>2</sup>	$\lambda_r$	73,33	MLL	145	Ev	15250,40	$\lambda_{md}$	47,29875389	Correcto
E <sub>s</sub>	2100000	kg/cm <sup>2</sup>	Máximo	122,21	Msis	11630	Pd+I	111846,40	Pu	144308,30	kg
E <sub>c</sub>	25157,08	kg/cm <sup>2</sup>	Flexión Alas		VDL	861	Md+I	1062,40	Mu	12671,30	kg*m
R <sub>y</sub>	1,5	-	$\lambda_p$	55,24	VLL	187	Vd+I	1332,40	Vu	8010,90	kg
M1	500	kg*m	$\lambda_r$	73,33	Vsis	6712	Pd+I+e	144308,30			
M2	200	kg*m	Máximo	122,21	PDL	76252	Md+I+e	12671,30			
Lcol	2,5	m	Flexión Alma		PFL	12715	Vd+I+e	8010,90			
			$\lambda_p$	73,33	Psis	32198	Pd-e	22178,40			
			$\lambda_r$	139,32			Md-e	11145,60			
			Máximo	139,32			Vd-e	6109,30			

Flexión en X		Resistencia a Compresión		B1 Eje Fuerte		B1 Eje Débil		Ecuación Interacción		
Mnx	5161007,48	kg*cm	$\Phi P_{no}$	59842	Crn	0,44	Crn	0,44	Pu/ $\Phi P_n$	0,338506
$\Phi M_{ns}$	46449,07	kg*m	Resistencia a Tensión		Pns	473957,117	Pns	473957,117	Relación	0,8212836
			Pn	473957	Fu/Pns	0,30447544	Fu/Pns	0,30447544	Chequeo	Correcto
			$\Phi P_n$	426561	Tb	1	Tb	1		
					E*I <sub>x</sub>	3,20E+10	E*I <sub>y</sub>	3,39E+10		
					Pex	5046381	Pey	6307977		
					Be	1,00	By	1,00		
					Mntx	12671,3	Mnty	12671,3		

Resistencia a Cortante		Relación Columna/viga	
Av	71,999856	cm <sup>2</sup>	1,1
Cv2	1		
Vn	151847,6983	kg	
$\Phi M_{ny}$	119885,7722	kg	

Anexo B: Diseño sísmico de viga

	Propiedades	A	d	h <sub>w</sub>	bf	tf	b <sub>f</sub> (2t <sub>f</sub> )	M <sub>w</sub>	lx	Sx	rx	Zx	ly	By	ry	Zy	h <sub>w</sub>	h <sub>o</sub>	J
Sección	W18X45	85,8065	40,894	0,8765	17,8818	1,4351	6,23	41,1	24591,2	1191,34	18,891	1548,66	1365,14	153,0551778	3,9878	257,612	4,7752	39,624	46,2017
	W36X88																		

Propiedades Columna W18x45		Cargas		Combinaciones de Carga		Cheques Ductilidad		Longitudes de Arriostamiento		
f <sub>y</sub>	3515	kg/cm <sup>2</sup>	MDL	328	Eh	0,00	Chequeo Patrn	$\lambda_p$	1,72	m
f <sub>u</sub>	4570	kg/cm <sup>2</sup>	MLL	66	Ev	0,00	$\lambda_{hd}$	6,38633	Correcto	
E <sub>s</sub>	2100000	kg/cm <sup>2</sup>	Msis	7583	Pd+I	0,00	$\lambda_{md}$	7,98291	Correcto	
R <sub>y</sub>	1,5	-	VDL	887	Md+I	499,20	Chequeo Alma	Ca	0	
R <sub>t</sub>	1,2	-	VLL	136	Vd+I	1042,00	$\lambda_{hd}$	51,2902	Correcto	
L <sub>b</sub>	0	m	Vsis	5034	Pd+I+e	0,00				
h <sub>o</sub>	39,48	cm	PDL	0	Md+I+e	8075,20				
r <sub>ts</sub>	4,78	cm	PFL	0	Vd+I+e	6063,80				
C <sub>b</sub>	1	-	Psis	0	Pd-e	0,00				
					Md-e	7553,40				
					Vd-e	4553,20				

Resistencia a la Flexión		Resistencia al Cortante		Cálculo phi y Cv1	
M <sub>p</sub>	4740523,6	kg*cm	Av	35,8354	cm <sup>2</sup>
$\Phi M_n$	42665	kg*m	Vn	75576,9	kg
L <sub>p</sub> < L <sub>b</sub> < L <sub>r</sub>			$\Phi V_n$	75576,9	kg
$\Phi M_n$	36506	kg*m			
			Pr	0,00	kg
			Mu	8075,20	kg*m
			Vu	6063,80	kg
			$\Phi_v$	1	
			Cv1	1	

### Anexo C: Diseño de conexión Bolted Flange Plate

DISEÑO DE CONEXIÓN TIPO BOLTED FLANGE AISC 358					
General		ACERO ASTM A36/A36M			
Chequeo de Condiciones Viga			Chequeo de Condiciones Columna		
1	0	Sección 2.3	1	CHECK	Sección 2.3
2	CHECK	d max 1/36	2	CHECK	Conexión viga con patín
3	CHECK	Peso max 224 kg/m	3	CHECK	Sección HSS Ancho max 610mm
4	CHECK	Espesor máx de patín 25 mm	4	CHECK	Sección HSS Altura max 610mm
5	4,6	Luz de viga (m)	5	CHECK	No hay limitación de peso lineal
	11,24859393	Relación luz-altura de viga	6	0	No hay limitación de espesor de patín
	CHECK	Relación luz-altura de viga mín de 3	6	0	Relación Ancho-Espesor AISC Seismic Provisions
6	0	Relación ancho-espesor AISC	7	CHECK	Arriostramiento lateral AISC Seismic Provisions
7	SI	Tiene bracing lateral? "SI" o "NO"			
	0,40894	Distancia mínima para bracing suplemental (m)			
	0,61341	Distancia máxima para bracing suplemental (m)			
<small>Example: For both SMF and DMF systems, when the beam supports a concrete moment, all that is required along the beam span between moment zones with vertical clear separation spaced at a maximum of 12 in. (305 mm) on center, supplemented top and bottom flange bracing at plastic hinges is not required.</small>			Chequeo de Pernos (bolts)		
8	Sh+d	Zona protegida	1	CHECK	Pernos de manera simétrica con eje de viga
		Zona protegida mín de Sh+d	2	CHECK	Más 2 pernos por fila en conexión columna-placa
Relación Viga-Columna			3	CHECK	Longitud de grupo de pernos max igual a d de viga
1	CHECK	Zonas de panel acorde a AISC	4	CHECK	Perforaciones estándar o sobredimensionados en placa
2	CHECK	Relación de momentos columna-viga AISC Seismic Provisions	5	CHECK	Huecos en viga por perforación
	AISC		6	CHECK	Díametro máx de perno 28 mm
	358	pg 60	Chequeo de Separadores Tipo Shims		
	CAP 7	pg 63		NO	Se va a usar placa de relleno Shims? "SI" o "NO"
			1		Espesor máx de 6mm
Ingresar Cargas			Combinaciones de Carga		
MDL	328	kg/m	M(D+L)	493,2	kg/m
MLL	66	kg/m	V(D+L)	1042	kg
Msis	7583	kg/m	M(D+L+E)	8075,2	kg/m
VDL	687	kg			
VLL	136	kg			
Vsis	5034	kg	Mu	8075,2	kg-m
Pu	0	kg	Vu	1042	kg
Propiedades de Viga (Proviene del Diseño Viga Sin)					
Iy	3508	kg/cm <sup>2</sup>			
Ec	29333333	kg/m <sup>2</sup>			
Fly	15	-			
Lb	0	m			
ho	0,39	m			
ra	0,85	m			
Cb	1	-			
Fc	4019,65	kg/cm <sup>2</sup>			
Longitud de Viga	3,3	m			
Cargas Distribuidas					
D	404	KG/M			
L	94	KG/M			
TOTAL COMBINACIÓN NEC	635,2	KG/M			

Propiedades de Placas																								
ACERO ASTM A36/A36M	Fy	12	AISC 341 TABLA A3.1	kg/cm2																				
	Rt	12	AISC 341 TABLA A3.1																					
	Fy	2549,3	kg/cm2																					
		250	Mpa																					
		CHECK	Máx 485 Mpa																					
	Fu	4078,88	kg/cm2	AISC 341 A3 PG 49																				
		400	MPa																					
Propiedades de Pernos																								
ACERO ASTM A490	Fy	15	AISC 341 TABLA A3.1	kg/cm2																				
	Rt	12	AISC 341 TABLA A3.1																					
	Fy	9139,9	kg/cm2																					
		896,3146746	Mpa																					
		10546	kg/cm2																					
	Fu	1034,205468	MPa																					
Cálculo de Mmax en Rótula Plástica																								
Zx (viga)	0,00135	m3		2.4.3-2																				
	1348655,36720	mm3																						
Cpr	1,3	Valor calculado		Mpr = CprFyFyZe																				
	1,2	Valor máx																						
	1,2	Cpr utilizado																						
Mpr	485515932,19	N-mm																						
	48551,53	kg*m																						
Diámetro de Perno																								
Diámetro de Perno	20	mm	CHECK																					
b <sub>f</sub>	0,18	m	178,816	mm																				
db límite ecuación	30,53	mm																						
db máx final	20,00	mm																						
Espesor de Placa																								
Espesor de placa asumido	35	mm																						
Estimación de ancho de placa b <sub>fp</sub>	178,816	mm																						
Bolt gage	88,9	mm																						
bolt edge distance	26	mm																						
beam flange width 50%	52	mm																						
	89,41	mm																						
Ancho de placa b <sub>fp</sub>	178,816	mm																						
	0,178816	m																						
<table border="1"> <caption>TABLE J3.4M Minimum Edge Distance<sup>(1)</sup> from Center of Standard Hole<sup>(2)</sup> to Edge of Connected Part, mm</caption> <thead> <tr> <th>Bolt Diameter, mm</th> <th>Minimum Edge Distance</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>16</td><td>27</td></tr> <tr><td>18</td><td>29</td></tr> <tr><td>20</td><td>30</td></tr> <tr><td>22</td><td>32</td></tr> <tr><td>24</td><td>33</td></tr> <tr><td>27</td><td>35</td></tr> <tr><td>30</td><td>38</td></tr> <tr><td>36</td><td>45</td></tr> <tr><td>42</td><td>53</td></tr> </tbody> </table> <p><sup>(1)</sup> If necessary, lesser edge distances are permitted provided the applicable provisions from Sections J3.10 and J3.11 are followed. <sup>(2)</sup> For standard holes, the hole diameter is not permitted without approval from the manufacturer or supplier unless, see Table J3.5M.</p>					Bolt Diameter, mm	Minimum Edge Distance	16	27	18	29	20	30	22	32	24	33	27	35	30	38	36	45	42	53
Bolt Diameter, mm	Minimum Edge Distance																							
16	27																							
18	29																							
20	30																							
22	32																							
24	33																							
27	35																							
30	38																							
36	45																							
42	53																							
Resistencia nominal de corte de pernos																								
Ab	314,16	mm <sup>2</sup>		AISC 360 TABLA J3.2 pg.185																				
F <sub>nv</sub>	780	Mpa																						
F <sub>nt</sub>	469	Mpa																						
F <sub>ub</sub>	400	MPa																						
F <sub>up</sub>	400	MPa																						
db	20	mm																						
t <sub>f</sub>	14,351	mm																						
tp	35	mm																						
7.6-3	245044,23			$r_n = \min \begin{cases} 1,0F_{nv}A_b \\ 2,4F_{ub}d_b t_f \\ 2,4F_{up}d_b t_p \end{cases}$																				
	275540,22																							
	672000,00																							
r <sub>n</sub>	245044,23	N																						
φ <sub>n</sub>	0,9																							
Número de Pernos																								
Valor Estimado	7,64																							
Valor Aproximado	8,00		REDONDEAR AL NÚMERO PAR MAYOR MÁS CERCANO																					
Ubicación de Rótula Plástica Sh																								
L <sub>c mín</sub>	40	mm																						
S1	50	mm																						
s	60	mm																						
Sh	230	mm																						

REQUIERE DE ITERACIÓN

Cortante en la Rótula Plástica		
Lh	3070	mm
Vh	32604,73442	kg
	319852,44	N
*combinación de cargas gravitacionales NEC		
Momento en la Cara de la Columna		
Mf	559081994,47	N*mm
	55908,20	kg*m
AISC 360-PG 183		
Fuerza en la Placa Debido a Mf		
Fpr	1259363,87	N
	128375,52	kg
Confirmar Número de Pernos		
n>=	5,71	CHECK
Chequeo de Espesor de Placa		
⌀d	1	
tp>=	28,17	CHECK
Chequeo de Viga Bloque de Cortante		
Rn	1774658,19	N
Fpr <= ⌀n Rn	1597192,37	CHECK
CAP J AISC SPECIFICATION		
Pandeo por compresión en Placa		
⌀n Rn	1597192,37	162812,6776
Fpr <= ⌀n Rn	1597192,37	CHECK

Lh	3070	mm	*distancia entre rótulas plásticas		
Vgravedad	319852,44	N			
Vhu	319852,44	N	*Requerida para viga y conexión		
0	0	N		0	kg
63					
Fy	36,25945869	ksi			
Fu	58,0151339	ksi			
d	16,1	in			
tf	0,565	in			
tw	0,345	in			
h	14,37	in			
h/t	43,39130435	Aw	5,16465		in <sup>2</sup>
418/(Fy) <sup>0.5</sup>	69,41696529				
523/(Fy) <sup>0.5</sup>	86,85424125				
h/t <= 418/(Fy) <sup>0.5</sup>	CHECK	Yn	112360,448		lbf
418/(Fy) <sup>0.5</sup> < h/t <= 523/(Fy) <sup>0.5</sup>	NO CUMPLE INTERVALO	Yn	0		lbf
523/(Fy) <sup>0.5</sup> < h/t <= 260	NO CUMPLE INTERVALO	Yn	0		lbf
⌀Yn	499803,992	N			
Capacidad > Demanda a Corte	CHECK	63,9955762	½		
Diseño de Placa Individual Viga Columna					
Resistencia a Cortante del Perno					
Número de pernos nv	3	u	Fnv	780	Mpa
Ab	380,1327111	mm <sup>2</sup>	Fnt	469	Mpa
Rn	889510,5439	N			
⌀	1	-			
⌀Rn > Vhu	CHECK				
Aplastamiento del Agujero					
Rn1	721140	N	de	50	mm
Rn2	528000	N	Lo min	60,095	mm
Rn min	528000	N	Espesor de placa tps	25	mm
⌀	0,75		Fup	400	MPa
⌀Rn > Vhu	CHECK		dbw	22	mm
			Fnv	780	Mpa
			Longitud de placa Lp	380,238	mm
			Leh - Lev	50	mm
			Centro-centro de agujeros	85,5	mm
			Ancho de placa	100	mm
			dhw	23,81	mm
			L'c	61,7	mm
*2 veces espesor de ala TABLA J3.4M					

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$$

AISC 360 TABLA J3.2 pg.185

Plastificación por Corte					
Placa Vertical					
$\phi$	1	-	d	408,94	mm
Rn	1966034,652	N	tbf	14,351	mm
$\phi Rn > Vhu$	CHECK		tbw	8,763	mm
Alma de la Viga					
Rn	689134,4661	N			
$\phi$	1	-			
$\phi Rn > Vhu$	CHECK				
Ruptura de la Placa					
Agp	9505,95	mm <sup>2</sup>			
Anv	7720,2	mm <sup>2</sup>			
Rn	18893861,63	N			
$\phi$	0,75	-			
$\phi Rn > Vhu$	CHECK				
Bloque de cortante en la Placa Vertical					
Ntw	38,095	mm	Ant	952,375	mm <sup>2</sup>
Nsl	391,90	mm	Anv	9797,6	mm <sup>2</sup>
Ngl	176,952	mm	Agv	4423,8	mm <sup>2</sup>
	2732374	N	<=	1295887	N
Rn	1295886,865	N			
$\phi$	0,75	-			
$\phi Rn > Vhu$	CHECK				
Bloque de cortante en Alma de Viga					
Ntw	38,095	mm	Ant	333,8265	mm <sup>2</sup>
Nsl	391,90	mm	Anv	3434,255	mm <sup>2</sup>
Ngl	176,952	mm	Ang	1550,63	mm <sup>2</sup>
	2732374	N	<=	454234,3	N
Rn	454234,2639	N			
$\phi$	0,75	-			
$\phi Rn > Vhu$	CHECK				

## Anexo D: Diseño de placa de anclaje

DISEÑO DE PLACA DE ANCLAJE						
Cargas			Combinaciones de Carga			
MDL	632,00	kg/m	Ed	0,00	kg	
MLL	145,00	kg/m	Ev	15250,40	kg	
Mslz	11630,00	kg/m	Pd+l	111846,40	kg	
VLL	861,00	kg	Md+l	1062,40	kg/m	
VLL	187,00	kg	Vd+l	1332,40	kg	
Vslz	6712,00	kg	Pd+l+c	144308,30	kg	
PDL	76252,00	kg	Md+l+c	12671,30	kg/m	
PLL	12715,00	kg	Vd+l+c	8010,30	kg	
Pslz	31198,00	kg	Pd+c	22178,40	kg	
			Md+c	11145,60	kg/m	
			Vd+c	6103,30	kg	
Pu	144308,30	kg	ZAPATA	BASE	1200	mm
Mu	12671,30	kg/m		ALTURA	1200	mm
Vu	8010,30	kg		A2	1440000	mm <sup>2</sup>
Pu	1415664,42	N				
Mu	124305,45	N/m				
Vu	78586,33	N				
PLACA DE ANCLAJE			PERNOS			
ACERO ASTM A36/A36M	Fy	15	ACERO ASTM A36	Fy	15	AISC 341 TABLA A3.1
	Fx	1,2		Rt	1,2	AISC 341 TABLA A3.1
	Fy	2543,3		Fy	2543,3	kg/cm <sup>2</sup>
		250			250	Mpa
	CHECK	Máx 485 Mpa			CHECK	Máx 485 Mpa
	Fu	4078,88		Fu	4078,88	kg/cm <sup>2</sup>
		400			400	Mpa

Espesor de Placa de Anclaje y Rods de Anclaje		
N	355,60	mm
B	355,60	mm
q	13372,88	N/m
fp	7,13	MPa
e criti	87,81	mm
e	127,14	mm
fpmax	33,23	MPa
qmax	13372,88	N/mm
f	141,05	mm
$(f+N/2)^2$	101665,3225	mm <sup>2</sup>
$2(\mu+Puf)/q_{max}$	46373,40753	mm <sup>2</sup>
$(f+N/2)^2 > 2(Pu*(e+f))/q_{max}$	CHECK	
Y+	553,93	mm
Y-	83,71	mm
Y	83,71	mm
Tu	-1407923,56	N
Ti	-351960,83	N
m min	33,02	mm
fp	33,23	MPa
tp req (m)	19,51	mm
x	146,78	mm
n	55,88	mm
fp req (n)	33,01	mm
fp req	33,10	mm

Resistencia a Compresión		
Concrete Bearing Limit		
$f_c$	240,00	MPa
A1 (área placa)	126451,36	mm
A2 (área máx de cimentación)	1440000,00	mm
$(A2/A1)^{0.5}$	0,30	-
Factor	0,30	-
Pp	7644237,61	N
$\phi_c$	0,65	-
$\phi_c Pp$	4968754,45	N
Fpmax	33,23	MPa
$F_{pmax} = \phi_c Fpmax$	33,23	MPa
$Pu/A1 \leq F_{pmax}$	CHECK	
A1 req	5338,1011	mm <sup>2</sup>

Resistencia a Cortante de la Placa de Anclaje		
$\phi Pp$	16767450,34	
Pu	1415664,42	N
$\mu$	0,2	-
Ac	0,12645136	m
$\phi 0.2 f_c A_c$	4552248,96	N
$\phi 800 A_c$	18208935840	N
lim min	4552248,96	N
$\phi V_h$	212343,6635	N
$\phi V_{h,max}$	4552248,96	N
$\phi V_h$	212343,6635	N

Aplazamiento de Placas de Arandela					
ANCHOR RODS			Washer		
# de rods	4	u	Min washer dimension	46,0375	mm
Diámetro de rods	50,08	mm	Hole diameter	51,38	
$\phi R_n$	44462,216	N	Min washer thickness	19,1	mm
Ab	1969,78362	mm <sup>2</sup>			

Rod Diameter, in.	Rod Area, $A_n$ , in. <sup>2</sup>	LRFD $\phi = 0.75$			ASD $\Omega = 2.00$		
		Grade 36 kips	Grade 55 kips	Grade 105 kips	Grade 36 kips	Grade 55 kips	Grade 105 kips
1/8	0.307	10.0	12.9	21.6	6.68	8.63	14.4
1/4	0.442	14.4	18.8	31.1	9.60	12.4	20.7
3/8	0.601	19.8	25.4	42.3	13.1	16.9	28.2
1/2	0.785	25.8	33.1	55.2	17.1	22.1	36.8
5/8	0.994	32.4	41.9	69.0	21.6	28.0	46.0
3/4	1.23	40.0	51.8	86.3	26.7	34.5	57.5
7/8	1.77	57.7	74.6	124	38.4	49.7	82.8
1	2.41	78.5	102	169	52.3	67.6	113
1 1/8	3.14	103	133	221	68.3	88.4	147
1 1/4	3.98	130	168	280	86.5	112	186
1 3/8	4.91	160	207	345	107	138	230
1 1/2	5.94	194	251	419	129	167	279
1 5/8	7.07	231	298	497	154	199	331
1 3/4	8.30	271	350	580	180	230	388
1 7/8	9.62	314	406	677	209	271	451
2	11.0	360	466	777	240	311	518
2 1/8	12.6	410	530	894	273	353	589

Anchor Rod Diameter, in.	Hole Diameter, in.	Min. Washer Dimension, in.	Min. Washer Thickness, in.
1/8	1 1/8	2	1/8
1/4	1 1/4	2 1/2	1/8
3/8	1 3/8	3	1/8
1/2	1 1/2	3 1/2	1/8
5/8	1 5/8	4	1/8
3/4	1 3/4	5	1/8
7/8	1 7/8	5 1/2	1/8

lc	0,12	[cm]		
$\phi R_n$	791,38	N	$\leq 791,38$	791,38
$V_u/n$	0,00	N		
$V_u/n < \phi R_n$	CHECK			

Resistencia a Cortante de las Varillas de Anclaje		
$F_u$	400,00	MPa
$F_{nv}$	180,00	MPa
$\phi R_n$	530335,03	N
$V_u/n < \phi R_n$	CHECK	

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

## Anexo E: Diseño a gravedad

Diseño a gravedad de columna:

