

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Diseño Estructural del Edificio de la Clínica Fundación
Vida Silvestre
Proyecto Integrador**

Stephanie Sofía Gallardo Lastra

Ingeniería Civil

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

Quito, 20 de diciembre de 2016

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ
COLEGIO DE CIENCIAS E INGENIERÍA EL
POLITÉCNICO

**HOJA DE CALIFICACIÓN
DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

Diseño Estructural del Edificio de la Clínica Fundación Vida Silvestre

Stephanie Sofía Gallardo Lastra

Calificación:

Nombre del profesor, Título académico

Telmo Andrés Sánchez G, Ph. D.

Firma del profesor

Quito, 20 de diciembre de 2016

Derechos de Autor

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

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

Firma del estudiante:

Nombres y apellidos:

Gallardo Lastra Stephanie Sofía

Código:

00107688

Cédula de Identidad:

1718314741

Lugar y fecha:

Quito, diciembre de 2016

RESUMEN

El diseño estructural de un edificio consiste en determinar la ubicación de los elementos estructurales de sus pórticos, determinar la geometría de esos elementos y comprobar que resistan a las cargas tanto gravitacionales como sísmicas aplicadas. El presente trabajo describe el diseño de una estructura de dos pisos en acero para lo cual se realiza su modelación en el software ETABS en base a los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2015. El edificio que se diseña se construirá para ser una clínica para animales silvestres de la Fundación Vida Silvestre. El diseño escogido se ha determinado para satisfacer todos los requerimientos de arquitectura que tenía la estructura.

Palabras clave: diseño estructural, elementos estructurales, acero, cargas gravitacionales, cargas sísmicas, resistencia.

ABSTRACT

Structural design of a building consists in defining the location for the structural members of its porticos, defining the geometry of those members and checking whether they resist both gravitational loads and seismic loads applied. This work describes the design of a two-story structure in steel for which its modeling is done in the software ETABS in base of the requirements of the Ecuadorian Norm for Construction NEC 2015. The designed building will be built to be a veterinary clinic for the Foundation Wild Life. The chosen design has been determined to satisfy all the architectural requirements that the structure involved.

Key words: structural design, structural members, steel, gravitational loads, seismic loads, resistance.

TABLA DE CONTENIDO

Introducción	9
Antecedentes	9
Justificación	9
Objetivo.....	9
Definiciones.....	10
Unidades.....	13
Desarrollo del Tema.....	14
Descripción de la edificación.....	14
Materiales de la estructura	14
Códigos de referencia	14
Cálculo de cargas	15
Combinaciones de carga.....	22
Análisis estructural y resumen de resultados	23
Diseño de los elementos estructurales	33
Diseño de las cimentaciones	55
Conclusiones	66
Referencias bibliográficas	68

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Materiales de la estructura	14
Tabla 2: Factores para obtener el espectro elástico en aceleración	18
Tabla 3: Período (segundos) – Aceleración espectral (%gravedad)	18
Tabla 4: Períodos y frecuencias modales de la estructura	20
Tabla 5: Radios de participación modal de la estructura	20
Tabla 6: FX y FY en los modos 3 y 4	22
Tabla 7: Cargas sísmicas de la estructura	22
Tabla 8: Combinaciones de carga	23
Tabla 9: Geometría de Columna A4	34
Tabla 10: Propiedades de sección de columna A4	34
Tabla 11: Propiedades del material de columna A4	34
Tabla 12: Cargas últimas para la combinación de cargas 1.2D + 16L + 0.5S	41
Tabla 13: Geometría de viga principal	42
Tabla 14: Propiedades de sección de viga principal	43
Tabla 15: Propiedades del material de viga principal	43
Tabla 16: Cargas últimas para la combinación de cargas 1.2D + 16L + 0.5S	48
Tabla 17: Geometría de viga secundaria	49
Tabla 18: Propiedades de sección de viga secundaria	50
Tabla 19: Propiedades del material de viga secundaria	50
Tabla 20: Cargas últimas para la combinación de cargas 1.2D + 16L + 0.5S	53
Tabla 21: Radios Demanda/Capacidad comparativos	54
Tabla 22: Datos de los plintos	65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.....	16
Figura 2: Espectro sísmico elástico de diseño.....	19
Figura 3: Modelo de la estructura en ETABS.....	23
Figura 4: Vista en planta del piso 1.....	24
Figura 5: Vista en planta del piso 2.....	24
Figura 6: Propiedades de la sección CK166x166x6x8	26
Figura 7: Propiedades de la sección VK330x150x4x8	26
Figura 8: Propiedades de la sección VK250x130x4x8	27
Figura 9: Ubicación de las riostras en la estructura.....	29
Figura 10: Propiedades de la sección R1150x150x4	30
Figura 11: Derivas de piso de la estructura.....	31
Figura 12: Defornaciones de la estructura	31
Figura 13: Radio Demanda/Capacidad (P/M) por colores	32
Figura 14: Diagrama de fuerza axial para 1.2D + 16L + 0.5S.....	32
Figura 15: Diagrama de cortante para 1.2D + 16L + 0.5S.....	33
Figura 16: Diagrama de momento opara 1.2D + 16L + 0.5S	33
Figura 17: Columna A4.....	34
Figura 18: Diagramas de momento y fuerza axial para D en columna A4	41
Figura 19: Viga principal	42
Figura 20: Diagramas de cortante y momento para la carga viva en viga principal	49
Figura 21: Viga secundaria	49
Figura 22: Diagramas de cortante y momento para la carga viva en viga secundaria ...	54
Figura 23: Diagrama de plinto	55
Figura 24: Vista en planta del plinto.....	57

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

La Fundación Vida Silvestre Ecuador es una organización sin fines de lucro, enfocada en la conservación de la flora y fauna del Ecuador. En busca de brindar una atención médica, quirúrgica, hospitalaria y de diagnóstico a los animales silvestres ecuatorianos, y de poder cuidar íntegramente de animales como reptiles, mamíferos y aves, la Fundación se ha enfocado en la construcción de una clínica para animales silvestres, la cual estará ubicada en el Ilaló. Ésta sería la primera clínica para animales silvestres de la ciudad de Quito, ofreciendo un servicio único y de alta importancia para la comunidad. La clínica contará con salas de patología, incubadora, bioterio, cuarentena, consultorio, rayos x, cirugía y hospitalización para aves, reptiles y mamíferos.

Justificación

Debido a la importancia de que exista una clínica de ésta índole en la ciudad y sus alrededores, su construcción es de carácter urgente y además con miras de un cambio de lugar o ampliaciones en los próximos años. Es así, que el tipo de estructura escogido para la construcción de este edificio es la estructura metálica de acero, la cual se construye con mayor rapidez que el hormigón y puede ser removida fácilmente de ser necesario.

Objetivo

Realizar el diseño estructural del edificio de la clínica Fundación Vida Silvestre a un bajo costo y cumpliendo con lo estipulado Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. Este diseño incluye la estructura de acero el cual ha sido modelado haciendo uso del software ETABS 2015 y además incluye un diseño de las cimentaciones en hormigón.

Definiciones

Cargas permanentes (carga muerta).

“Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Carga viva.

“La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizara en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Altura de piso.

“Es la distancia vertical medida entre el terminado de piso o de nivel de terreno y el terminado de la losa de nivel inmediatamente superior.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Acelerogramas.

“Serie temporal o cronológica de valores de aceleración que se han registrado durante un sismo. En el registro se puede notar una aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Coeficiente de importancia.

“Coeficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Cortante basal de diseño.

“Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada a la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Deriva de piso.

“Desplazamiento lateral relativo de un piso – en particular por la acción de una fuerza horizontal – con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Ductilidad.

“Capacidad de la estructura, de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales elásticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Espectro de respuesta para diseño.

“El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Estructura.

“Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Fuerzas sísmicas de diseño.

“Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Período de vibración.

“Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Período de vibración fundamental.

“Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Pórtico especial sismo resistente con diagonales rigidizadoras.

“Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismo resistente como por diagonales estructurales, concéntricas o no, adecuadamente dispuestas espacialmente diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Sismo de diseño.

“Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico.”
(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Z (factor).

“El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.”
(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Unidades

- Aceleraciones: m^2/s
- Alturas: m
- Áreas: m^2
- Fuerzas y cargas: kN o kN/m^2
- Masas: kg
- Períodos: s
- Peso específico: kg/m^3
- Presión: Pa o N/m^2
- Resistencias: kPa /MPa
- Velocidad: m/s

DESARROLLO DEL TEMA

Descripción de la edificación

La estructura es un edificio sismorresistente de dos niveles con luces de 6.00 x 6.00 [m] y 6.00 x 8.00 [m] medidos entre los ejes de las columnas y con una altura de piso de 2.90 [m]. En ambos niveles se utilizará un deck metálico con relleno de hormigón como losa y las paredes serán de bloque de hormigón. El sistema estructural está diseñado para resistir tanto cargas gravitatorias como cargas sísmicas.

Materiales de la estructura

Los elementos estructurales del edificio han sido perfiles de acero convencionales escogidos en función del diseño arquitectónico con un acero estructural de grado 50. Además, para la losa se utilizará un deck metálico de acero estructural grado 50 así como hormigón con un $f'_c = 21$ MPa. Por último, los materiales para las cimentaciones consistirán de hormigón con un $f'_c = 23.54$ MPa y de acero con un $f_y = 411.88$ MPa. En resumen, la resistencia de los materiales se muestra a continuación:

Elemento estructural	Material	f'_c (MPa)	f_y (MPa)
Perfiles estructurales	Acero		344.74
Losa	Acero		344.74
	Hormigón	21.00	
Cimentaciones	Acero		411.88
	Hormigón	23.54	

Tabla 1: Materiales de la estructura

Códigos de Referencia

Los elementos de acero de la estructura han sido diseñados de acuerdo a las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015 y del manual

“Specification for Structural Steel Buildings” del American Institute of Steel Construction AISC, 2014.

Cálculo de cargas

El cálculo de cargas permanentes y variables de la estructura se aplicaron en base al código de la NEC, del capítulo NEC-SE-CG para Cargas, secciones 3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 4.1 y 4.2. Además, el cálculo de las cargas sísmicas se basó en el código de la NEC, el capítulo NEC-SE-DS para Peligro Sísmico, diseño sismo resistente, sección 6.

Carga muerta D.

Para el cálculo de carga muerta se consideró el peso propio de la estructura. Además, se consideró una sobrecarga equivalente a 1 kN/m^2 para la cubierta y a 2 kN/m^2 para la losa que soporta el segundo nivel. Esta sobrecarga se aplica para tomar en cuenta la acción de la mampostería y acabados.

Carga viva L.

Para el cálculo de carga viva se consideró una carga sobre la losa equivalente a 0.7 kN/m^2 para la cubierta plana y a 2 kN/m^2 para la losa que soporta el segundo nivel.

Carga de granizo S.

La carga de granizo considerada para la estructura es equivalente a 0.5 kN/m^2 para la cubierta plana.

Carga sísmica E.

En el cálculo de carga sísmica se utilizó el método del análisis modal espectral para calcular las fuerzas sísmicas. Para este método se especifica un sismo de diseño el cual se

determina a partir del mapa de peligro sísmico de la NEC. Los efectos dinámicos de este sismo se pueden modelar mediante un espectro elástico de diseño.

El espectro elástico de diseño se calculó en base al sismo de diseño para un período de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Para determinar la aceleración máxima esperada para este sismo de diseño, es decir, el factor Z se utilizó el mapa de zonificación sísmica de la NEC (Figura 1).

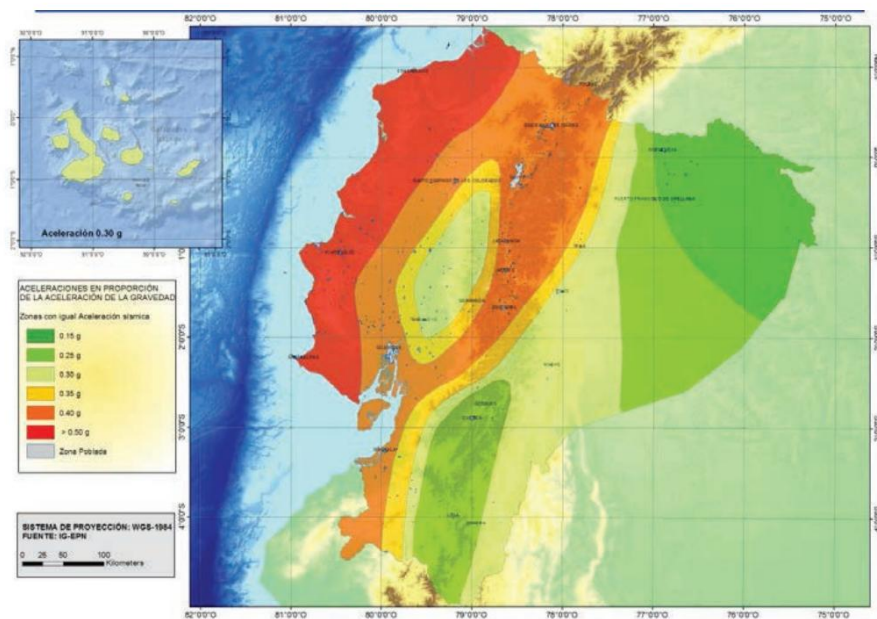


Figura 1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

La edificación en particular será construida en las faldas del volcán Ilaló, donde se identifica un factor $Z = 0.40$. El tipo de suelo identificado en la zona es un suelo tipo D ubicado en la Sierra, según la NEC este tipo de suelo tiene la siguiente descripción: Perfiles de suelos rígidos que cumplan con una velocidad de onda de cortante mayor a 180 m/s y menor a 360 m/se; o perfiles de suelos rígidos que cumplan con un número de golpes de ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo mayor a 15.0 y menor a 50.0, ó una resistencia al corte no drenado mayor a 50 kPa y menor a 100 kPa. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Espectro elástico de diseño.

La función de la aceleración respecto al período de la estructura, que se utiliza para obtener el espectro elástico de diseño, está dada como sigue:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_C}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_C$$

Donde:

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

r Factor usado en el espectro de diseño elástico.

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

T Período fundamental de vibración de la estructura.

T_C Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_d Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.

F_s Comportamiento no lineal de los suelos.

F_a , F_d y F_s dependen del tipo de perfil del subsuelo, así como de la zona sísmica y factor Z .

Estos factores se obtienen a partir de la información expuesta en el capítulo 3 de la NEC para Peligro Sísmico, en donde primero se identifica el valor del factor Z como se especificó antes y a partir de este dato y del tipo de suelo también ya identificado, se

encuentran los valores de F_a , F_d y F_s en base a la Sección 3.2.2. de la Norma. En esta sección también se expone que el factor η (relación de amplificación espectral) varía dependiendo de la región del Ecuador, siendo $\eta = 2.48$ para provincias de la Sierra. Por último, en la sección 3.3.1 se define un valor $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

Z	0.40
η	2.48
r	1.00
F_a	1.20
F_d	1.19
F_s	1.28

Tabla 2: Factores para obtener el espectro elástico en aceleración

Finalmente, estos son los valores que se obtienen a lo largo de la curva de la aceleración espectral como porcentaje de la gravedad en función del período.

T (s)	Sa (g)
0.000	0.2645
0.100	0.2645
0.200	0.2645
0.300	0.2645
0.400	0.2645
0.600	0.2645
0.700	0.2635
0.800	0.2157
0.900	0.1807
1.000	0.1543
1.200	0.1174
1.500	0.084
1.700	0.0696
2.000	0.0546
2.500	0.039
3.000	0.0297
3.500	0.0236
4.000	0.0193
5.000	0.0138
8.000	6.28E-3

Tabla 3: Período (segundos) – Aceleración espectral (%gravedad)



Figura 2: Espectro sísmico elástico de diseño ($S_a - T$)

Análisis modal espectral.

Para determinar cómo repercute la aceleración de la acción dinámica sísmica sobre la estructura se simplifica el sistema suponiendo que el sismo genera fuerzas horizontales en los pórticos de la estructura. (Alonso, 2013)

Como punto de partida en el método del análisis modal espectral, se requieren conocer los modos y frecuencias naturales del sistema los cuales se obtienen matemáticamente a partir de las matrices de masas y de rigidez de la estructura. Esto es importante ya que los desplazamientos que experimenta la estructura en relación a la aceleración sísmica dependen solamente de la frecuencia propia y del amortiguamiento de la estructura. Para esta estructura se tienen los modos de la Tabla 3 con sus períodos y frecuencias naturales.

Períodos y frecuencias modales de la estructura		
Modo	Período (s)	Frecuencia (ciclo/s)
1	0,688	1,453
2	0,381	2,626
3	0,269	3,716
4	0,25	3,997
5	0,112	8,943
6	0,104	9,607
7	0,056	17,809
8	0,055	18,081
9	0,054	18,673
10	0,053	18,699
11	0,004	266,538
12	0,004	268,576
13	0,004	271,902
14	0,004	272,195

Tabla 4: Períodos y frecuencias modales de la estructura

A partir de esta información se determinan los modos y períodos fundamentales, quienes son aquellos que por su participación de masa, suman un mínimo del 90 % de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales, X y Y. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Modo	Período (seg)	Radio de participación modal en X	Radio de participación modal en Y
1	0,688	0,047	0,000008076
2	0,381	0,0084	0,048
3	0,269	0,4276	0,4883
4	0,25	0,4804	0,4175
5	0,111	0,0243	0,028
6	0,104	0,0118	0,0177
7	0,056	0,0001	0
8	0,055	0	0,0001
9	0,054	0,0002	0
10	0,053	0	0,0002
11	0,004	0,00001949	0,00001951
12	0,004	0,0001	0,0001
13	0,004	0,00003698	0,00003699
14	0,004	0,0001	0,0001

Tabla 5: Radios de participación modal de la estructura

En el caso de esta estructura, son los modos 3 y 4 quienes controlan la estructura debido a que suman el 90.80% en X y 90.58% en Y.

Es necesario calcular las fuerzas sísmicas tanto por el método estático como por el método dinámico para así poder comprobar que las fuerzas sísmicas dinámicas o espectrales sean igual al 80% de las fuerzas sísmicas estáticas. Por el método estático, se toma en cuenta el efecto de las acciones sísmicas mediante la aplicación de un conjunto de fuerzas laterales a lo alto de la estructura. (Presichi, 2007) “La distribución de estas fuerzas es el resultado de suponer un primer modo de oscilación de forma triangular y despreciar el efecto de los modos superiores.” (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 1986)

Por otro lado, el método dinámico considera el análisis modal espectral considera todas las posibles respuestas de la estructura frente a sus modos de vibración combinándolas a través de una especie de promedio ponderado dependiente del factor de participación de cada modo y la dirección del sismo.

A continuación, se determina cuál es la fuerza que actúa debido al análisis estático. Esta fuerza viene dada por la fórmula de la cortante basal, la cual es una función del peso de la estructura, como se describe:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}W$$

Donde:

V	Cortante basal de diseño.
I	Factor de importancia. Para todas las estructuras de edificación y otras $I = 1.0$
$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración.
R	Factor de reducción sísmica. $R = 4.5$
ϕ_P	Coefficiente de irregularidad en planta. $\phi_P = 0.9$
ϕ_E	Coefficiente de irregularidad en elevación. $\phi_E = 0.9$
W	Carga sísmica reactiva. Esta carga se calcula como sigue:

$$W = D + SD$$

$$D = \text{Peso propio} + \text{Peso deck}$$

$$D = 29.84 \frac{kg}{m^2} 432 m^2 + 2400 \frac{kg}{m^2} (432 m^2)(0.075 m)$$

$$D = 90\,650.88 kg = 888.38 kN$$

$$SD = 1 \frac{kN}{m^2} 300 m^2 + 2 \frac{kN}{m^2} 132 m^2$$

$$SD = 564 kN$$

$$W = 1452.38 kN$$

Se calcula la fuerza de la cortante basal en cada dirección y de esta manera, se determinan las fuerzas cortantes en X y Y en el modo 3 y 4 de la estructura.

Modo	FX (kN)	FY (kN)
3	128.70	146.97
4	144.59	125.66
Σ	273.29	272.63

Tabla 6: FX y FY en los modos 3 y 4

En realidad, la fuerzas estáticas aplicadas son $FX = 300.98 kN$ y $FY = 300.98 kN$, esta diferencia sucede porque el programa considera todos los modos para el cálculo de las fuerzas, mientras que al sumar el modo 3 y 4, solamente se está obteniendo el 90% de las mismas.

Finalmente, el código permite que el valor del cortante total en la base sea mínimo el 80% del cortante basal obtenido por el método estático. En este caso se cumple con este requisito, por lo que en definitiva, las cargas sísmicas a las que está expuesta la estructura son:

	Fuerza sísmica en x (kN)	Fuerza sísmica en y (kN)
Sismo en x	240.83	109.67
Sismo en y	109.44	240.83

Tabla 7: Cargas sísmicas de la estructura

Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga consideradas son tomadas de la NEC-2015.

	Combinación de carga
1	$1.4 D$
2	$1.2 D + 1.6L + 0.5S$
5	$1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
7	$0.9D + 1.0E$

Tabla 8: Combinaciones de carga

(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Análisis estructural y resumen de resultados

La estructura fue modelada en el software ETABS replicada en un 100% como se muestra en a continuación.

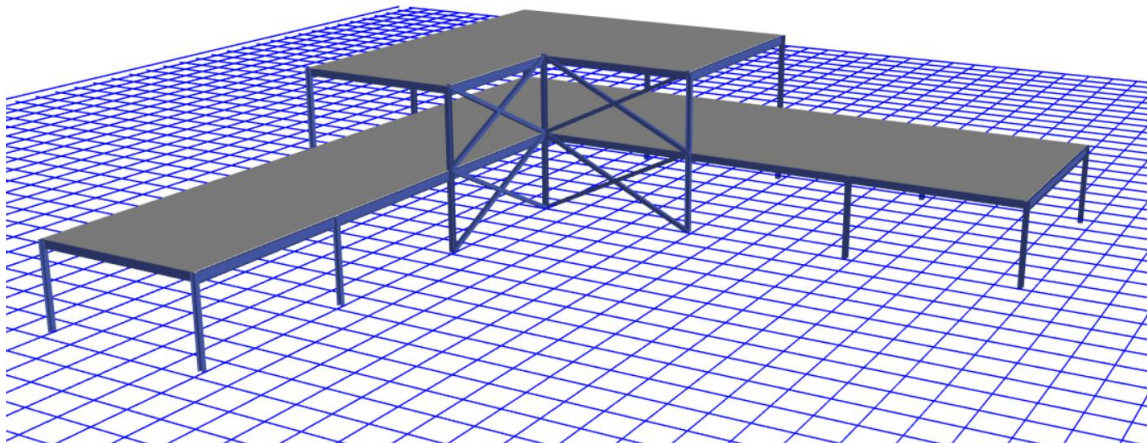


Figura 3: Modelo de la estructura en ETABS

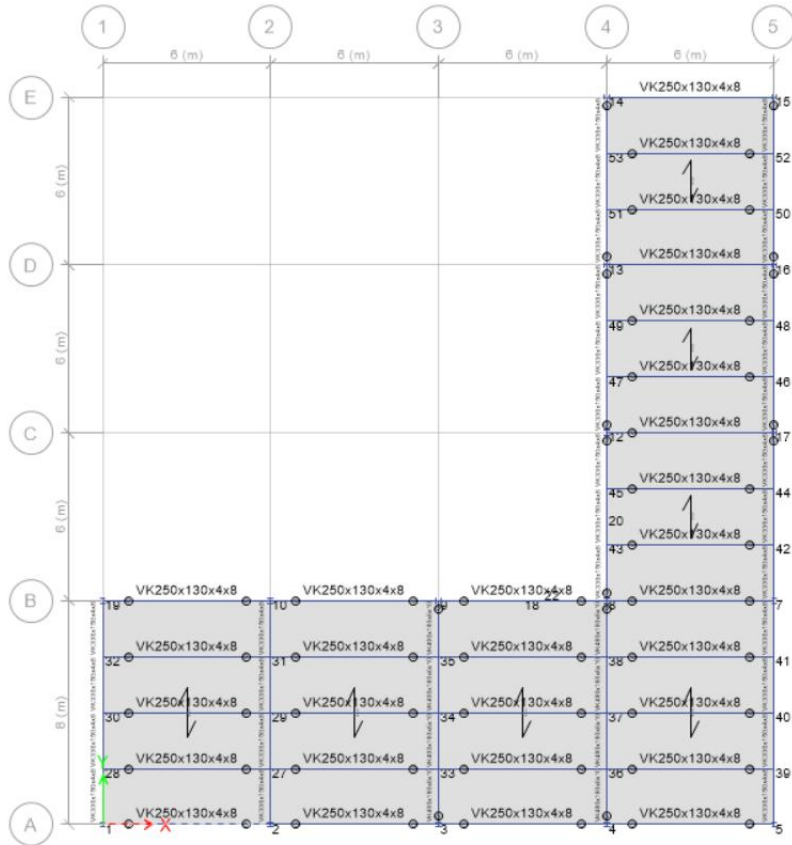


Figura 4: Vista en planta del piso 1

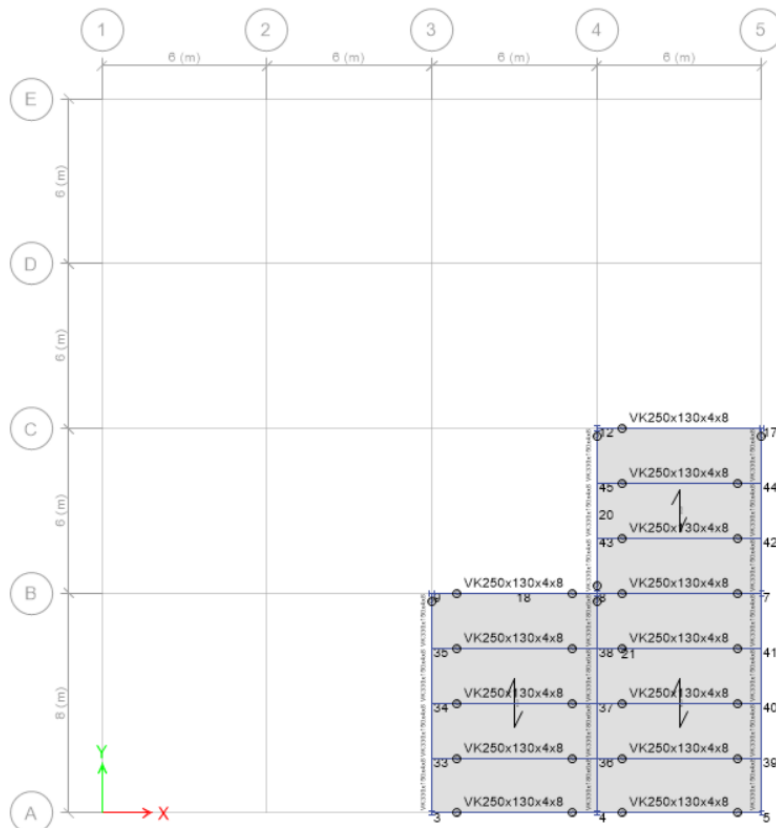


Figura 5: Vista en planta del piso 2

Para llegar a determinar tanto los elementos para las vigas y columnas, como la posición de los mismos y la implementación de las riostras, se llevó a cabo una serie de análisis iterativos con diferentes modelos. En total se llevaron a cabo 20 modelos diferentes, los cuales fueron estudiados para determinar si cumplen con las demandas de resistencia, derivas y peso adecuados. El peso límite para este proyecto en acero estructural fue de 30 kg m^2 .

Además, para comprobar las resistencias se utilizó la herramienta de ETABS, una vez llevado a cabo el análisis, se diseñan los elementos estructurales y se verifica el radio/demanda capacidad (P/M) de cada elemento, el cual no debe ser mayor a 1. Finalmente, la deriva máxima permitida para esta estructura está establecida por la NEC, donde dice que para estructuras metálicas la deriva máxima no debe exceder el 2% de la altura de piso. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

En el primer modelo de la estructura, se escogieron secciones transversales para las columnas y para las vigas aproximadas, así como una distribución y orientación para las mismas. En este caso, todas las columnas se diseñaron con CK166x166x6x8, las vigas principales con VK330x150x4x8 y las vigas secundarias con VK250x130x4x8.

Así se definen las secciones en el programa:

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: CK166x166x6x8

Material: A992Fy50

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	0,166	m
Top Flange Width	0,166	m
Top Flange Thickness	0,008	m
Web Thickness	0,006	m
Bottom Flange Width	0,166	m
Bottom Flange Thickness	0,008	m
Fillet Radius	0	m

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK Cancel

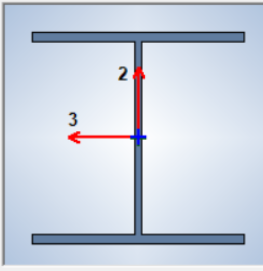


Figura 6: Propiedades de la sección CK166x166x6x8

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VK330x150x4x8

Material: A992Fy50

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	0,33	m
Top Flange Width	0,15	m
Top Flange Thickness	0,008	m
Web Thickness	0,004	m
Bottom Flange Width	0,15	m
Bottom Flange Thickness	0,008	m
Fillet Radius	0	m

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK Cancel

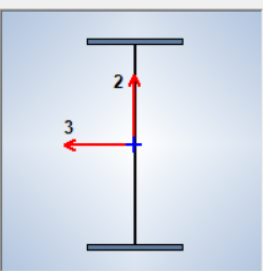


Figura 7: Propiedades de la sección VK330x150x4x8

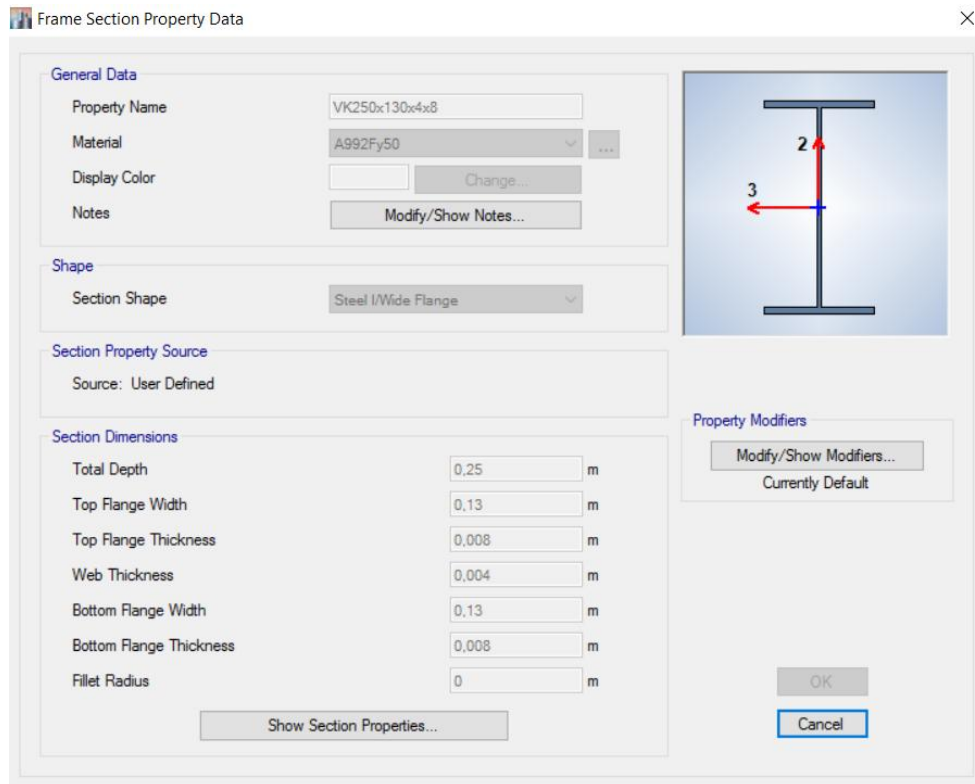


Figura 8: Propiedades de la sección VK250x130x4x8

A pesar de que este modelo contenía el peso más liviano de estructura, presentó resultados inadecuados en cuanto al radio capacidad/demanda de varios elementos, con un radio P/M de hasta 2.9 y derivas de piso superiores al 5%. Otra característica de este modelo fue que todas las columnas estaban orientados para que su eje fuerte esté en la dirección x.

A partir de este modelo se procedió a realizar cambios estructurales para que los elementos resistan las cargas determinadas. En el siguiente modelo, las columnas de los ejes A y B se cambiaron de dirección para que su eje fuerte esté en la dirección y. Además, se colocaron riostras en tres pórticos distintos. Esto redujo significativamente la deriva máxima a un 3%, sin embargo el mayor radio P/M encontrado continuó por sobre 2.0 para elementos como las columnas de dos pisos.

Debido a que las fallas principales se encontraban en las resistencias de las columnas, lo siguiente que se realizó fue cambiar las secciones de las columnas a unas más fuertes, así se trabajó también con columnas CK180x180x6x10 y CK210x210x8x10. Con este cambio,

las derivas máximas se redujeron hasta 1.5% y el radio P/M máximo fue de 1.15 con un peso de 29.11 kg m^2 . A pesar de que este modelo completaba todos los requisitos fundamentales, se procedió a comprobar la estructura y se encontró que el deck no tenía relleno de hormigón, por lo que su peso no estaba siendo considerado en su totalidad.

Es así, que se cambió el deck a uno con relleno y en este caso no se cumplieron todos los requisitos. Por esta razón, se colocaron riostras en un pórtico en x central y uno en y también central. Con estas implementaciones, el modelo funcionaba pero su peso superaba los 30 kg m^2 .

La siguiente consideración que se tuvo fue la de cambiar el tipo de conexiones de las vigas con las columnas. Esto para que el peso debido a ciertas cargas laterales sísmicas no lleguen directamente a las columnas si no que más bien, las vigas sean expuestas como elementos de falla. En este paso además, se comprobó que todas las vigas secundarias estén conectadas por articulaciones.

Otras opciones que se consideraron para aumentar la resistencia de los elementos fue la de aumentar sus secciones transversales. Sin embargo esto no resultó en el caso de las columnas, de falla, ya que por más que se aumentó el tamaño hasta columnas CK250x250x8x10 las columnas igualmente fallaban con la carga sísmica en una u otra dirección.

Al determinar que la falla principal sucedía gracias a las cargas sísmicas, la mejor opción para resolver las resistencias de estas columnas fue la de cambiar de orientación a las mismas. Esto se debe a que las secciones tienen un lado mucho más resistente que el otro en cuanto a momentos debido a la naturaleza de su geometría que es en forma de I. En las siguientes iteraciones se procedió a cambiar el sentido de las columnas en una u otra dirección para catalogar como se comporta mejor la estructura.

Un problema importante que se encontró en el análisis modal fue que su falla principal se debía a torsión, esto también pudo ser solucionado con la orientación de las columnas. No obstante, también se optó por colocar riostras que vayan en los dos pisos de la estructura para así controlar la rigidez y llevarla a un centro de masa. Las riostras están ubicadas como muestra la Figura 9. Es también importante mencionar, que cuando se intentó colocar riostras en un solo piso de la estructura, las riostras parecían no tener un mayor efecto, además de que no eran centrales ni suficientes. La sección transversal que se escogió para las riostras fue una sección cuadrada tubular de 150 mm x 150 mm x 4 mm de espesor.

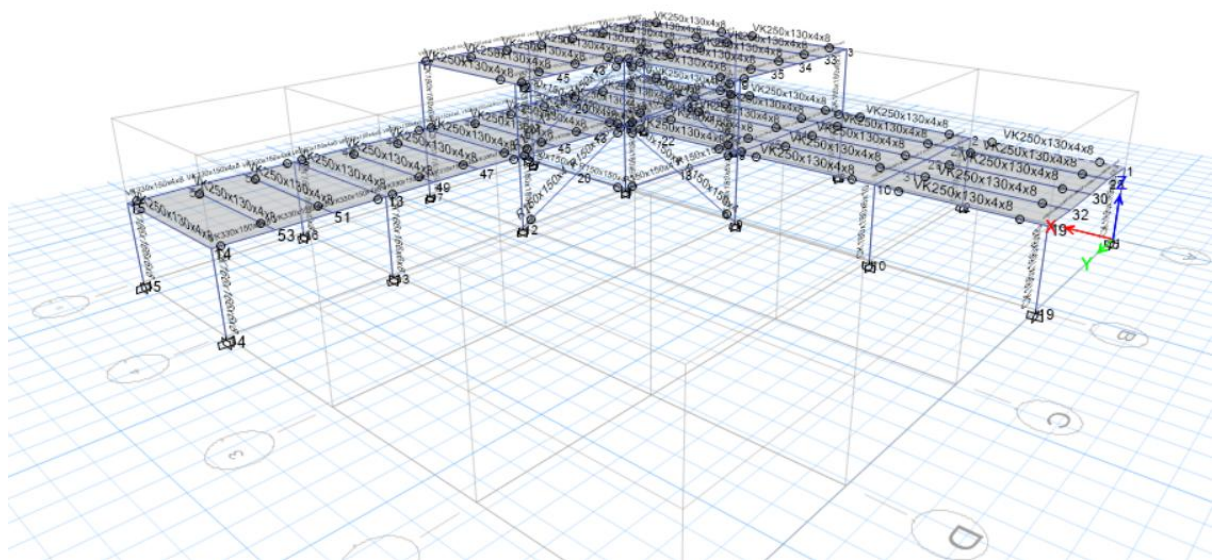


Figura 9: Ubicación de las riostras en la estructura

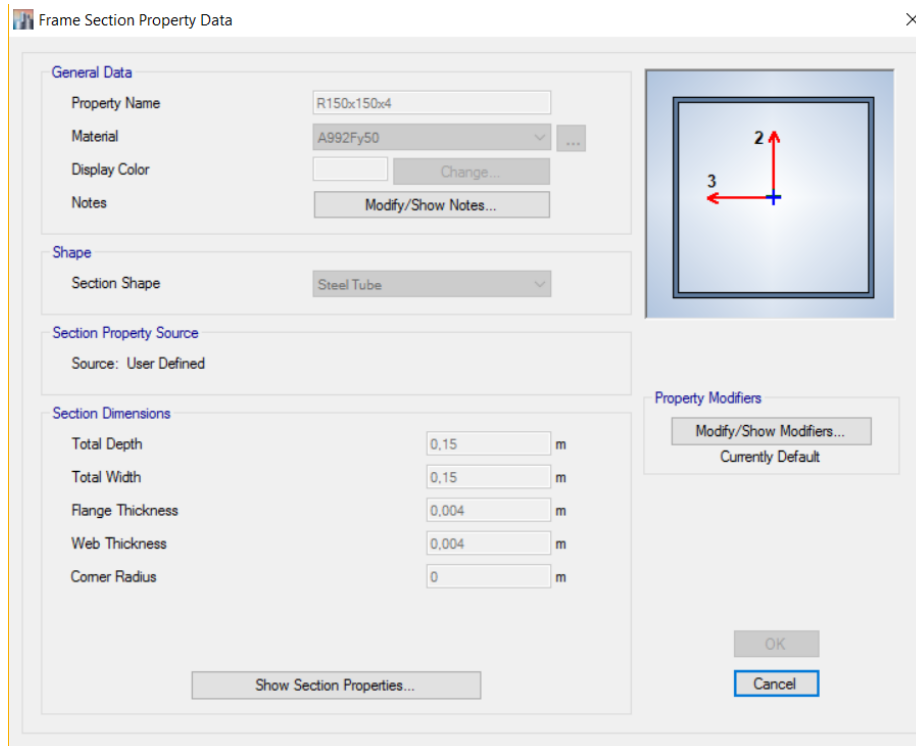


Figura 10: Propiedades de la sección R1150x150x4

Una vez incluidas las riostras descritas en la estructura, se notó que los elementos de las columnas no tenían ningún problema, y que más bien algunas vigas comenzaron a presentar fallas. Lo siguiente que se hizo fue aumentar las secciones transversales para las vigas requeridas. Esto hizo que algunas de las vigas principales sean VK330x180x6x8, VK400x180x6x10 y VK480x180x6x10.

Debido también, a que las columnas dejaron de presentar dificultades, y que más bien tenían una alta resistencia; se procedió a reducir algunas secciones de las columnas. De esta manera, todas las columnas de dos pisos tienen CK180x180x6x10 más 2 columnas de un piso; y 6 columnas de un piso tienen CK166x166x6x8.

Finalmente, con esta selección de los elementos para vigas, columnas y riostras; orientación y ubicación de los mismos; se logró una estructura de las siguientes características:

- Peso= 12.89 ton
- Peso/área=29.84 kg m²

- Deriva máxima= 1.14% para el sismo en x en el segundo piso

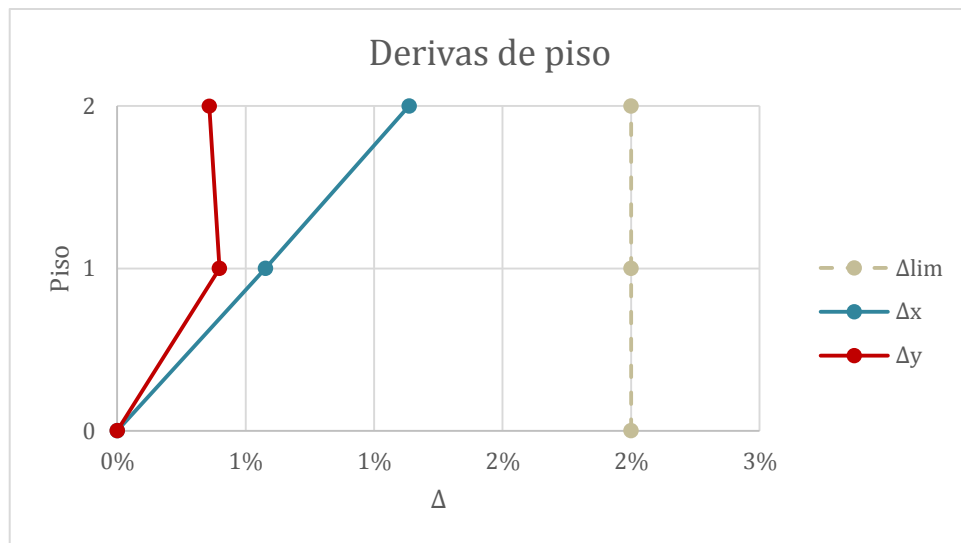


Figura 11: Derivas de piso de la estructura

- Deformaciones:

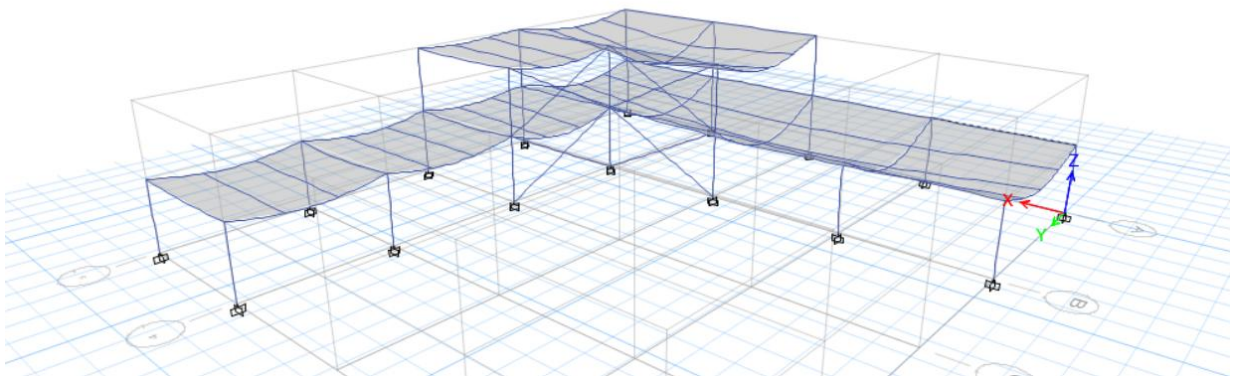


Figura 12: Deformaciones de la estructura

- Radio Demanda/Capacidad:

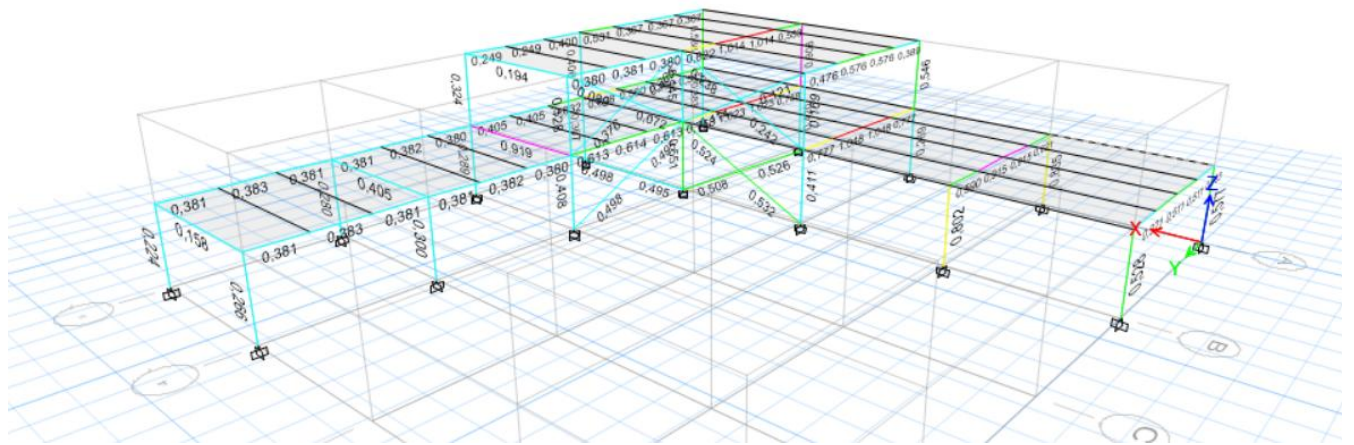


Figura 13: Radio Demanda/Capacidad (P/M) por colores

En la Figura 13 se puede ver que los elementos que fallan (en color rojo) son la parte interna de las vigas principales. Debido que la combinación de cargas por la que fallan es $1.2D + 16L + 0.5S$, se analiza los elementos en esta combinación de cargas gravitacionales.

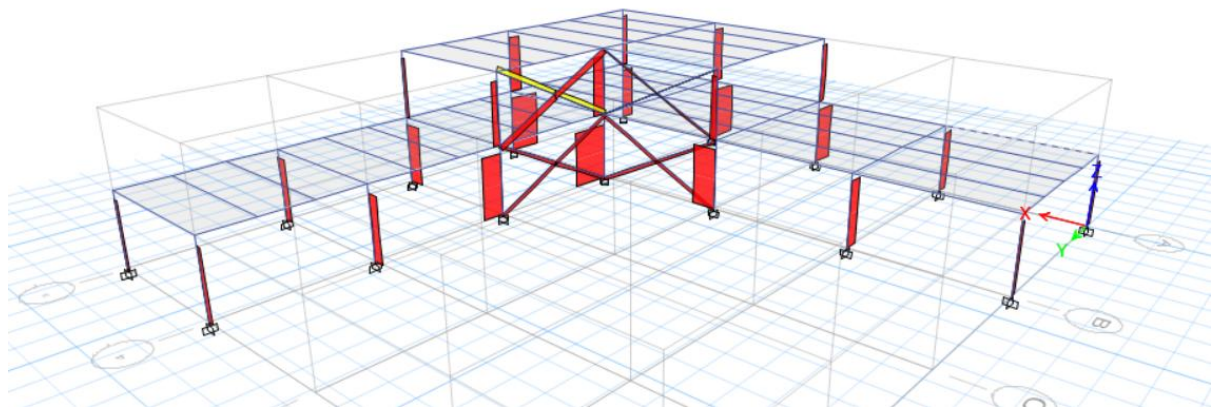


Figura 14: Diagrama de fuerza axial para $1.2D + 16L + 0.5S$

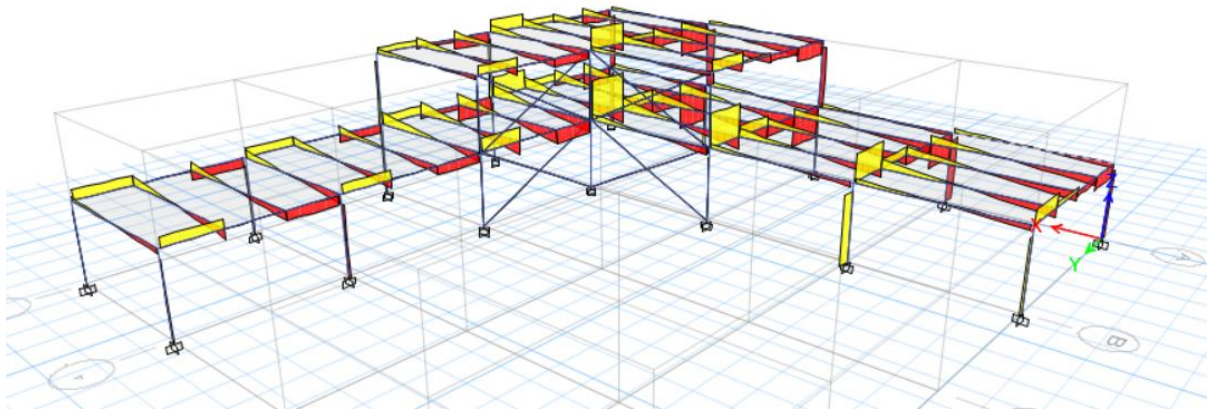


Figura 15: Diagrama de cortante para $1.2D + 16L + 0.5S$

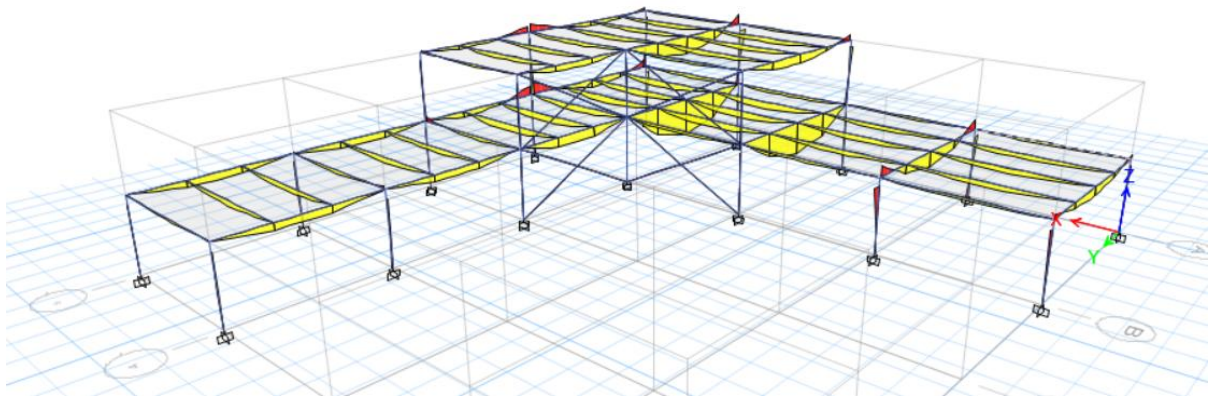
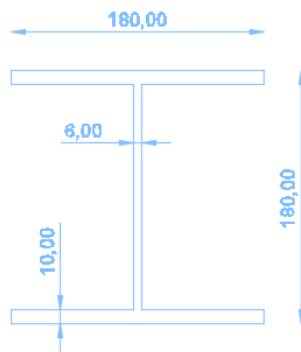


Figura 16: Diagrama de momento para $1.2D + 16L + 0.5S$

Diseño de los elementos estructurales

Con el propósito de comprobar el radio demanda/capacidad de los elementos estructurales, se han escogido aquellos elementos con el mayor radio demanda/capacidad encontrados. De esta manera, se procede a obtener las resistencias y esfuerzos máximos sobre la columna A4, la viga principal del eje 3 entre las columnas 3A y 3B, y una viga secundaria interna dentro del pórtico conformado por las columnas 3A, 3B, 4A y 4B.

Columna A4.**Geometría de la Sección**

b_f (mm)	180
t_f (mm)	10
h (mm)	160
t_w (mm)	6
h_0 (mm)	170

Figura 17: Columna A4

Tabla 9: Geometría de Columna A4

Propiedades de Sección

A (mm ²)	4560
\bar{y} (mm)	90
I_x (mm ⁴)	28 088 000
S_x (mm ³)	312 088.89
r_x (mm)	78.48
Z_x (mm ³)	344 550
\bar{x} (mm)	90
I_y (mm ⁴)	9 722 880
S_y (mm ³)	108 032
r_y (mm)	46.18
Z_y (mm ³)	163 000
J (mm ⁴)	132 200

Tabla 10: Propiedades de sección de Columna A4

Propiedades del Material

E (kN/m ²)	200 000 000
f_y (kN/m ²)	344 737.89

Tabla 11: Propiedades del Material de Columna A4

En donde:

- b_f Ancho del patín.
- t_f Espesor del patín.
- h Ancho del patín.
- t_w Espesor del alma.
- h Distancia entre los centroides de los patines.

- A** Área de la sección transversal.
- y** Distancia al eje neutro en x.
- I_x** Inercia respecto a x. Calculado por el teorema de los ejes paralelos.
- $$I_x = I_c + Ad^2$$
- S_x** Módulo de sección elástico sobre el eje x. $S_x = \frac{I_x}{c}$
- r_x** Radio de giro sobre el eje x. $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$
- Z_x** Módulo de sección plástico sobre el eje x.
- x** Distancia al eje neutro en y.
- I_y** Inercia respecto a y. Calculado por el teorema de los ejes paralelos.
- $$I_y = I_c + Ad^2$$
- S_y** Módulo de sección elástico sobre el eje y. $S_y = \frac{I_y}{c}$
- r_y** Radio de giro sobre el eje y. $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$
- Z_y** Módulo de sección plástico sobre el eje y.
- J** Constante torsional.
- E** Módulo de elasticidad del acero.
- F_y** Mínimo esfuerzo de fluencia especificado.

Diseño a compresión.

Para los elementos sujetos a compresión, como el caso de esta columna, se chequean los estados límite de pandeo local de los miembros de la sección y pandeo global.

Pandeo local.

A compresión, las secciones están clasificadas por su esbeltez. Se dice que una sección no esbelta es aquella cuyo radio $\lambda = \text{ancho/espesor}$ de sus elementos de compresión no exceden a $\lambda_r = \text{radio límite de esbeltez}$. Según la Tabla B4.1a del Manual de Construcción en Acero del AISC (AISC American Institute for Steel Construction, 2011), para patines de secciones I ensambladas el radio límite de esbeltez es el siguiente:

$$\lambda_{rf} = 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$$

En donde:

λ_{rf} Radio límite de esbeltez ancho/espesor para patines

$$k_c = \frac{4}{h t_w}; \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

El radio de esbeltez para el alma de secciones I simétricas es:

$$\lambda_{rw} = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

En donde:

λ_{rw} Radio límite de esbeltez ancho/espesor para el alma

De esta manera, se calculan los radios λ_f para los patines y λ_w para el alma y se los compara con sus radios límite de las ecuaciones anteriores.

Para los patines:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 9$$

$$k_c = 0.76$$

$$\lambda_{rf} = 13.44$$

$$\lambda_f < \lambda_{rf} \therefore \text{patines no esbeltos}$$

Y para el alma:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 26.67$$

$$k_c = 0.76$$

$$\lambda_{rw} = 35.88$$

$$\lambda_w < \lambda_{rw} \therefore \text{alma no esbelta}$$

En resumen, la sección no contiene miembros esbeltos a compresión.

Pandeo global.

El pandeo global, o pandeo por flexión para secciones sin miembros esbeltos se calcula en base al estado límite de pandeo por flexión. (AISC American Institute for Steel Construction, 2011)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

En donde:

P_n Fuerza nominal por flexión.

F_{cr} Esfuerzo crítico.

El esfuerzo crítico se obtiene a través del factor de esbeltez, $\frac{KL}{r}$ para un $L = 2900 \text{ mm}$ correspondiente a la longitud lateral libre de la columna y $K = 1.0$ correspondiente al factor de longitud efectiva para elementos simplemente apoyados.

La esbeltez de la columna es calculada tanto en el sentido x como y para comprobar cuál controla.

$$\frac{KL}{r}_x = 36.95$$

$$\frac{KL}{r}_y = 62.8$$

$\therefore \frac{KL}{r}$ y *controla*

Para determinar si el pandeo se encuentra en la zona elástica o plástica de la sección, se tiene el estado límite 4.71 $\frac{\bar{E}}{F_y} = 113.43$ que se compara con la esbeltez.

Según AISC (Capítulo E3), estamos en la zona plástica de la sección ya que $\frac{KL}{r} <$

4.71 $\frac{\bar{E}}{F_y}$ y por lo tanto, el esfuerzo crítico se calcula como sigue:

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} F_y$$

En donde:

F_e Esfuerzo de pandeo elástico determinado por la ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

(AISC American Institute for Steel Construction, 2011)

A partir de los datos que conocemos para la sección, los resultados para F_e , F_{cr} y P_n son los siguientes:

$$F_e = 500\,352.54 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{cr} = 258\,373.81 \text{ kN/m}^2$$

$$P_n = 1\,178.18 \text{ kN}$$

Para un factor de seguridad al pandeo $\phi = 0.90$. Se obtiene ϕP_n , la fuerza a compresión de diseño.

$$\phi P_n = 1060.38 \text{ kN}$$

Diseño a flexión.

Los elementos sujetos a flexión deben ser analizados para efectos de fluencia y pandeo lateral torsional. El capítulo F del Manual de Construcción en Acero del AISC explica cómo llegar a encontrar el momento a flexión de diseño, ϕM_n . Para este caso, corresponde la sección F2 del manual para secciones tipo I doblemente simétricas sin miembros esbeltos.

Es necesario conocer la longitud entre los puntos de apoyo, L_b y las longitudes críticas L_p y L_r .

$$L_b = \text{altura de piso}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y} \left[\frac{Jc}{S_x h_0} + \frac{Jc^2}{S_x h_0^2} + 6.76 \frac{0.7 F_y}{E} \right]}$$

En donde

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_0}{2 S_x} \text{ Para secciones I doblemente simétricas. } r_{ts} = 51.46 \text{ mm}$$

$$c = 1.0$$

Entonces se obtiene:

$$L_b = 2\,900 \text{ mm}$$

$$L_p = 1\,957.40 \text{ mm}$$

$$L_r = 6\,238.45 \text{ mm}$$

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$ el momento nominal a flexión M_n está dado por el pandeo lateral torsional en la zona plástica. Para calcular M_n se tiene la ecuación:

$$M_n = C_b \left[M_p - 0.7 F_y S_x \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$

Donde:

M_p Momento plástico dado por la fluencia. $M_p = F_y Z_x$

C_p Factor de modificación por pandeo lateral torsional. $C_p = 2.149$

Así se obtiene para el eje fuerte, con un factor de seguridad $\phi = 0.90$ para flexión:

$$M_p = 118.78 \text{ kN m}$$

$$M_n = 118.78 \text{ kN m}$$

$$\boxed{\phi M_{n(x)} = 106.90 \text{ kN m}}$$

Para el eje débil se tiene:

$$M_p = 56.19 \text{ kN m}$$

$$M_n = 56.19 \text{ kN m}$$

$$\boxed{\phi M_{n(y)} = 50.57 \text{ kN m}}$$

Fuerzas últimas.

Para calcular la fuerza axial última y el momento último aplicados sobre el elemento, se analizaron los diagramas de fuerza axial, momento en el eje fuerte y momento en el eje débil. Y se consideró la combinación de cargas que ETABS calculó como la más crítica.

De esta manera, la combinación de cargas a analizar tanto para P_u como para M_u es:

$$1.2D + 16L + 0.5S$$

De los diagramas de fuerza axial y momento se obtiene la siguiente información:

Carga	$M_{u(x)}$ (kN m)	$M_{u(y)}$ (kN m)	P_u (kN)
D	35.89	-0.1296	-53.33
SD	18.50	-0.2227	-26.55
L	13.078	-0.2487	-18.60
S	9.13	0.0432	-13.24
1.2D + 16L + 0.5S	90.655	0.799	132.24

Tabla 12: Cargas últimas para la combinación de cargas $1.2D + 16L + 0.5S$

A partir de esta información se comprueba que:

$$M_{u(x)} < \phi M_{n(x)}$$

$$M_{u(y)} < \phi M_{n(y)}$$

$$P_u < \phi P_n$$

Se pueden observar los diagramas de fuerza axial y momento para la carga muerta sobre la columna a continuación:

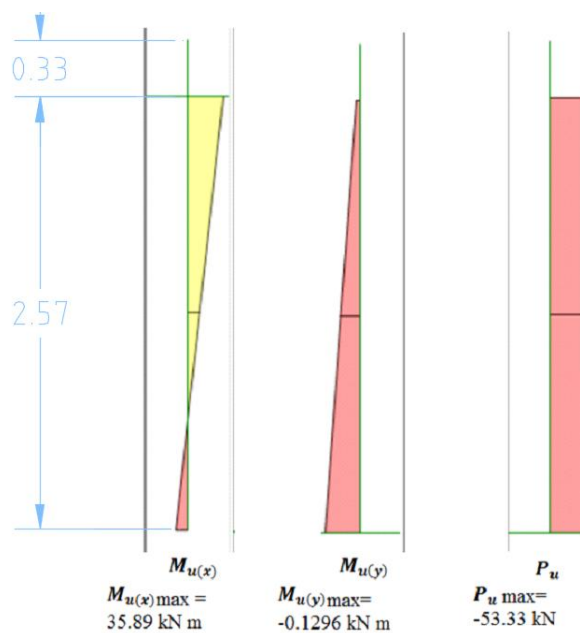


Figura 18: Diagramas de momento y fuerza axial para la carga muerta en columna A4

Finalmente, para obtener el radio demanda/capacidad se basa en el capítulo H del manual del AISC. Se calcula $\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.125$.

Cuando $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$

$$D_C = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{u(x)}}{\phi M_{n(x)}} + \frac{M_{u(y)}}{\phi M_{n(y)}}$$

$$D_C = 0.926$$

Viga principal 3A – 3B.

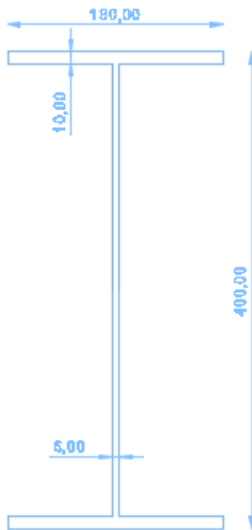


Figura 19: Viga principal

Geometría de la Sección

b_f mm	180
t_f mm	10
h mm	380
t_w mm	6
h_0 mm	390

Tabla 13: Geometría de viga principal

Propiedades de Sección

A mm^2	5880
y mm	200
I_x mm^4	164 356 000
S_x mm^3	821 780
r_x mm	167.19
Z_x mm^3	919 000
x mm	90
I_y mm^4	9 726 840
S_y mm^3	108 076
r_y mm	40.67
Z_y mm^3	165 000
J mm^4	148 100

Tabla 14: Propiedades de sección viga principal

Propiedades del Material

E kN m^2	200 000 000
f_y kN m^2	344 737.89

Tabla 15: Propiedades del Material viga principal

Diseño a flexión.

En el caso de las vigas sujetas a flexión, los estados límites que deben ser chequeados son: fluencia, pandeo lateral torsional, pandeo local y corte. En primer lugar, debe ser analizado el estado límite de pandeo local en base a la sección F3 del Manual de Construcción en Acero del AISC.

Pandeo local.

Para determinar si los patines de la sección son compactos, no compactos o esbeltos, se determina el radio de esbeltez del patín y se lo compara con los radios límites que se obtienen de las tablas B4.1a y B4.1b.

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

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

$$\lambda_{rf} = 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$$

En donde:

λ_f Radio límite de esbeltez ancho/espesor para patines.

λ_{pf} Esbeltez límite para un patín compacto.

λ_{rf} Esbeltez límite para un patín no compacto

$$k_c = \frac{4}{h t_w}; \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

Y se obtienen los siguientes resultados:

$$\lambda_f = 9$$

$$\lambda_{pf} = 9.15$$

$$k_c = 0.503$$

$$\lambda_{rf} = 10.93$$

$$\lambda_f < \lambda_{pf} \therefore \text{patines compactos}$$

Por lo tanto, el momento nominal a flexión puede ser calculado según la sección F2 del manual.

Además también se determina la esbeltez del alma con los respectivos radios de esbeltez.

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

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

En donde:

λ_w Radio límite de esbeltez ancho/espesor para el alma.

λ_{pw} Esbeltez límite para un alma compacta.

Obteniendo:

$$\lambda_w = 63.33$$

$$\lambda_{pw} = 90.55$$

$$\lambda_w < \lambda_{pw} \therefore \text{alma compacta}$$

Pandeo lateral torsional.

Para encontrar el momento a flexión de diseño, ϕM_n es necesario conocer la longitud entre los puntos de apoyo, L_b y las longitudes críticas L_p y L_r .

$L_b = \text{longitud de la viga libre}$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y} \left[\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0}^2 + 6.76 \frac{0.7 F_y}{E}} \right]}$$

En donde

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_0}{2S_x} \text{ Para secciones I doblemente simétricas. } r_{ts} = 48.04 \text{ mm}$$

$$c = 1.0$$

Entonces se obtiene:

$$L_b = 2\,000 \text{ mm}$$

$$L_p = 1\,723.86 \text{ mm}$$

$$L_r = 11\,561.42 \text{ mm}$$

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$ el momento nominal a flexión M_n está dado por el pandeo lateral torsional en la zona plástica. Para calcular M_n se tiene la ecuación:

$$M_n = C_b \left[M_p - 0.7F_y S_x \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$

Donde:

M_p Momento plástico dado por la fluencia. $M_p = F_y Z_x$

C_p Factor de modificación por pandeo lateral torsional. $C_p = 1.115$

Así se obtiene para el eje fuerte, con un factor de seguridad $\phi = 0.90$ para flexión:

$$M_p = 316.81 \text{ kN m}$$

$$M_n = 316.81 \text{ kN m}$$

$$\boxed{\phi M_{n(x)} = 285.13 \text{ kN m}}$$

Para el eje débil se tiene:

$$M_p = 56.88 \text{ kN m}$$

$$M_n = 56.88 \text{ kN m}$$

$$\phi M_{n(y)} = 51.19 \text{ kN m}$$

Diseño a corte.

Para calcular la fuerza nominal de corte se basa en el capítulo G del AISC el cual trata sobre diseño de miembros a corte. Para obtener la cortante nominal V_n se tiene la siguiente ecuación:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Donde

A_w Área del alma, profundidad total por el espesor del alma. $A_w = 2400 \text{ mm}^2$

Para obtener el valor de C_v , se compara la razón h/t_w como continúa:

$$h/t_w = 63.33$$

$$1.10 \sqrt{k_v E / F_y} = 59.24$$

$$1.37 \sqrt{k_v E / F_y} = 73.78$$

Para $k_v = 5$

Cuando $1.10 \sqrt{k_v E / F_y} < h/t_w < 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w}$$

$$C_v = 0.935$$

Así se obtiene:

$$V_n = 464.16 \text{ kN}$$

Para un factor de seguridad a corte $\phi = 0.90$

$$\phi V_n = 417.74 \text{ kN}$$

Fuerzas últimas.

Para calcular la cortante última y el momento último aplicados sobre el elemento, se analizaron los diagramas de cortante y momento en el eje fuerte. Y se consideró la combinación de cargas que ETABS calculó como la más crítica.

De esta manera, la combinación de cargas a analizar tanto para V_u como para M_u es:

$$1.2D + 16L + 0.5S$$

De los diagramas de cortante y momento se obtiene la siguiente información:

Carga	V_u (kN)	M_u (kN m)
D	-12.23	91.02
SD	-9.00	69.57
L	-8.10	62.61
S	-1.50	11.60
1.2D + 16L + 0.5S	31.40	298.68

Tabla 16 Cargas últimas para la combinación de cargas 1.2D + 16L + 0.5S

A partir de esta información se comprueba que:

$$M_u > \phi M_{n(x)}$$

En este caso, el excedente se analizará en el radio demanda/capacidad.

$$V_u < \phi V_n$$

Se pueden observar los diagramas de cortante y momento para la carga viva sobre la viga a continuación:

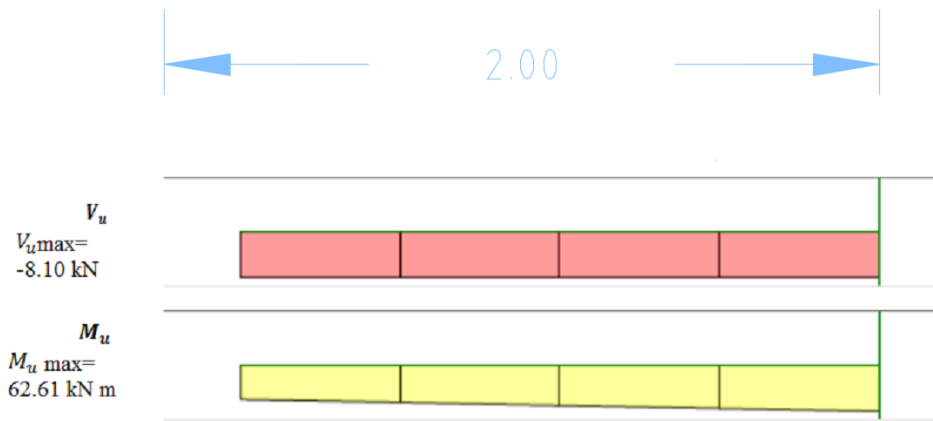


Figura 20: Diagrama de cortante y momento a carga viva de la viga principal

Finalmente, para obtener el radio demanda/capacidad se basa en el capítulo H del manual del AISC.

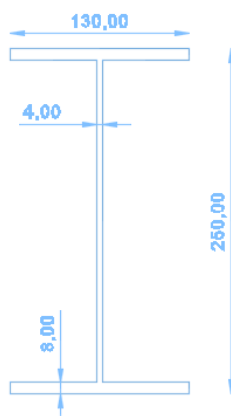
$$D_C = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{u(x)}}{\phi M_{n(x)}} + \frac{M_{u(y)}}{\phi M_{n(y)}}$$

En este caso solamente se considera el momento en el eje fuerte.

$$D_C = 1.048$$

Debido a que $D_C > 1.0$ quiere decir que la demanda excede la capacidad, sin embargo esto ocurre solamente por un 4.8% por lo que es tolerable.

Viga secundaria interna.



Geometría de la Sección

b_f mm	130
t_f mm	8
h mm	234
t_w mm	4
h_0 mm	242

Figura 21: Viga secundaria

Tabla 17: Geometría de la sección viga secundaria

Propiedades de Sección	
$A \text{ mm}^2$	3016
$y \text{ mm}$	125
$I_x \text{ mm}^4$	34 735 341.33
$S_x \text{ mm}^3$	277 882.73
$r_x \text{ mm}$	107.32
$Z_x \text{ mm}^3$	306 000
$x \text{ mm}$	65
$I_y \text{ mm}^4$	2 930 581.33
$S_y \text{ mm}^3$	45 085.87
$r_y \text{ mm}$	31.17
$Z_y \text{ mm}^3$	69 000
$J \text{ mm}^4$	49 540

Tabla 18: Propiedades de sección viga secundaria

Propiedades del Material	
$E \text{ kN m}^2$	200 000 000
$f_y \text{ kN m}^2$	344 737.89

Tabla 19: Propiedades del material viga secundaria

Diseño a flexión.

Al igual que en la viga principal, los estados límites que deben ser chequeados son: fluencia, pandeo lateral torsional, pandeo local y corte. En primer lugar, debe ser analizado el estado límite de pandeo local en base a la sección F3 del Manual de Construcción en Acero del AISC.

Pandeo local.

$$\lambda_f = 8.125$$

$$\lambda_{pf} = 9.15$$

$$k_c = 0.523$$

$$\lambda_{rf} = 11.15$$

$$\lambda_f < \lambda_{pf} \therefore \text{patines compactos}$$

Por lo tanto, el momento nominal a flexión puede ser calculado según la sección F2 del manual.

Además también se determina la esbeltez del alma.

$$\lambda_w = 58.50$$

$$\lambda_{pw} = 90.55$$

$$\lambda_w < \lambda_{pw} \therefore \text{alma compacta}$$

Pandeo lateral torsional.

Se obtienen la longitud entre los puntos de apoyo, L_b y las longitudes críticas L_p y L_r .

$$L_b = 3\,000 \text{ mm}$$

$$L_p = 1\,321.18 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = 35.72 \text{ mm}$$

$$L_r = 3\,631.78 \text{ mm}$$

$L_p < L_b \leq L_r \therefore M_n$ se calcula como sigue:

$$M_n = C_b \left[M_p - M_p - 0.7F_y S_x \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$

$$C_p = 1.14$$

Así se obtiene para el eje fuerte, con un factor de seguridad $\phi = 0.90$ para flexión:

$$M_p = 105.49 \text{ kN m}$$

$$M_n = 88.43 \text{ kN m}$$

$$\boxed{\phi M_{n(x)} = 79.58 \text{ kN m}}$$

Para el eje débil se tiene:

$$M_p = 23.79 \text{ kN m}$$

$$M_n = 16.43 \text{ kN m}$$

$$\boxed{\phi M_{n(y)} = 14.79 \text{ kN m}}$$

Diseño a corte.

Para calcular la fuerza nominal de corte se usa la ecuación:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$\text{Donde } A_w = 1000 \text{ mm}^2$$

Para obtener el valor de C_v , se compara la razón h/t_w como continúa:

$$h/t_w = 58.50$$

$$1.10 \sqrt{k_v E / F_y} = 59.24$$

$$\text{Para } k_v = 5$$

$$\text{Cuando } h/t_w < 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = 1.0$$

Así se obtiene:

$$V_n = 206.84 \text{ kN}$$

Para un factor de seguridad a corte $\phi = 0.90$

$$\boxed{\phi V_n = 186.16 \text{ kN}}$$

Fuerzas últimas.

Para calcular la cortante última y el momento último aplicados sobre el elemento, se analizaron los diagramas de cortante y momento en el eje fuerte. Y se consideró la combinación de cargas que ETABS calculó como la más crítica.

De esta manera, la combinación de cargas a analizar tanto para V_u como para M_u es:

$$1.2D + 16L + 0.5S$$

De los diagramas de cortante y momento se obtiene la siguiente información:

Carga	V_u (kN)	M_u (kN m)
D	-11.33	16.99
SD	-12.00	18.00
L	-12.00	18.00
S	0.00	0.00
1.2D + 16L + 0.5S	47.20	70.79

Tabla 20: Cargas últimas para la combinación de cargas $1.2D + 16L + 0.5S$

A partir de esta información se comprueba que:

$$M_u < \phi M_{n(x)}$$

$$V_u < \phi V_n$$

Se pueden observar los diagramas de cortante y momento para la sobre carga sobre la viga a continuación:

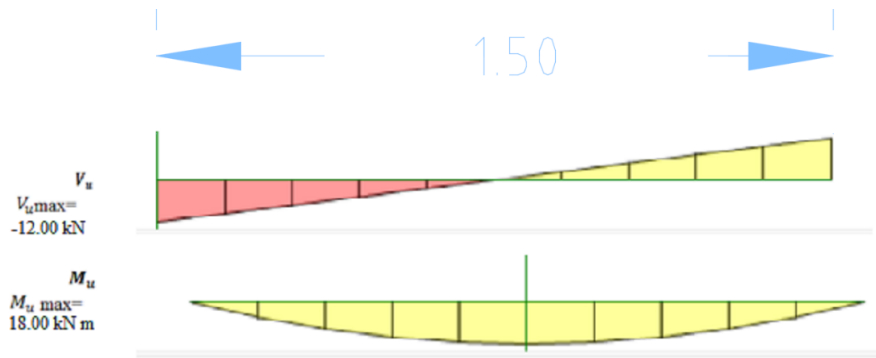


Figura 22: Diagrama de cortante y momento para la sobre carga viga secundaria

Finalmente, para obtener el radio demanda/capacidad se basa en el capítulo H del manual del AISC.

$$D_C = \frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{u(x)}}{\phi M_{n(x)}} + \frac{M_{u(y)}}{\phi M_{n(y)}}$$

En este caso solamente se considera el momento en el eje fuerte.

$$D_C = 0.889$$

En resumen, los radios Demanda/Capacidad para cada uno de estos elementos calculados a manos y calculados por ETABS son los siguientes:

Elemento	D/C a mano	D/C ETABS
Columna CK180x180x6x10	0.926	0.908
Viga Principal VK400x180x6x10	1.048	1.048
Viga Secundaria VK400x180x6x10	0.889	*No calcula por ser considerado elemento compuesto

Tabla 21: Radios Demanda/Capacidad comparativos

Tomando como dato las fuerzas que se generan en la base de esta estructura gracias a las cargas aplicadas, se proceden a diseñar las cimentaciones que soportarán la estructura metálica.

Diseño de las cimentaciones

El diseño escogido para las cimentaciones son plintos aislados de hormigón armado. El hormigón de diseño tiene un $f'_c = 240 \text{ kg cm}^2$ y el acero de refuerzo un $f_y = 4200 \text{ kg cm}^2$. El diseño de las cimentaciones se realiza en base a momentos, fuerzas cortantes provenientes de las columnas. Los plintos aislados son diseñados para flexión, corte y carga axial. El diagrama de un plinto se lo puede ver en la Figura 22.

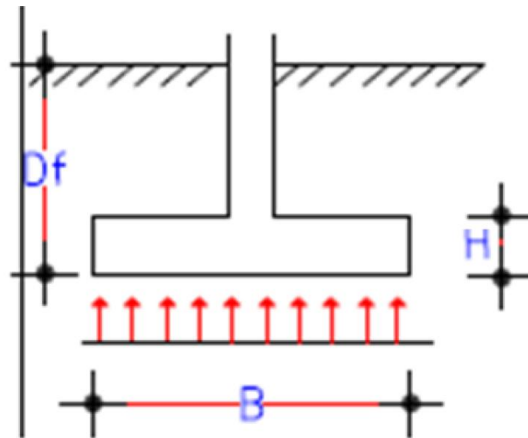


Figura 23: Diagrama de plinto

En donde D_f y H son iguales en todos los plintos y corresponden a:

D_f Profundidad del plinto. $D_f = 1.0 \text{ m}$

H Altura del plinto. $H = 50 \text{ cm}$

Las cargas consideradas son cargas gravitacionales muerta, viva y la sobrecarga; además de las cargas sísmicas en x y en y. La combinación de carga que rige ante gravedad es $U = 1.2D + 1.6$. Al tomar en cuenta la carga sísmica, se tiene: $U = 1.2D + 0.5L + E$ Los datos correspondientes a las cargas para cada plinto fueron obtenidos de los resultados del diseño del modelo en ETABS.

Geometría.

Para comenzar con el diseño se determina el área en planta del plinto. El área se calcula con esfuerzos de trabajo por lo que se requiere conocer la presión efectiva q_{ef} , del suelo tanto por gravitatorias como por efecto del sismo.

La presión efectiva a gravedad se calcula como sigue:

$$q_{ef,g} = q_a - q_r - q_w$$

Donde

$$q_a \quad \text{Presión admisible del suelo. } q_a = 20 \text{ tf } m^2$$

$$q_r \quad q_r = q_c + q_s$$

$$q_c \quad \text{Presión del concreto. } q_c = \gamma_c \times H = 2.4 \text{ tf } m^3 \cdot 0.5 \text{ m} = 1.2 \text{ tf } m^2$$

$$q_s \quad \text{Presión del suelo. } q_s = \gamma_s D_f - H = 1.7 \text{ tf } m^3 \cdot 1 - 0.5 \text{ m} = 0.85 \text{ tf } m^2$$

$$q_w \quad \text{Presión del agua. } q_w = 0 \text{ tf } m^2$$

Para calcular la presión efectiva por efectos del sismo, se tiene:

$$q_{ef,E} = 1.33q_a - (q_c + q_s) - q_w$$

Debido a que estas características son propias del suelo, $q_{ef,g} = 17.95 \text{ tf } m^2$ y

$q_{ef,E} = 24.55 \text{ tf } m^2$ para todos los plintos.

La ecuación utilizada para calcular el área del plinto por cargas gravitatorias es:

$$A_g = 1.30 \frac{P_{TOTAL}}{q_{ef}} = 1.30 \frac{P_D + P_L}{q_{ef,g}}$$

Para obtener el área por cargas sísmicas se tiene:

$$A_E = \frac{P_D + P_L + P_E}{q_{ef,E}}$$

De ambas se escoge la mayor.

La vista del plinto en planta se muestra en la Figura 24.

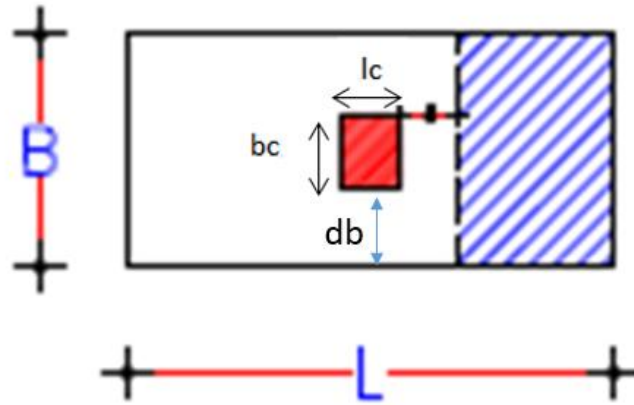


Figura 24: Vista en planta del plinto

Todos los plintos de la estructura tienen unas dimensiones de columna $l_c = b_c = 40 \text{ cm}$

Para determinar qué lado es mayor se tiene que si $M_x > M_y \rightarrow B > L$. En el pre dimensionamiento se debe establecer como fijo a uno de los dos valores para encontrar el otro.

Comprobación de presiones.

Después de seleccionar las dimensiones para B y L del plinto, se procede a comprobar las presiones; en caso de que éstas no cumplan, se debe optimizar el área por iteraciones. Para comprobar la presión a gravedad se resuelve:

$$q_g = q_{gP} + q_{g,M_y} + q_{g,M_x}$$

En donde:

$$q_{gP} = \frac{P_T}{A}$$

$$q_{g,M_y} = \frac{(M_{x,D} + M_{x,L})c_y}{I_x}$$

$$q_{g,M_x} = \frac{(M_{y,D} + M_{y,L})c_x}{I_y}$$

Se debe comprobar que $q_g < q_{ef,g}$.

Por otro lado, para comprobar las presiones de terremoto se requiere conocer el ángulo crítico del terremoto. Se puede llegar de forma aproximada al ángulo crítico a través de la siguiente relación:

$$\tan \theta = \frac{M_{Ey}}{M_{Ex}}$$

La presión a comprobar del terremoto es la siguiente:

$$q_E = q_g + q_{Ex,P} + q_{Ey,P} + q_{Ex,M_y} + q_{Ey,M_x}$$

En donde:

$$q_{Ex,P} + q_{Ey,P} = \frac{P_{E,x} \cos \theta + P_{E,y} \sin \theta}{B \times L}$$

$$q_{Ex,M_y} = \frac{(M_{y,Ex} \times C_x)}{I_y}$$

$$q_{Ey,M_x} = \frac{(M_{x,Ey} \times C_y)}{I_x}$$

Se debe comprobar que $q_E < q_{ef,E}$.

Presiones últimas.

El siguiente paso es calcular las presiones últimas tanto a gravedad como a terremoto, las cuales se obtienen de las combinaciones de cargas.

$$q_{ug} = 1,2q_D + 1,6q_L$$

$$q_{ug} = 1,2 \frac{P_D}{A} + \frac{(M_{Dx} \times C_y)}{I_x} + \frac{(M_{Dy} \times C_x)}{I_y} + 1,6 \frac{P_L}{A} + \frac{(M_{Lx} \times C_y)}{I_x} + \frac{(M_{Ly} \times C_x)}{I_y}$$

$$q_{uE} = 1,2q_D + 0,5q_L + q_E$$

En donde:

$$q_E = \rho E_h + E_v$$

$$E_v = 0.15q_D$$

$$\rho = 1.0 \text{ para estructuras hiperestáticas}$$

$$q_{uE} = 1,35q_D + 0,5q_L + \rho q_{Eh}$$

$$\begin{aligned}
q_{uE} &= 1,35 \frac{P_D}{A} + \frac{M_{Dx} \times c_y}{I_x} + \frac{M_{Dy} \times c_x}{I_y} + 0,5 \frac{P_L}{A} + \frac{M_{Lx} \times c_y}{I_x} + \frac{M_{Ly} \times c_x}{I_y} \\
&+ \rho \frac{P_{Ex} \times \cos \theta}{A} + \frac{P_{Ey} \times \sin \theta}{A} + \frac{M_{y,Ex} \times \cos \theta \times c_x}{I_y} + \frac{M_{x,Ey} \times \sin \theta \times c_y}{I_x}
\end{aligned}$$

Se escoge quien rige entre q_{ug} y q_{uE} y el mayor de ellos se establece como q_u .

Punzonamiento.

Para el diseño bidireccional o por punzonamiento, se determina el valor de d_p con la ecuación cuadrática:

$$\begin{aligned}
d_p^2 q_u + 4\phi v(1.06 \overline{f'c}) + d_p(l_c + b_c)(q_u + 2\phi v(1.06 \overline{f'c})) + q_u(l_c b_c - BL) \\
\geq 0
\end{aligned}$$

En donde:

d_p Distancia promedio entre el borde superior del plinto y las varillas de refuerzo.

ϕv Factor de seguridad a corte. $\phi v = 0.85$

Para el valor de d_p encontrado, se debe comprobar el valor de H .

$$H = d_p + \phi_{plinto} + r_y \leq 50 \text{ cm}$$

Todas las cimentaciones están siendo diseñadas para $\phi_{plinto} = 12 \text{ mm}$

Corte en una dirección.

En el diseño unidireccional se debe calcular tanto d_L como d_B con las ecuaciones siguientes.

$$d_L \geq \frac{q_u L - l_c}{2 \phi v 0.53 \overline{f'c} + q_u}$$

$$d_B \geq \frac{q_u B - b_c}{2 \phi v 0.53 \overline{f'c} + q_u}$$

En donde:

d_L Distancia entre el borde superior del plinto y las varillas de refuerzo de la dirección L.

d_B Distancia entre el borde superior del plinto y las varillas de refuerzo de la dirección B.

En base a esta información se compara con el valor de H.

Cuando la dirección L es la dirección corta, se tiene que sus varillas de refuerzo están arriba de las varillas de refuerzo de la dirección B, por lo que se tiene:

$$H = d_L + \frac{3 \phi_{plinto}}{2} + r_y \leq 50 \text{ cm}$$

$$H = d_B + \frac{\phi_{plinto}}{2} + r_y \leq 50 \text{ cm}$$

En donde:

r_y Distancia de recubrimiento inferior.

En caso de que la dirección corta sea B, se tiene que intercambiar las ecuaciones.

Diseño por flexión.

Para calcular la flexión, lo primero que se obtiene son d_B y d_L reales. Posteriormente se utilizarán estos datos para el cálculo del área de refuerzo.

Los momentos últimos para cada dirección están calculados como sigue:

$$M_{u,B} = \frac{q_u}{2} \frac{B - b_c}{2}^2 L$$

$$M_{u,L} = \frac{q_u}{2} \frac{L - l_c}{2}^2 B$$

Para calcular la cuantía de acero se resuelve lo siguiente:

$$\frac{M_{U(B)}}{\phi d_b^2 L f'c} = \omega i - 0.59 \omega i^2$$

$$\frac{M_{U(L)}}{\phi d_L^2 B f'c} = \omega i - 0.59 \omega i^2$$

De las ecuaciones cuadráticas se obtiene ω_i , el cual es el menor de los valores hallados y sirve para determinar $\rho_{cal} = \omega_i \frac{f'_c}{F_y}$. ρ_{cal} es la cuantía de acero y debe satisfacer

los límites $\rho_{min} < \rho_c < \rho_{max}$

En donde:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400}; \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \frac{4\rho_c}{3} + 0.0018 \frac{4200}{f_y}$$

Ajustándose a estos límites, se determina ρ para cada dirección y se lo utiliza para encontrar el área de acero de refuerzo requerido para satisfacer la demanda por flexión.

$$A_{S(B)} = \rho \times L \times d_B$$

$$A_{S(L)} = \rho \times B \times d_L$$

Para determinar el número de varillas requeridas, se conoce que el área de 1 varilla $\phi_{12mm} = 1.13 \text{ cm}^2$ por lo tanto se divide el área de acero requerida para el área de 1 varilla y a la respuesta se incrementa a su entero superior.

El espaciamiento se calcula de esta manera para la dirección larga:

$$@ = \frac{L - 2r_x - \phi_{plinto}}{n - 1}$$

En donde:

r_x Distancia de recubrimiento lateral.

n Número de varillas.

En la dirección corta se tiene que ajustar la distribución de refuerzo por causa del momento contrario. Para esto se divide la longitud larga en una sección central y dos laterales con diferente espaciamiento en cada sección.

$$\beta = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}}$$

$$\% A_{s_{central}} = A_s \frac{2}{\beta + 1}$$

$$\# \text{ de varillas}_{centrales} = \frac{A_{s_{central}}}{A_{s_1\phi_{12}}}$$

$$\% A_{s_{lateral}} = \frac{A_s}{2} \left(1 - \frac{2}{\beta + 1} \right)$$

$$\# \text{ de varillas}_{laterales} = \frac{A_{s_{lateral}}}{A_{s_1\phi_{12}}}$$

Finalmente, por cuestiones prácticas se determina un solo espaciamiento a lo largo de la dirección corta del plinto.

$$@ = \frac{B - 2r_x - \phi_{plinto}}{\# \text{ de varillas}_{totales} - 1}$$

Diseño por longitud de desarrollo a tracción.

La longitud de desarrollo del plinto Ld_t en ambos sentidos, se determina así:

$$Ld_t = \frac{f_y}{5.3 f'_c} \psi_t \psi_e \psi_s \lambda \phi_{plinto} \geq 30 \text{ cm}$$

En donde ψ_t , ψ_e y ψ_s son factores de modificación para longitud de desarrollo a tracción. Según el ACI 318-14 Capítulo 25, se tienen los siguientes valores:

ψ_t Depende de la posición de las barras. $\psi_t = 1.0$ cuando las barras están abajo.

ψ_e Depende del recubrimiento epóxico sobre la barra. $\psi_e = 1.0$ sin recubrimiento.

ψ_s Depende del tamaño de la barra. $\psi_e = 0.8$ Para varillas con $\phi \leq 20 \text{ mm}$.

λ Para hormigón alivianado. $\lambda = 1.0$ Para hormigón normal.

(ACI Committee 318, 2014)

La longitud de desarrollo final se determina con el factor de reducción K.

$$K = \frac{As \text{ calculado}}{As \text{ suministrado}}$$

Finalmente:

$$Ld = K Ld_t$$

A este valor se lo compara con la longitud existente, que se calcula así:

$$Ld \text{ existente } (B) = \frac{B - b_c - 2r_x}{2}$$

$$Ld_{\text{existente}} L = \frac{L - lc - 2r}{2}$$

Se comprueba que $Ld \text{ existente} > Ld$. Sin embargo, si esto no se cumple se puede resolver aumentando la longitud requerida con ganchos en las varillas. En las cimentaciones de esta estructura, la mayoría de varillas requieren usar ganchos de hasta 15 cm por lo que se usan ganchos de 20 cm a cada lado.

Diseño por longitud de desarrollo a compresión.

La longitud de desarrollo a compresión está dada por la siguiente fórmula:

$$Ldc = \frac{0.075f_y}{f'_c} \phi_{\text{columna}}; \quad Ldc = \begin{matrix} Ldc > 20 \text{ cm} \\ Ldc > 0.0043\phi f_y \end{matrix}$$

Y la longitud a compresión existente:

$$Ldc \text{ existente} = H - 2\phi_{\text{plinto}} - r_y$$

Se comprueba que Ldc cumpla con los límites y además que $Ldc \text{ existente} > Ldc$

Diseño por aplastamiento.

Se determina $\phi_P Pn$ como la carga que el plinto resiste por aplastamiento, donde ϕ_P es el factor de seguridad por aplastamiento equivalente a 0.7.

$$\phi_P Pn = \phi_P 0.85 f'_c A_1 \frac{\overline{A_2}}{A_1}; \quad \frac{\overline{A_2}}{A_1} \leq 2$$

$$A_1 = lc \times bc$$

$$A_2 = B(A_2) \times L(A_2)$$

$$L_{A_2} = 2L_V L + l_c$$

$$B_{A_2} = 2L_V B + b_c$$

$$L_V L = \frac{L - l_c}{2} = 1.10 \leq 2H$$

$$L_V B = \frac{B - b_c}{2} = 1.10 \leq 2H$$

Se verifica que $\phi_P P_n$ sea mayor a la carga última P_U .

$$P_U = 1. P_D + 1.6 P_L$$

Resumen del diseño.

En base a los requerimientos de corte unidireccional, corte bidireccional, flexión, longitud de desarrollo y aplastamiento anteriormente explicados, se obtuvieron los siguientes resultados para los plintos de la estructura.

Plinto	Longitud (m)	# varillas	espaciamiento (cm)	
A1	L	1,1	9	12,35
	B	1,1	7	14,8
A2	L	1,2	11	11,88
	B	1,3	9	13,6
A3	L	1,1	10	12,09
	B	1,2	8	14,11
A4	L	1,3	11	12,88
	B	1,4	9	14,85
A5	L	1,1	10	12,09
	B	1,2	8	14,11
B1	L	1,1	8	14,11
	B	1,1	8	14,11
B2	L	1,1	10	13,2
	B	1,3	9	12,35
B3	L	1,3	9	14,85
	B	1,3	9	14,85
B4	L	1,4	10	14,31
	B	1,4	10	14,31
B5	L	1,2	11	11,88
	B	1,3	9	13,6
C4	L	1,1	8	14,11
	B	1,1	8	14,11
C5	L	1,1	8	14,11
	B	1,1	8	14,11
D4	L	1,1	8	14,11
	B	1,1	8	14,11
D5	L	1,1	8	14,11
	B	1,1	8	14,11
E4	L	1,1	8	14,11
	B	1,1	8	14,11
E5	L	1,1	8	14,11
	B	1,1	8	14,11

Tabla 22: Datos de los plintos

CONCLUSIONES

Es importante que para diseños de estructuras se utilicen programas que modelen lo más cercanamente posible a la estructura real considerando todos sus elementos. En este sentido debe considerarse tanto el material de la estructura, su geometría, nodos, empotramientos, articulaciones; así como las cargas aplicadas sobre la estructura. El programa ETABS toma en cuenta todas las consideraciones del caso para una estructura en acero, por lo que se puede trabajar en base a los resultados que tiene el programa.

Sin embargo, los resultados que arroje el programa deben ser revisados y ser coherentes con lo que se espera del comportamiento de la estructura. Para controlar que no existan problemas con los cálculos que realiza el programa, se debe comprobar el análisis de alguna otra manera, que en el caso de este trabajo se realizó el cálculo a mano de las ecuaciones descritas en el Manual de Construcción en Acero para las resistencias nominales de los elementos de la estructura.

Por otro lado, para realizar las diferentes iteraciones en el programa hasta alcanzar un modelo satisfactorio, se debe tener criterio. Hay que considerar diferentes factores como son las rigideces de los elementos como de la estructura, las conexiones entre elementos, el comportamiento dinámico de la estructura, ubicación de los elementos estructurales y la ubicación de elementos adicionales como en este caso fueron las riostras las cuales solucionaron problemas de resistencia para las cargas sísmicas.

Por último, las cargas sísmicas que se aplican a una estructura en su modelación son encontradas en función de la ubicación de la estructura la cual nos determina el tipo de suelo y el riesgo sísmico de la zona, así como de la ubicación de elementos adicionales a la estructura como rigidizadores que ayudan a la respuesta sísmica de una estructura frente a una aceleración determinada.

En este trabajo se han integrado todos los componentes que deben considerarse en el diseño de una estructura para diseñar tanto la estructura metálica en sí como sus cimentaciones. Entre los factores importantes a considerarse están: el programa de modelación de la estructura y análisis de resultados, el diseño y comportamiento estructural de los componentes según su ubicación, geometría y rigidez; y finalmente las cargas aplicadas, especialmente las cargas sísmicas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Committee 318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. American Concrete Institute.
- AISC American Institute for Steel Construction. (2011). *Steel Construction Manual* (14th ed.). United States of America: American Institute for Steel Construction.
- Alonso, F. M. (2013, Febrero 19). *Estructuras Sismoresistentes. Análisis Modal Espectral. Capítulo 2*. Retrieved from XFMA:
<https://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (1986). *Código Sísmico de Costa Rica*. CFIA.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (no sísmicas)*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Presichi, G. D. (2007). *Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico en edificios con disipadores de energía*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.