MUNICIPIO DE SANTA ROSA DE OSOS

DEPARTAMENTO DE ANTIOQUÍA

ESTRUCTURA KIOSKO – MEMORÍA DE CÁLCULO.

HARRISON MOSQUERA RENTERÍA
Ingeniero Civil
M.P. No. 05202106375 ANT

Medellín, diciembre de 2024

TABLA DE CONTENIDO

b. DESCRIPCIÓN GENERAL 5
4. INFORMACIÓN DE ENTRADA 6
a. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO 6
b. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES 7
c. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS 7
d. SOFTWARE DE ANÁLISIS Y DISEÑO 9
5. EVALUACIÓN DE CARGAS 10
a. CARGA MUERTA 10
b. CARGA VIVA y VIVA DE CUBIERTA 10
c. CARGA DE VIENTO 10
d. CARGA SÍSMICA 12
i. Espectro de respuesta 12
ii. Masa sísmica 13
e. ESQUEMAS DE CARGA 16
6. COMBINACIONES DE CARGA 18
7. ANÁLISIS ESTÁTICO Y MODAL 19
a. FORMAS MODALES 19
8. VERIFICACIÓN DE DERIVAS DE PISO 24
9. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO 26
a. VIGAS DE CIMENTACIÓN 26
i. Revisión de tensiones sísmicas 28
ii. Diseño a cortante 29
b. VIGAS AEREAS 29
i. Diseño a flexión 30
ii. Diseño a cortante 32
c. DISEÑO DE COLUMNAS 34
i. Diseño a flexo compresión 34
ii. Detallado sísmico 37
10. DISEÑO DE ELEMENTOS METÁLICOS 39
a. DISEÑO DE COLUMNAS 40
b. VIGAS DE CUBIERTA 42
i. Tipo 1 - Viga de cubierta 135x135x6 42
ii. Tipo 2 - Viga de cubierta 100x100x4 44
c. DIAGONALES 45

d. DISEÑO DE CONEXIONES 47
i. Conexión de empalme Viga tipo 1 y columna 47
ii. Conexión de viga tipo 1/2 y diagonal – Conexión a Cortante B 48
iii. Conexión de diagonal y columna- Conexión a cortante B 49
iv. Conexión de la columna al concreto 50
v. Falla al arrancamiento del concreto 51
vi. Fallo por borde de concreto 53
11. REFERENCIAS 55

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. *Características geotécnicas del suelo* 6
Tabla 2. Presiones de viento para SPRFV 12
Tabla 3. Combinaciones de servicio 18
Tabla 4. Combinaciones últimas 19
Tabla 5. Información modal-cubierta 23
Tabla 6. Información modal-primer nivel 24
Tabla 7. Verificación de derivas-Cubierta 25
Tabla 8. Verificación de derivas- Primer nivel 26
Tabla 9. Momentos plásticos y cortantes en las vigas 34
Tabla 10. Solicitaciones máximas de diseño para columna C4 (controlante) 36
Tabla 11. Resumen de resultados conexión cortante viga Tipo 1 y columna 47
Tabla 12. Resumen de resultados conexión cortante A 48
Tabla 13. Resumen de resultados conexión cortante B 49
Tabla 14. Resumen de resultados conexión columna/concreto-Resumen 50
Tabla 15. Resumen de resultados conexión columna/concreto-Anclajes 51

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Modelo en ETABS de la estructura 9
Ilustración 2. Espectro de aceleraciones, Santa Rosa de Osos 13
Ilustración 3.Masa sísmica de la estructura 14
Ilustración 4. Carga Muerta (kN/m) 16
Ilustración 5. Carga viva de cubierta (kN/m) 17
Ilustración 6. Carga de viento en X (kN/m)..... 17
Ilustración 7. Carga de viento en Y (kN/m)..... 18
Ilustración 8.Modo 1 – Traslacional en dirección X - T = 0,55 s – Cubierta 20
Ilustración 9.Modo 2 – Traslacional en dirección Y - T = 0,48 s – Cubierta 21
Ilustración 10.Modo 3 – Traslacional en dirección Rotacional Z- T = 0,44 s – Cubierta.... 21
Ilustración 11.Modo 1 – Traslacional dirección Rotacional Z- T = 0,18 s – Primer nivel ... 22
Ilustración 12.Modo 2 – Traslacional en dirección Y- T = 0,17 s – Primer nivel 22
Ilustración 13.Modo 6 – Traslacional en dirección X- T = 0,17 s – Primer nivel 23
Ilustración 14. Área de refuerzo por flexión – Vigas de cimentación (mm2) 27
Ilustración 15. Vista en planta de vigas aéreas 30
Ilustración 16. Área de refuerzo por flexión – Vigas áreas (mm2) 31
Ilustración 17. Nomenclatura de columnas y pedestales de la estructura 35
Ilustración 18. Diagrama de interacción de la columna 36
Ilustración 19. Porcentaje de uso- Columnas 37
Ilustración 20. Isométrico del modelo de cubierta 39
Ilustración 21 Conexión a cortante viga Tipo 1 y columna 47
Ilustración 22. Conexión a cortante A 48
Ilustración 23. Conexión a cortante B 49
Ilustración 24 Refuerzo Suplementario 52
Ilustración 25. Geometría perno..... 52

1. OBJETIVO

Realizar el diseño de los elementos estructurales que conforman el kiosko en el municipio de Santa Rosa de Osos, Antioquia, garantizando la seguridad, estabilidad y cumplimiento de la normativa nacional vigente

2. ALCANCE

Se presenta en el documento las consideraciones y metodologías empleadas en el análisis y diseño de las estructuras del mirador.

En las estructuras se verifican que cumplan con los requisitos normativos de resistencia y deformaciones. Para los elementos de concreto se presenta el análisis, cálculo de refuerzo requerido y detallado de acuerdo con requisitos normativos. Para los elementos metálicos de la cubierta se presenta el análisis y diseño.

3. METODOLOGÍA

La memoria de cálculo está realizada con base en el Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente, NSR-10 [1].

a. SOFTWARE

El análisis y diseño se realizó usando los siguientes programas:

Microsoft Office	Paquetería de WINDOWS 2010
AutoCAD	Software de dibujo asistido por computador, Autodesk Inc.
ETABS 21.2.0	Statics and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Computers and Structures Inc, Berkeley California, USA.
IDEA StatiCa	Structural design software for steel and connections.
Hilti Profis Engineering	Structural engineering anchor design software with codes and approvals

b. DESCRIPCIÓN GENERAL

La estructura está conformada por dos niveles. El primer nivel cuenta con una altura libre de 2,40 m y 3 ejes longitudinales separados 3,60 m entre ellos, conformando una longitudinal total de 7,20 y 2 ejes transversales separados 4,70 m entre ellos, en su zona central se introduce una columna adicional.

El segundo nivel corresponderá a una cubierta conformada por perfiles metálicos conectados entre sí con conexiones pernadas y soldadas, estas se apoyarán sobre las columnas de concreto por medio de una placa base y pernos de anclaje. La cubierta tendrá pendiente en una sola dirección, su altura libre será de 3,50 m en su punto más bajo.

4. INFORMACIÓN DE ENTRADA

a. ESTUDIO DE SUELOS

Se presentan en la Tabla 1 los parámetros de los estratos de suelo que se consideran en el análisis.

Tabla 1. *Características geotécnicas del suelo*

Características y propiedades geotécnicas	
Tipo de suelo	D
Peso unitario húmedo [γh]	18,00 kN/m3
Angulo de fricción [ϕ]	24°
Cohesión C [kPa]	0,00
Módulo de poisson v	0,30
Nivel freático [m]	No se presentó
Módulo de elasticidad Es [kPa]	29600

Acorde con la geometría y profundidad de las cimentaciones, se establecen las capacidades admisibles calculadas en el estudio de suelos por medio de los parámetros de resistencia del suelo y cumpliendo con asentamientos menores o iguales a 2,54 cm. Para un ancho de zapata B = 1,5 m, longitud L = 1,5 m y profundidad de desplante D = 1,30 m la capacidad de carga admisible estática es de 82,56 kPa la cual considera un factor de seguridad F.S. = 3,00. Ademas la norma permite multiplicar la capacidad admisible por 2, dando como resultado una carga admisible dinámica de 165,12kPa.

El suelo, de acuerdo con la clasificación descrita en el título A de la NSR-10 [1] corresponde a un estrato tipo D y la zona corresponde con una amenaza sísmica alta.

b. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

La metodología de análisis sísmico a emplear en el modelo matemático de la edificación es el análisis modal espectral, del cual se ajustan los resultados de acuerdo con el método de la fuerza horizontal equivalente, descrito en el Capítulo A.4 - Método de la fuerza horizontal equivalente de la NSR-10 [1]

El diseño de los elementos estructurales se hará utilizando el método de estado límite de resistencia, considerando las combinaciones de carga para estructuras de concreto contenidas en el Título B – Cargas [1]. En el diseño, para las combinaciones de carga se considera las fuerzas sísmicas reducidas por el coeficiente de disipación sísmica de la estructura, R, calculado de acuerdo con los criterios contenidos en el Capítulo A.3 [1].

El diseño y detallado del refuerzo en los elementos de concreto cumple con los requerimientos por ductilidad establecidos en el Capítulo C.21 Requisitos de Diseño Sismo Resistente [1], capítulo correspondiente a estructuras con capacidad de disipación especial de energía (DES), dado que se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta.

c. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Se indican a continuación las características consideradas de los materiales.

Tabla 2. Propiedades de los materiales

Concreto		
Densidad Concreto de peso normal	24,0 kN/m^3	NSR-10
Resistencia a la compresión de concreto a los 28 días [f'c].	21,0 MPa	NSR-10
Módulo de Elasticidad del concreto [E_c]	17872 MPa	NSR-10 **-** Ver C.8.5.1
Acero de refuerzo		
Acero de refuerzo con fluencia min. [F_y]	420,0 MPa	NSR-10
Malla electrosoldada trefilada [F_y]	490,0 MPa	NSR-10
Elementos metalicos		
Acero para lamina metaldeck- perfil laminados en frio	F_y=340 MPa	ASTM A653 grado 50
Acero para perfilería estructural tubular o rectangular	F_y=345 MPa	ASTM A500 grC
Acero para placa y/o platinas		ASTM A36 ASTM A572 Gr.50
Pernos de anclaje- pre instalados	-	ASTM F1554 Gr 55
Pernos de conexión	-	ASTM A235
Arandelas planas y de cuña	-	ASTM F436
Soldadura	-	Electrodo E70XX

d. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS

Como se indica en el numeral a, la edificación está en una zona de amenaza sísmica alta, para la cual, de acuerdo con lo indicado en la Tabla A.3-3 de la NSR-10 [1], se debe considerar en el diseño que la estructura tiene capacidad especial de disipación de energía

(DES). Por tanto, la estructura se diseña según los lineamientos DES dados en el Capítulo C.21 de la NSR-10 [1].

- **VIGAS DE CIMENTACIÓN**

Para pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES), según C.15.13.3.1 de la NSR-10 [1], las vigas de amarre de la cimentación deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor a la luz dividida por 20.
La luz máxima es de 4,70m

$$h > \frac{l}{20} = \frac{4{,}70}{20} = 0{,}235\ m$$

Se considera para las vigas de cimentación con dimensiones b = 0,25 m y h = 0,25 m, con lo que se cumple la anterior condición.

- **VIGAS AÉREAS**

Según las disposiciones del capítulo C.21.5.1 de la NSR-10 [1], para elementos sometidos a flexión en pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES), se indica que el ancho útil b_w no debe ser menor que el más pequeño entre 250 mm o h*0,30 (300*0,3=90 mm).
Para establecer la altura mínima se usa la tabla C.9.5 de la NSR-10 [1] la cual se aplica para elementos en una dirección que soporten o estén ligados a particiones livianas.
La altura mínima del elemento que garantiza que cumple con el criterio de deflexiones debe ser h > luz libre/16, que para el presente caso es 4,70/16 = 0,294 m. Según las disposiciones arquitectónicas, requerimientos estructurales y facilidades constructivas, se consideran vigas de b = 0,25 m y h = 0,30 m, con lo que se garantiza que las deflexiones en el elemento son menores a las máximas permitidas y, por tanto, en adelante, no se realiza su verificación

- **COLUMNAS**

Según las disposiciones del capítulo C.21.6.1 de la NSR-10, para elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES) , se indica que la menor dimensión de la sección transversal no debe ser menor de 300 mm. Si se tiene una columna en forma de T, C o I se permite que la dimensión sea 250 mm, pero el área de la sección no puede ser menor a 0,09 m2.

Por requerimiento estructural y arquitectónico se consideran columnas con dimensiones de b = 0,30 m y h = 0,30 m.

e. SOFTWARE DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Para la modelización y análisis estructural de la estructura se emplea el software ETABS, el cual está basado en el análisis por el método de elementos finitos. Dentro de sus funciones, permite realizar el análisis modal espectral para el caso sísmico teniendo como excitación el espectro de respuesta contemplado en la norma NSR-10 [1].

El primer paso es la definición de la geometría de la estructura. Posteriormente se definen las cargas sobre la edificación. El peso propio se aplica de forma directa, una vez se definen los elementos y sus propiedades físicas. La carga sobreimpuesta, como por ejemplo carga muerta (que no sea efecto del peso propio de elementos estructurales, carga viva y de viento, es definida por el usuario.

Se muestra a continuación el modelo matemático considerado para representar la estructura.

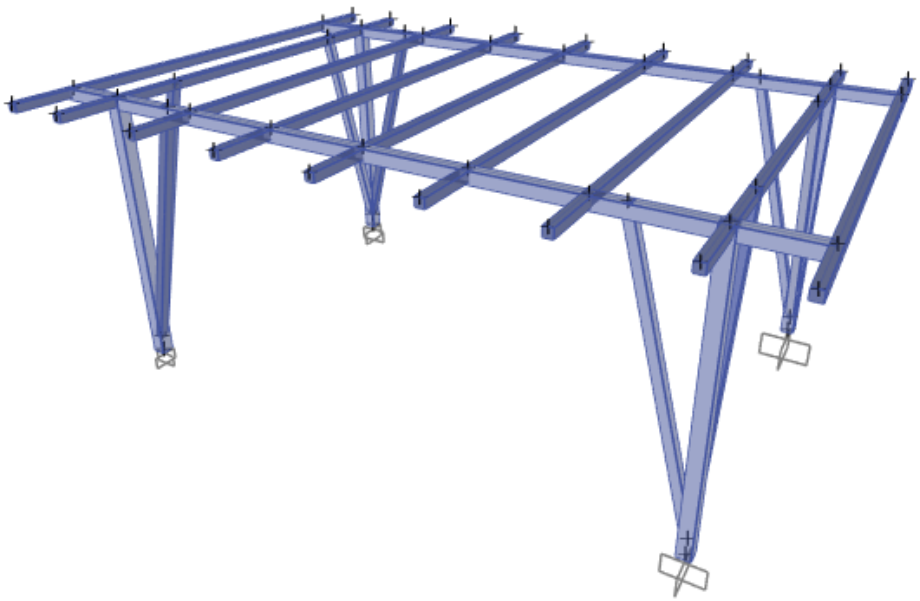


Ilustración 1. Modelo en ETABS de la estructura

5. EVALUACIÓN DE CARGAS

a. CARGA MUERTA

La constituye el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales que están permanentemente vinculados a la estructura.

Cargas muertas sobre cubierta:

Peso de teja en panel de vidrio(incluye accesorios)	=	0,40 kN/m^2
Pesos luminarias y accesorios	=	0,10 kN/m^2
Peso perfil metálico perimetral	=	0,45 kN/m^2
Peso Cielo raso en madera	=	0,25 kN/m^2
Total Carga muerta sobre cubierta:	**=**	**1,20 kN/m^2**

- **Carga Muerta sobre losa piso Steeldeck**

De acuerdo con la tabla B.3.4.3-1 de la NSR-10 [1], considerando una ocupación “Reunión” una carga sobreimpuesta sobre la losa de piso de 1,8 kN/m2, no obstante, dado que se espera el aprovechamiento futuro del primer nivel se dejará una disposición del doble de carga para suplir cualquier tipo de luminarias, ductos, cielos rasos, etc. En total se trabajará con una carga de 3,6 kN/m2.

- **Elementos estructurales:**

El peso propio de los elementos estructurales modelados es calculado internamente por el software ETABS [3], el cual indica un peso de 17,70 kN para la cubierta y de 219,3 kN de acuerdo con la geometría de los elementos principales.

b. CARGA VIVA y VIVA DE CUBIERTA

Se emplea para el diseño de la losa de entrepiso una carga viva de 5,00 kN/m^2, correspondiente al uso Reunión-Balcones, que se tendrá. Para la cubierta se considera una carga viva de 0,50 kN/m^2 dada su pendiente menor a 15°.

c. CARGA DE VIENTO

El análisis de carga de viento se realizó siguiendo el numeral B.6.5 Método analítico de la NSR-10 [1], para el cual se debe conocer la velocidad de viento básica de acuerdo con la región en donde se encuentre la edificación. El municipio de Santa Rosa de Osos pertenece a la región de viento 3 (B.6.4-1), la cual tiene una velocidad de viento básica es de 100 km/h

(28 m/s), con la cual se determina la presión de viento por velocidad presente en la estructura.

Se aclara que la presión del viento se calcula en condiciones de servicio usando una velocidad de 100 km/h y en las combinaciones últimas se mayora por un coeficiente de 1,6 para considerar la velocidad de 125 km/h y el coeficiente de mayoración de combinaciones de carga de forma fusionada.

$$q_z = 0{,}613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot v^2 \cdot I$$

Donde:

q_z = Presión por velocidad

K_z = Factor de exposición

K_{zt} = Factor topográfico

K_d = Factor de dirección

v = Velocidad del viento en m/s

I = Coeficiente de importancia para viento

De acuerdo con las características de la estructura, se tiene un factor de direccionalidad de 0,85 (B.6.5-4) y un factor de importancia de 0,87 (B.6.5-1) acorde al grupo de uso I (A.2.5). Clasificando la estructura con una exposición tipo C, se establece el factor de exposición de presión por velocidad K_z como 0,83.

Se sabe por la topografía del sitio que el proyecto no se encuentra ubicada en colina o ladera, por lo que no se hace necesario evaluar los efectos de algún accidente topográfico en la velocidad de viento de diseño.

El factor topográfico K_{zt} se considera igual a 1,00, lo que no implica un aumento de las solicitaciones de viento debido a la topografía. Así, se obtiene una presión por velocidad de 0,312 kN/m^2.

Para el sistema SPRFV se utiliza:

$$p = q_h(GC_N)$$

Donde:

qh = presión por velocidad kN/m^2

C_N = Coeficiente de presión neta de las figuras B.6.5-15A a B.6.5-15D.

G = Factor de efecto ráfaga

Para componentes y revestimientos se utiliza:

$$p = q_h(GC_N)$$

Donde:

qh = presión por velocidad kN/m^2

C_N = Coeficiente de presión neta de las figuras B.6.5-16A a B.6.5-16C.

G = Factor de efecto ráfaga,

El factor de ráfaga G, se estima según la sección B.6.5.8

long. Integral de Turbulencia -**Lz**	B.6.5.8.1	129,91
Horizontal de la estructura -**B** (m)	B.6.3	5
Altura de la estructura-**h** (m)	B.6.3	5,4
Respuesta de entorno -**Q**	B.6.5-4	0,942
Intensidad turbulencia -**Iz**	B.6.5.8.1	1,557
Factor Rafaga -**G**	B.6.5-2	**0,877**

Conociendo los coeficientes para cada zona, es posible determinar la presión final de viento para cada uno de los casos, teniendo presente que de acuerdo con el numeral B.6.1.3 de la NSR-10 [1], se debe usar una presión mínima de 0,40 kN/m^2.

Tabla 2. Presiones de viento para SPRFV

Caso carga	0°		180°	
	CNW	CNL	CNW	CNL
A	0,40	0,40	0,40	0,40

d. CARGA SÍSMICA

i. Espectro de respuesta

Se presentan los parámetros sísmicos considerados para el cálculo del espectro elástico de aceleraciones de diseño. Se determinan, de acuerdo con el perfil del suelo y la ubicación de la estructura, la aceleración horizontal pico efectiva (Aa), la velocidad horizontal pico efectiva (Av), el coeficiente de períodos cortos (Fa) y el coeficiente de períodos intermedios

(Fv). Con los anteriores parámetros se construye el espectro elástico de respuesta para una fracción de amortiguamiento del 5%.

- Zona de amenaza sísmica: El proyecto se encuentra en zona de amenaza sísmica alta. (NSR-10 A.2.3 [1])
- Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, Aa = 0,20. (NSR-10 Apéndice A-4)
- Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, Av =0,25. (NSR-10 Apéndice A-4)
- La estrcutura se clasifica como una edificación del grupo de uso I, por lo tanto, el coeficiente de importancia, I = 1,00. (NSR-10 A.2.5)
- Perfil del suelo tipo D, de acuerdo con el estudio de suelos (Tabla A.2.4-1 NSR-10)
- Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, Fa = 1,4.
- Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, Fv = 1,90.
- Periodo de vibración Inicial -To [s] = 0,17
- Periodo de vibración de transición -Tc [s] = 0,81
- Periodo de vibración para periodos largos -Tl [s] = 4,56
- Máxima aceleración espectral, Sa [g] = 0,70

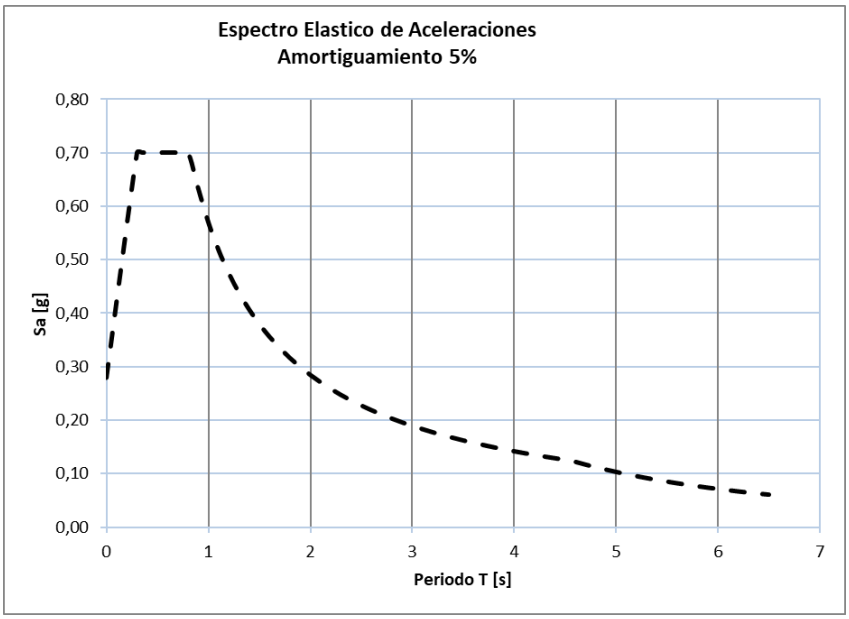


Ilustración 2. Espectro de aceleraciones, Santa Rosa de Osos

ii. Masa sísmica

Se define como la masa que es susceptible a ser excitada sísmicamente por movimientos del terreno y que, por tanto, es directamente proporcional a las solicitaciones inerciales de diseño. Se define en el software que la masa sísmica corresponde a la suma del peso propio

de los elementos estructurales modelizados y el peso propio de los elementos no estructurales que no son modelizados, pero sí cargados como una solicitación externa. Los valores de la carga muerta sobre impuesta se presentan a continuación.

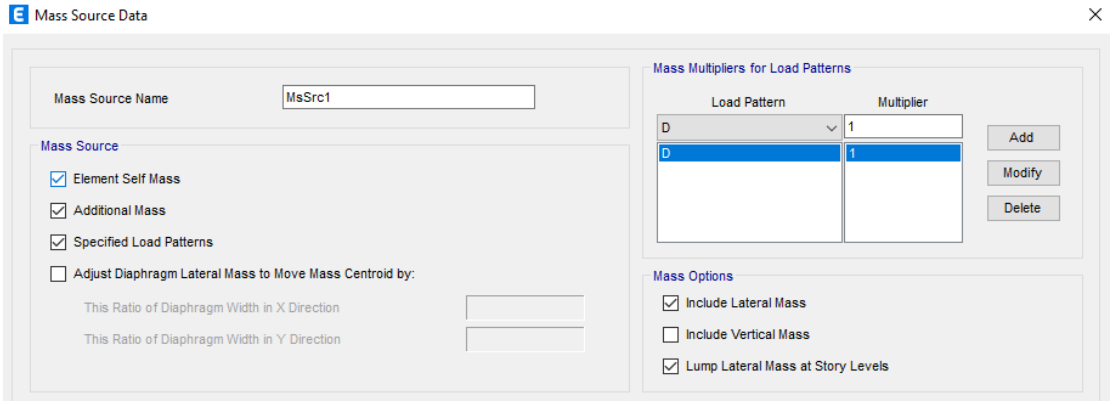


Ilustración 3. Masa sísmica de la estructura

Donde:

D = Peso propio de elementos modelados

1. Coeficiente de disipación de energía

El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía a ser empleado, corresponderá al coeficiente de disipación de energía básico R_0 multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de energía por irregularidades en altura, en planta y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica.

$$R = R_0 \cdot \Phi_a \cdot \Phi_p \cdot \Phi_r$$

2. Sistema estructural principal

Considerando la zona de amenaza sísmica en que se localiza el proyecto y los requerimientos contenidos en el apéndice A-4 de la NSR-10 [1], el sistema estructural adoptado es el de pórticos de concreto (Tabla A.3-3), resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES), sistema al que corresponde un valor de R_0 = 7,0.

3. Verificación de irregularidades en planta y en altura

Dada la configuración estructural de la estructura y su distribución de masas, no se presenta irregularidad torsional tal como se muestra en la Figura A.3-1 de la NSR-10 [1], ni tampoco otra irregularidad en planta, por tanto Φ_p = 1,0.

En altura tampoco se presenta irregularidad geométrica, de acuerdo con la Figura A.3-2 de la NSR-10 [1], por tanto Φ_a = 1,0.

4. Verificación de ausencia de redundancia

De acuerdo con lo descrito en el numeral A.3.3.8.2 de la NSR-10 [1], se le puede asignar a Φ_r un valor de 1,0 en sistemas de pórticos resistentes a momentos cuando la pérdida de la resistencia a momento en la conexión viga-columna de los dos extremos de una viga no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema.

En el caso de la edificación del proyecto, la pérdida de capacidad de resistencia a momento en una viga del eje 1 o eje A si generaría la condición descrita anteriormente, por lo tanto se debe asignar un valor de Φ_r = 0,75.

$$R = R_0 \cdot \Phi_a \cdot \Phi_p \cdot \Phi_r$$

*R = 7,0*1,0*1,0*0,75*

R = 5,25

Finalmente, por criterio técnico, se decide trabajar con un coeficiente de modificación de la respuesta R = 5,0.

5. Coeficiente de sobreresistencia

El coeficiente de sobreresistencia se usa para diseñar las conexiones entre elementos ante fuerzas sísmicas E, amplificadas por el coeficiente Ω_0, el cual se debe emplear de la siguiente manera para obtener las fuerzas de diseño que incluyan los efectos sísmicos.

Para el diseño de las conexiones se usará un Ω_0 = 3,0 para este tipo de estructura según NSR-10 [1].

6. Aclaraciones

El sistema de cubierta se considera como un sistema tipo péndulo invertido por ende su análisis y diseño se realiza utilizando valores de R=2,5 y Ω=2,0 de acuerdo con la tabla A.3-3 de la NSR-10 [1]

e. ESQUEMAS DE CARGA

Los esquemas a continuación muestran la manera en la que fueron aplicadas cada una de las cargas listadas en los numerales anteriores.

- Carga muerta (D)

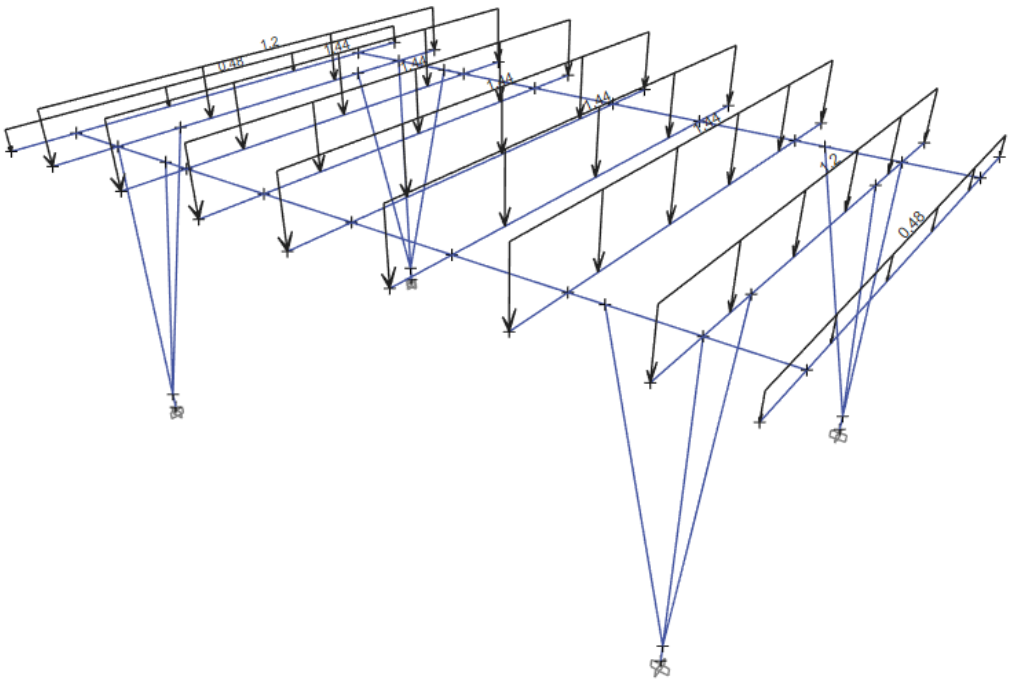


Ilustración 4. Carga Muerta (kN/m)

- Carga viva de cubierta (Lr)

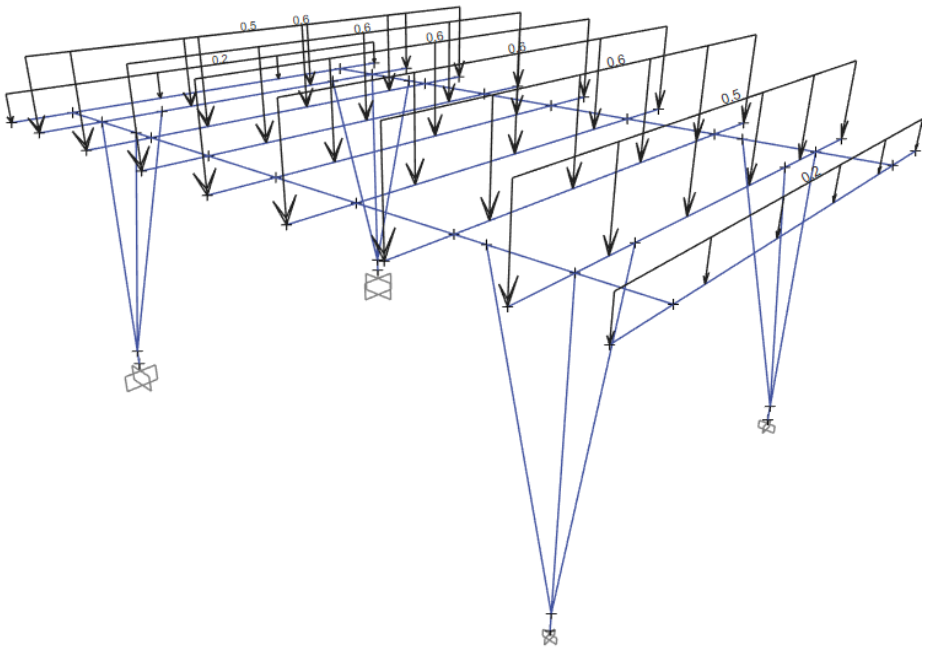


Ilustración 5. Carga viva de cubierta (kN/m)

- Carga de viento (Wx, Wy)

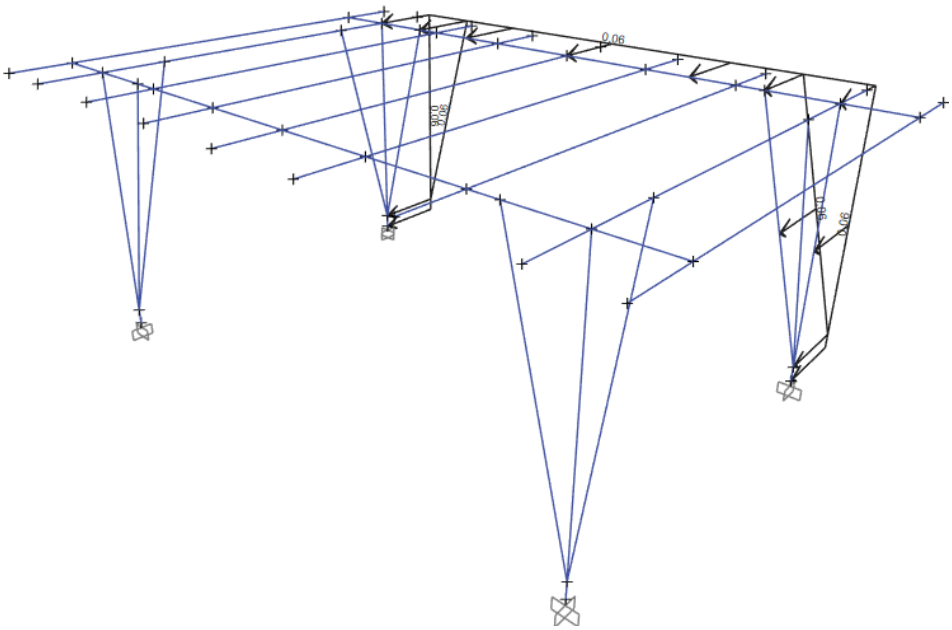


Ilustración 6. Carga de viento en X (kN/m)

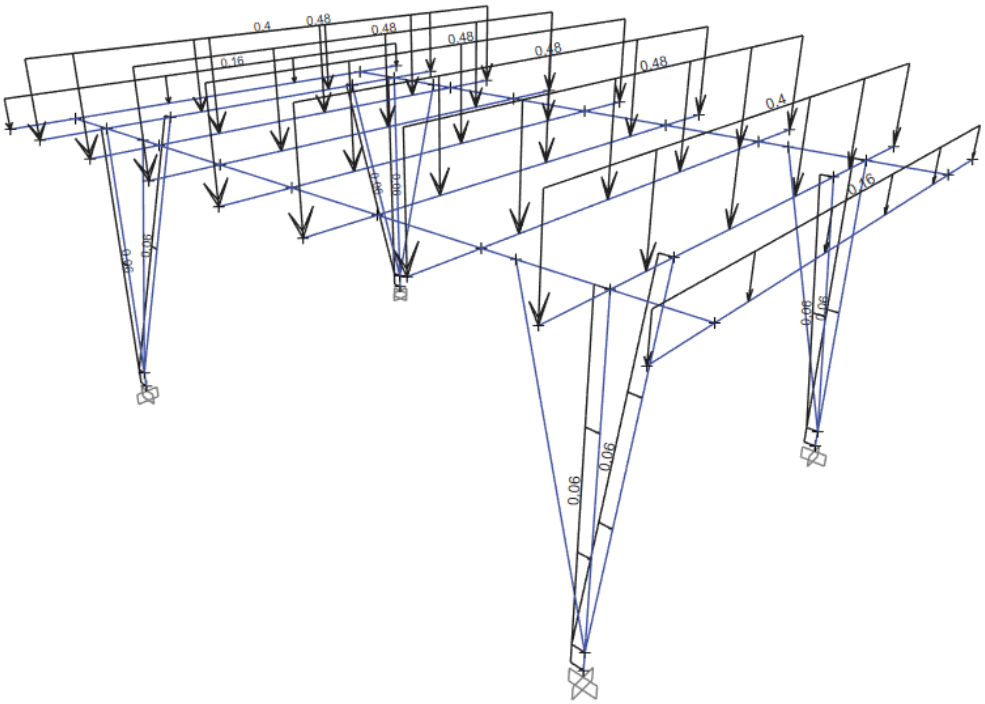


Ilustración 7. Carga de viento en Y (kN/m)

6. COMBINACIONES DE CARGA

Se consideran para el análisis y diseño las combinaciones de carga mostradas en la Tabla 3 y

Tabla 4, las cuales se encuentran en condiciones de servicio y últimas, respectivamente.

Tabla 3. Combinaciones de servicio

ID	Descripción
1	D
2	D + L
3	D + Lr
4	D + 0,75 L + 0,75 Lr
5	D ± Wx,y
6	D ± 0,7 Ex ± 0,21 Ey
7	D ± 0,21 Ex ± 0,7 Ey

8	D + 0,75L + 0,75Lr ± Wx,y
9	0,6 D ± Wx,y
10	0,6D ± 0,7Ex ± 0,21Ey
11	0,6D ± 0,21Ex ± 0,7Ey

Tabla 4. Combinaciones últimas

ID	Descripción
A	1,4D
B	1,2D + 1,6L
C	1,2D + 1,0L
D	1,2D + L ± 1,6Wx,y
E	1,2D + L ± Ex ± 0,3Ey
F	1,2D + L ± 0,3Ex ± Ey
G	0,9D ± 1,7Wx,y
H	0,9D ± Ex ± 0,3Ey
I	0,9D ± 0,3Ex ± Ey

Dónde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

Wx,y = Carga de viento en X o Y

Ex,y = Carga sísmica en X, Y

7. ANÁLISIS ESTÁTICO Y MODAL

a. FORMAS MODALES

Se presenta a continuación las formas de los principales modos que definen el comportamiento de la estructura.

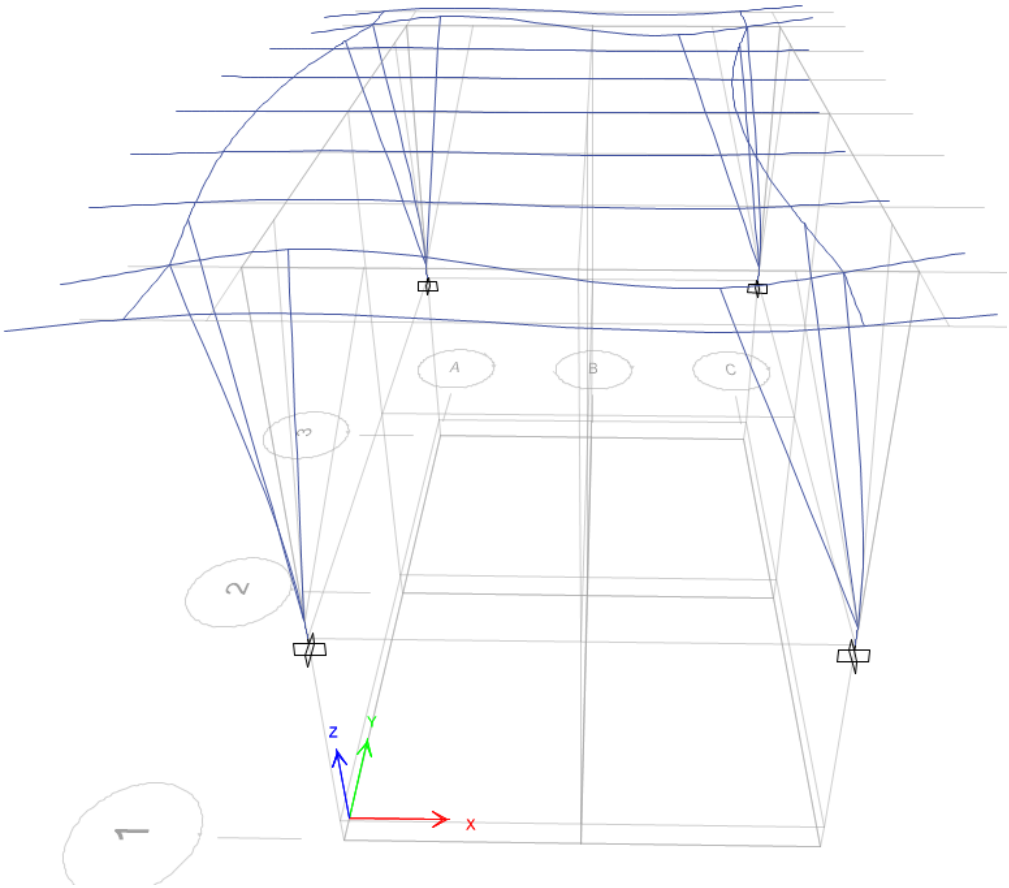


Ilustración 8.Modo 1 – Traslacional en dirección X - T = 0,55 s – Cubierta

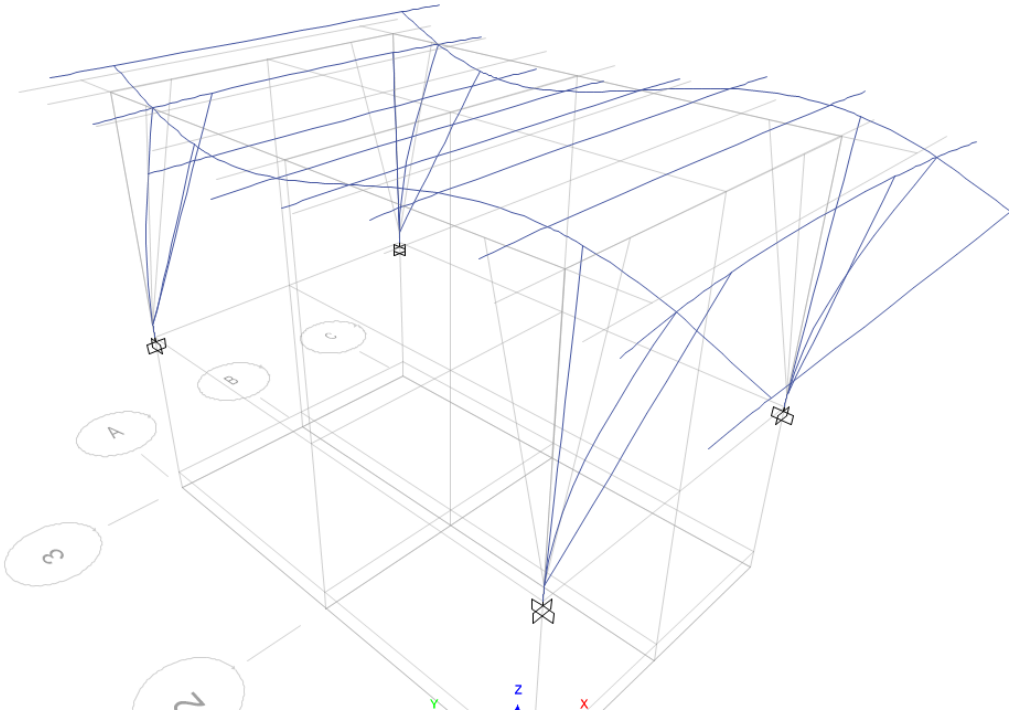


Ilustración 9.Modo 2 – Traslacional en dirección Y - T = 0,48 s – Cubierta

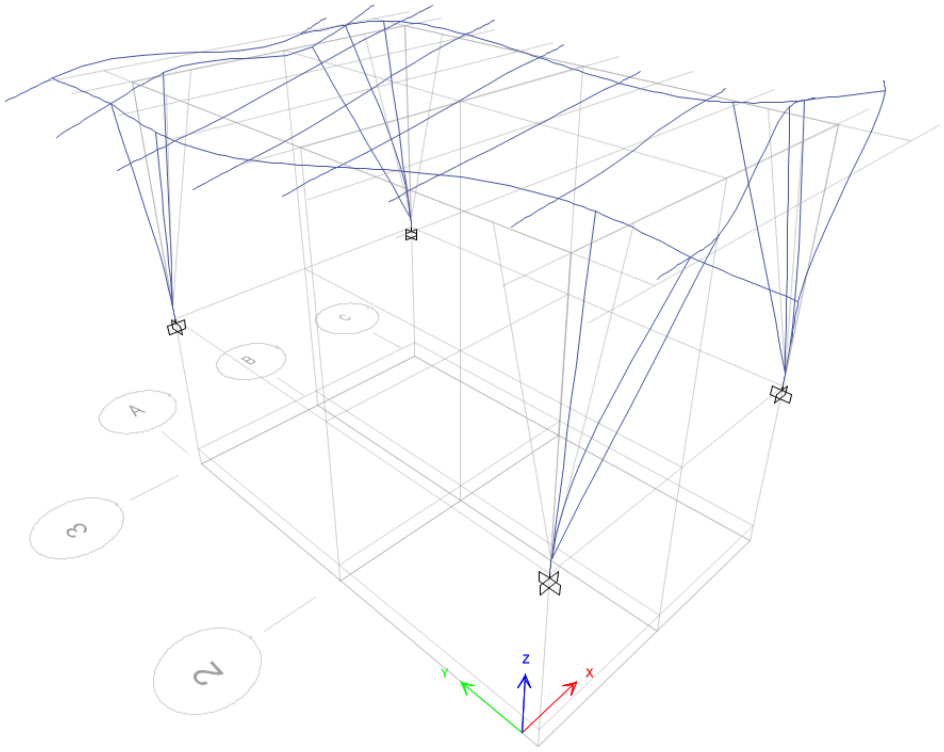


Ilustración 10.Modo 3 – Traslacional en dirección Rotacional Z- T = 0,44 s – Cubierta

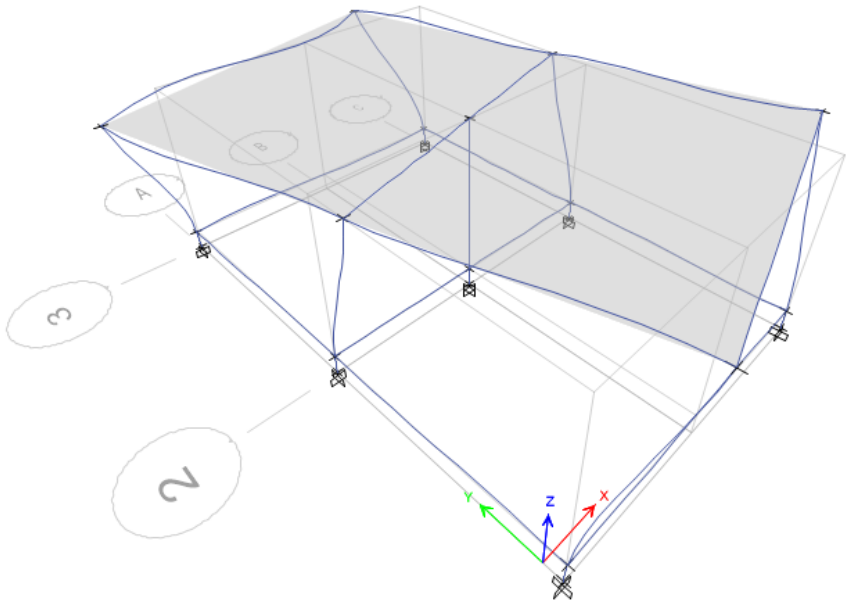


Ilustración 11.Modo 1 – Traslacional en dirección Rotacional Z- T = 0,18 s – Primer nivel

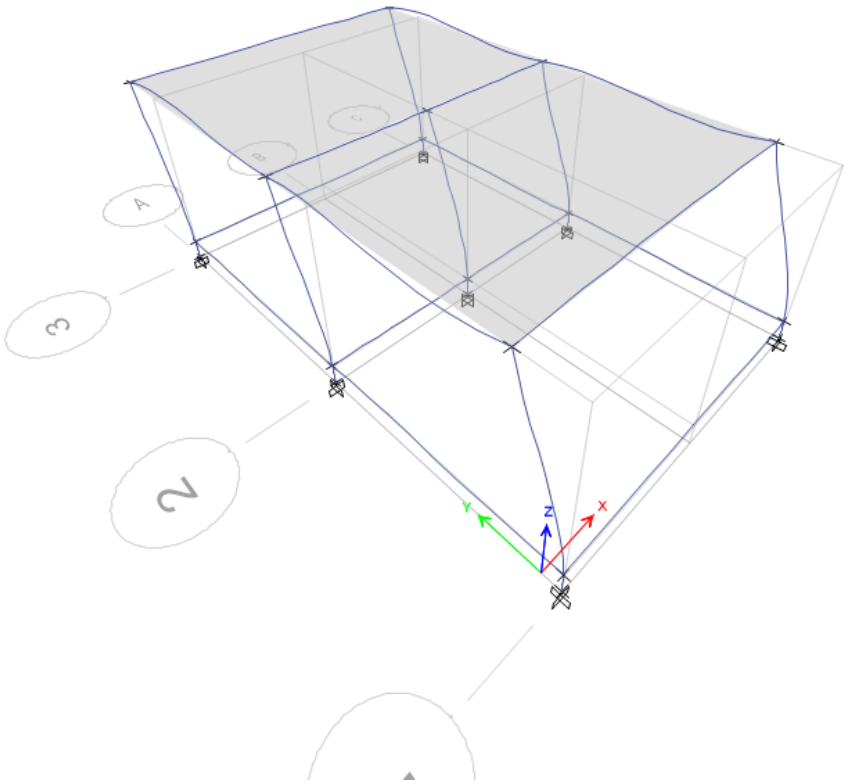


Ilustración 12.Modo 2 – Traslacional en dirección Y- T = 0,17 s – Primer nivel

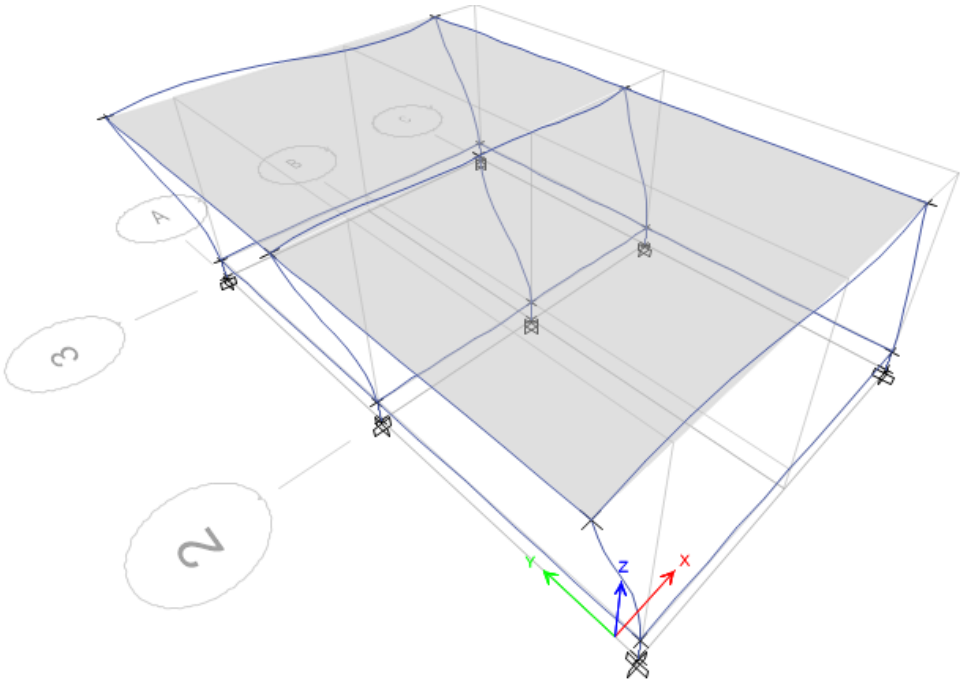


Ilustración 13.Modo 6 – Traslacional en dirección X- T = 0,17 s – Primer nivel

A continuación, se presenta la Tabla 5, donde se resumen las características de todos los modos considerados y se puede verificar que con el análisis modal dinámico se logra excitar el 100% de la masa sísmica de la edificación en cada dirección de análisis.

Tabla 5. Información modal-cubierta

Modo	T (s)	∑ Participación de masas en X	∑ Participación de masas en Y	∑ Participación de masas torsional
1	0,55	92%	0%	0%
2	0,483	92%	99%	0%
3	0,442	92%	99%	95%
4	0,264	92%	99%	99%
5	0,219	99%	100%	100%
6	0,156	100%	100%	100%
7	0,146	100%	100%	100%
8	0,134	100%	100%	100%
9	0,132	100%	100%	100%
10	0,124	100%	100%	100%
11	0,123	100%	100%	100%
12	0,117	100%	100%	100%

Tabla 6. Información modal-primer nivel

Modo	T (s)	∑ Participación de masas en X	∑ Participación de masas en Y	∑ Participación de masas torsional
1	0,177	0%	0%	83%
2	0,173	0%	82%	83%
3	0,169	82%	82%	83%
4	0,02	82%	82%	83%
5	0,02	82%	82%	83%
6	0,016	82%	82%	83%
7	0,014	82%	82%	83%
8	0,013	82%	82%	83%
9	0,012	82%	82%	83%
10	0,012	82%	82%	83%
11	0,01	82%	82%	83%
12	0,009	82%	82%	83%
13	0,007	82%	82%	83%
14	0,005	82%	98%	83%
15	0,005	82%	98%	90%
16	0,005	94%	98%	90%
17	0,005	94%	98%	100%
18	0,005	100%	98%	100%
19	0,004	100%	98%	100%
20	0,004	100%	98%	100%
21	0,004	100%	98%	100%

8. VERIFICACIÓN DE DERIVAS DE PISO

Se realiza la verificación de las derivas de piso considerando las fuerzas sísmicas en cada dirección principal de la estructura del edificio de control. La verificación se realiza para todos los nodos de cubierta. La verificación se realiza con las combinaciones presentadas en la

Tabla 4, teniendo presente que las solicitaciones sísmicas corresponden a aquellas calculadas con un coeficiente de importancia de I = 1,0, de acuerdo con el numeral A.6.2.1.2 de la NSR-10 [1], y sin ser divididas por el coeficiente de modificación de la respuesta (R), de acuerdo con el numeral B.2.4.2.2 de la NSR-10 [1], con lo que se obtiene un Sa = 0,72 g.

Según lo establecido en el capítulo A.6 de la NSR-10 [1], el límite de deriva máxima permisible de es 0,01 Altura de piso (1,0%) para estructuras de concreto reforzado y si se tienen estructuras metálicas como es el caso de la cubierta es posible multplicar las dervias resultantes por 0,7 o lo que es equivalente a que la deriva permisible sea del 1,4% de la altura de piso libre.

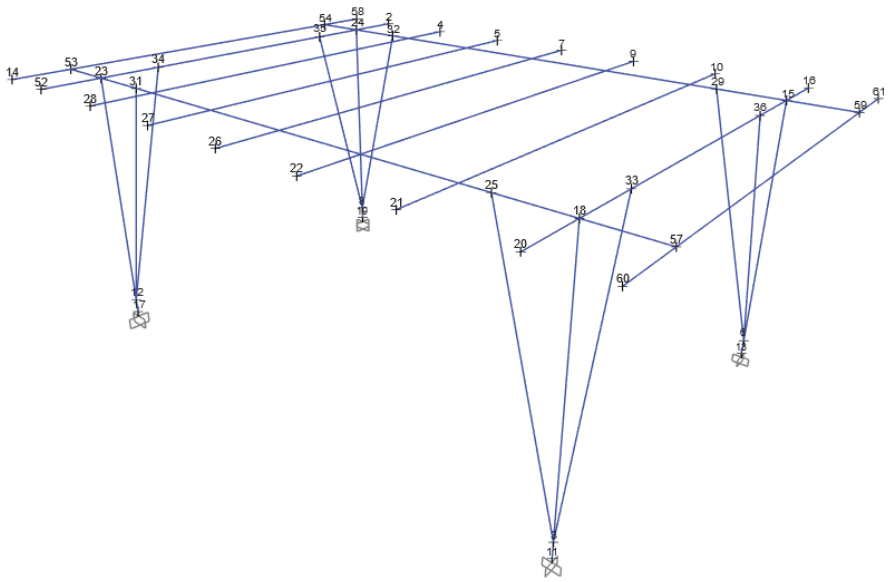


Ilustración 14. Numeración de los nodos en cubierta

Tabla 7. Verificación de derivas-Cubierta

Joint	Output Case	Ux	Uy
		m	m
18	Sx	0,0400	-0,0001
18	Sy	0,0000	0,0400
15	Sx	0,0400	0,0001
15	Sy	0,0000	0,0400
23	Sx	0,0350	-0,0001
23	Sy	0,0000	0,0400
24	Sx	0,0350	0,0001
24	Sy	0,0000	0,0400

Se puede comprobar que las derivas cumplen con el máximo valor de la norma, el cual es el 1,4 de la altura de la estructura.

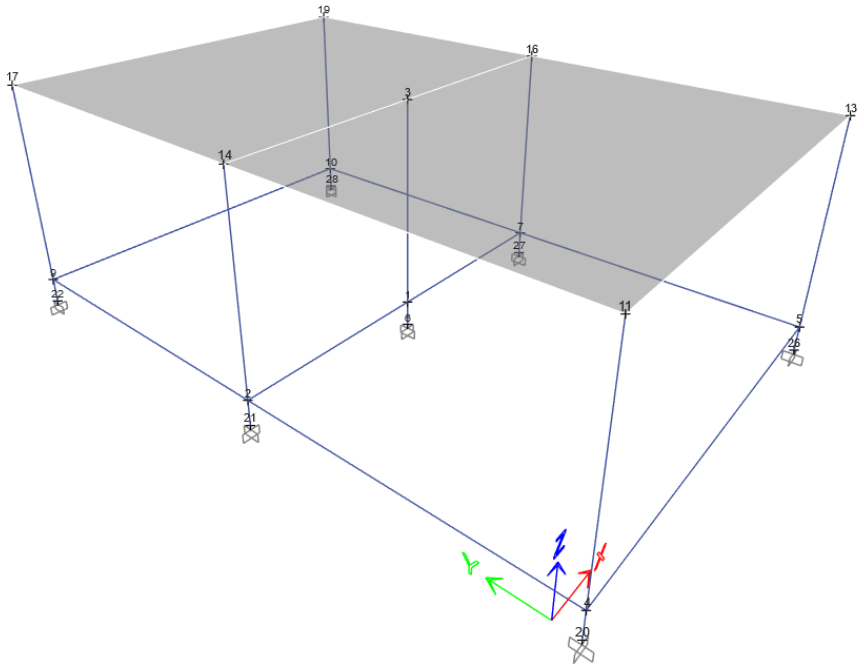


Ilustración 15. Numeración de los nodos en primer nivel

Tabla 8. Verificación de derivas- Primer nivel

Joint	Output Case	Disp X	Disp Y
		m	m
14	Sx	0,0070	0,0000
14	Sy	0,0000	0,0080
16	Sx	0,0070	0,0000
16	Sy	0,0000	0,0080
11	Sx	0,0080	0,0000
11	Sy	0,0000	0,0080
13	Sx	0,0080	0,0000
13	Sy	0,0000	0,0080
17	Sx	0,0080	0,0000
17	Sy	0,0000	0,0080
19	Sx	0,0080	0,0000
19	Sy	0,0000	0,0080

9. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO

a. VIGAS DE CIMENTACIÓN

El diseño de las vigas de cimentación se realiza considerando las solicitaciones actuantes, las cuales corresponden a las combinaciones de carga últimas.

Adicionalmente, las cargas sobre impuestas por los muros de mampostería que se colocan sobre las vigas y generan solicitaciones de flexión.

Para el refuerzo longitudinal se considera al menos una cuantía de 0,0033, mínimo dos barras deben disponerse de forma continua tanto en la parte superior como inferior y para el refuerzo transversal se consideran estribos cerrados en toda su longitud.

$$As_{mín} = \rho_{mín} \cdot b \cdot d = 145\ mm^2$$

Dónde:

$\rho_{mín}$ = Cuantía mínima = 0,0033

b = Ancho del elemento = 250 mm

d = Profundidad efectiva = 175 mm

Para suplir el área mínima de refuerzo por cara se pueden disponer dos barras #4, las cuales en total tienen un área de 258 mm^2.

Se calcula en el modelo las áreas de acero requeridas requeridas por flexión para cada viga del entramado y los resultados se muestran en la Ilustración 16.

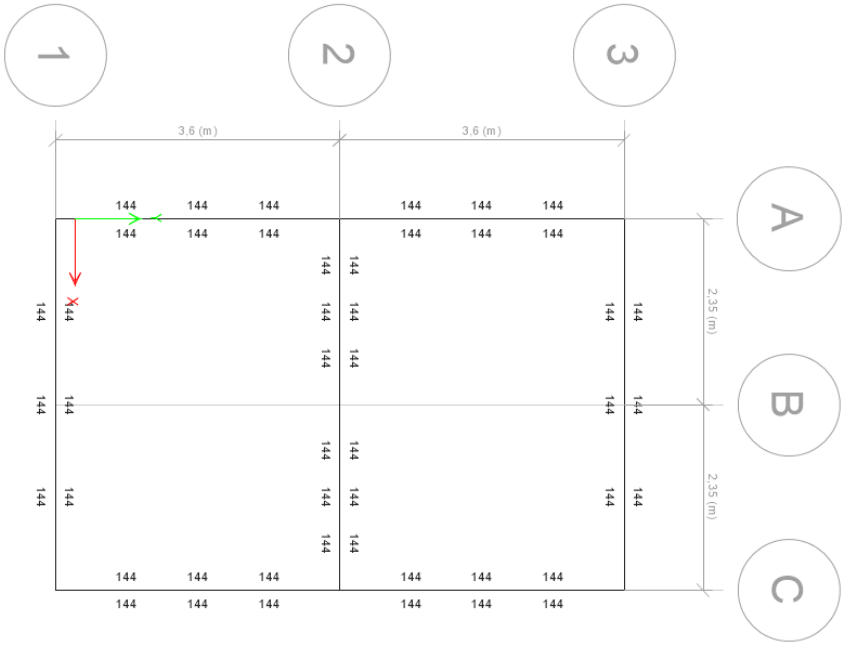


Ilustración 16. Área de refuerzo por flexión – Vigas de cimentación (mm2)

De acuerdo con los valores requeridos de área de refuerzo mostrados en la Ilustración 16, se disponen la siguiente disposición de refuerzo:

Vigas de cimentación en dirección X

- **Cara inferior:** Se disponen 2#4 (258 mm^2) a todo lo largo del elemento.
- **Cara Superior:** Se disponen 2#4 (258 mm^2) a todo lo largo del elemento

Vigas de cimentación en dirección Y

- **Cara inferior:** Se disponen 2#4 (258 mm^2) a todo lo largo del elemento.
- **Cara Superior:** Se disponen 2#4 (258 mm^2) a todo lo largo del elemento.

i. Revisión de tensiones sísmicas

De acuerdo con el numeral A.3.6.4.2 de la NSR-10 [1], las vigas de cimentación deben ser capaces de resistir una tensión o compresión de 0,25Aa veces la carga axial de la columna más cargada. De acuerdo con las solicitaciones obtenidas del software, la mayor carga axial en cualquiera de las columnas es una compresión de 132,55 kN para la combinación (B1). El coeficiente Aa, de acuerdo con lo descrito en el numeral 5.d.i, es 0,20.

Por tanto, la viga debe resistir una carga axial P_{min} de:

$P_{min} = 0{,}20 \cdot 0{,}25 \cdot 88{,}43\ kN = 6{,}63\ kN.$

Así, se verifica que la viga sea capaz de resistir una carga de tracción igual al valor calculado, el cual es el escenario más crítico, dado que la resistencia del concreto a la tracción es considerablemente menor que la de compresión. La resistencia del concreto a tracción o módulo de ruptura se calcula de acuerdo con el numeral C.9.5.2.3 de la NSR-10 [1]:

$$f_r = 0{,}62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} = 2{,}84\ MPa$$

Dónde:

λ = Factor de modificación para concreto liviano

f_c' = Resistencia a compresión del concreto

Para el caso, se desprecia el acero de refuerzo longitudinal de las vigas y se considera que su resistencia está dada únicamente por la sección de concreto.

Conociendo la geometría de la sección transversal y la resistencia a la tracción, es posible calcular la capacidad de las vigas.

$$T_u = \phi \cdot f_r \cdot A_g = 159{,}82\ kN$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia

A_g = Área bruta de la sección

Dado que la resistencia a tracción de la sección (159,82 kN) es mayor a las tensiones sísmicas (6,63 kN), el diseño se considera adecuado bajo este criterio.

ii. Diseño a cortante

Para la disposición del refuerzo transversal se consideran los criterios para el espaciamiento dados en la sección C.21.5.3 [1], donde se establece que la máxima separación de los estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura del elemento (500 mm).

- d/4 = 175/4 = 43,75 mm
- 6 d_b = 6*12,7 = 76,20 mm
- 150 mm

De las anteriores condiciones se observa que la que controla el espaciamiento es el primer criterio, por lo tanto, en la zona de confinamiento de las vigas se disponen estribos de confinamiento cerrados a 40 mm entre sí.

b. VIGAS AEREAS

El diseño de las vigas se realiza considerando las solicitaciones actuantes, las cuales corresponden a las combinaciones de carga últimas

Para el refuerzo longitudinal se considera al menos una cuantía de 0,0033, mínimo dos barras deben disponerse de forma continua tanto en la parte superior como inferior y para el refuerzo transversal se consideran estribos cerrados en toda su longitud.

$$As_{mín} = \rho_{mín} \cdot b \cdot d = 223\ mm^2$$

Dónde:

$\rho_{mín}$ = Cuantía mínima = 0,0033

b = Ancho del elemento = 300 mm

d = Profundidad efectiva = 225 mm

Para suplir el área mínima de refuerzo por cara se pueden disponer dos barras #4, las cuales en total tienen un área de 222,75 mm^2.

Se calcula en el modelo las áreas de acero requeridas requeridas por flexión para cada viga del entramado y los resultados se muestran a continuacion

El diseño las vigas se realiza considerando los requisitos de elementos sometidos a flexión en pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES) C.21.5 [1]. A continuación, se presenta la vista en planta de las vigas aéreas junto con los ejes del edificio y la nomenclatura de cada elemento.

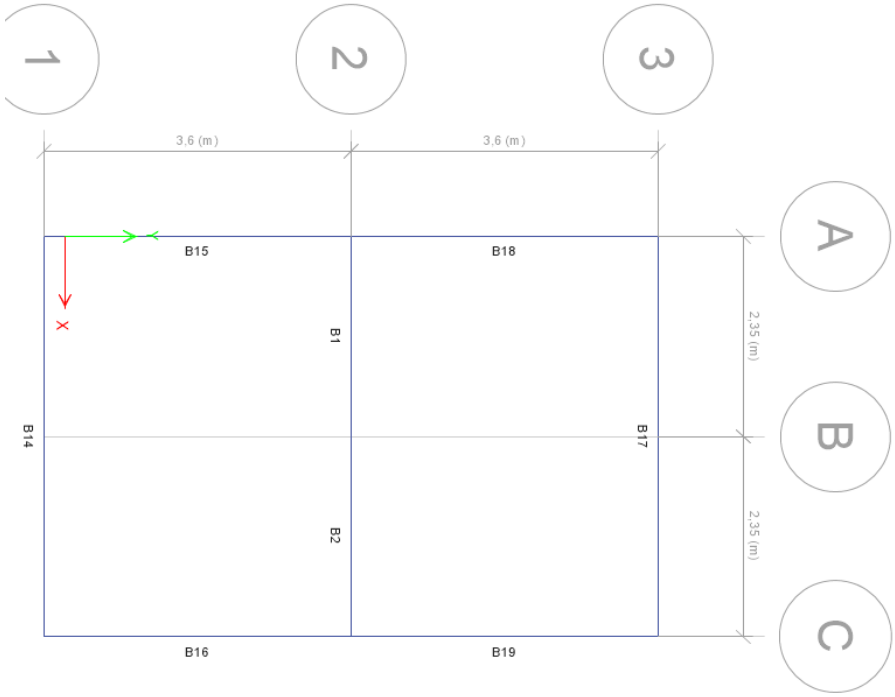


Ilustración 17. Vista en planta de vigas aéreas

i. Diseño a flexión

Para el refuerzo longitudinal, se considera una cuantía mínima de 0,0033, y se deben disponerse mínimo dos barras de forma continua tanto en la parte superior como inferior.

$$As_{mín} = \rho_{mín} \cdot b \cdot d = 206{,}25\ mm^2$$

Donde:

$\rho_{mín}$ = Cuantía mínima = 0,0033

b = Ancho del elemento = 300 mm

d = Profundidad efectiva = 250 mm

Para suplir el área mínima de refuerzo por cara se pueden disponer dos barras #4, las cuales en total tienen un área de 258 mm^2.

Se calcula en el modelo las áreas de acero requeridas requeridas por flexión para cada viga del entramado y los resultados se muestran en la Ilustración 18.

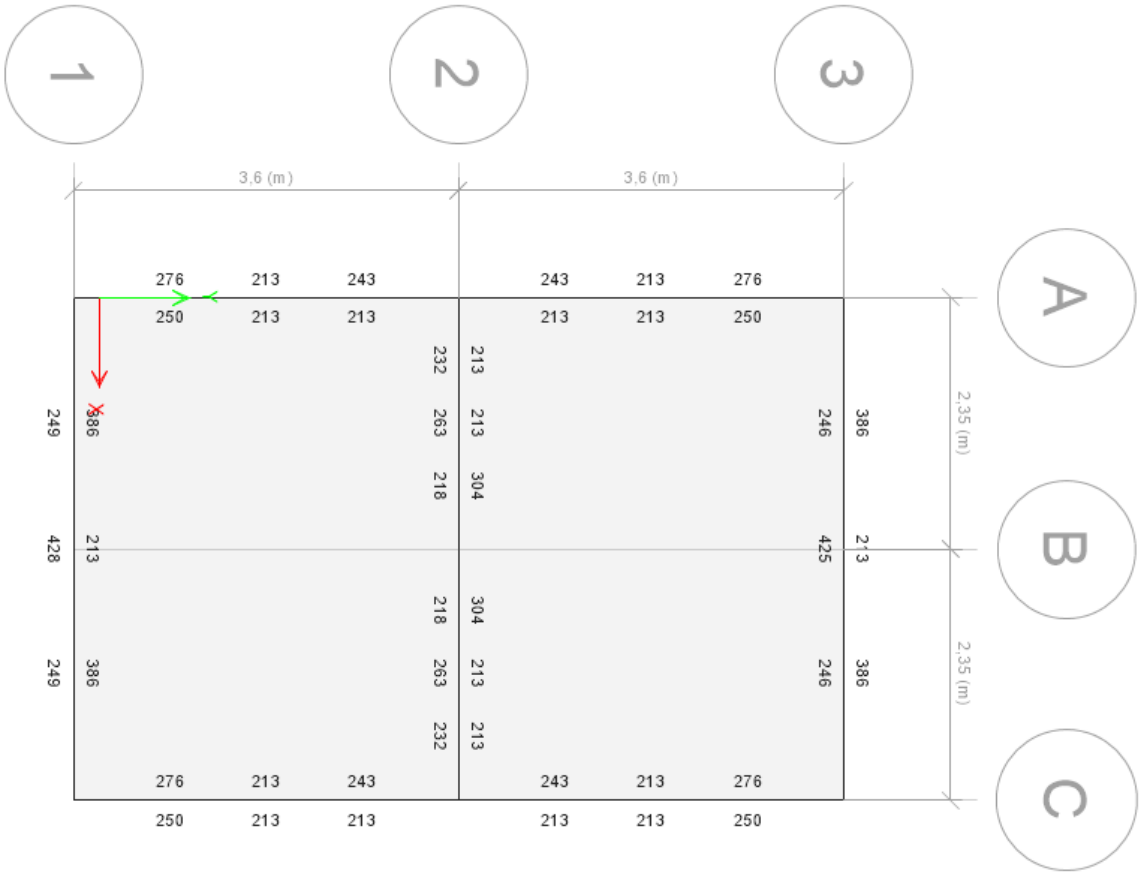


Ilustración 18. Área de refuerzo por flexión – Vigas áreas (mm2)

De acuerdo con los valores requeridos de área de refuerzo mostrados en la Ilustración 18 , se disponen la siguiente disposición de refuerzo:

Vigas áreas en dirección X

- **Cara inferior:** Se disponen 2#4 (258 mm^2) a todo lo largo del elemento y en la zona central se adiciona 1#5 (199 mm^2) para un total de 457 mm^2
- **Cara Superior:** Se disponen 2#4 (258 mm^2) a todo lo largo del elemento y en los nudos se adiciona 1#5 (199 mm^2) para un total de 457 mm^2

Vigas áreas en dirección Y

- **Cara inferior:** Se disponen 2#4 (258 mm^2) a todo lo largo del elemento.
- **Cara Superior:** Se disponen 2#4 (258 mm^2) a todo lo largo del elemento y en los nudos se adiciona 1#4 (129 mm^2) para un total de 387 mm^2

ii. Diseño a cortante

Para el refuerzo transversal se consideran los criterios para el espaciamiento dados en la sección C.21.5.3 [1], donde se establece que la máxima separación de los estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura del elemento no debe exceder del menor de los siguientes valores:

- $d/4 = 250/4 = 62,5$ mm
- $6\ d_b = 6*12,7 = 76$ mm
- 150 mm

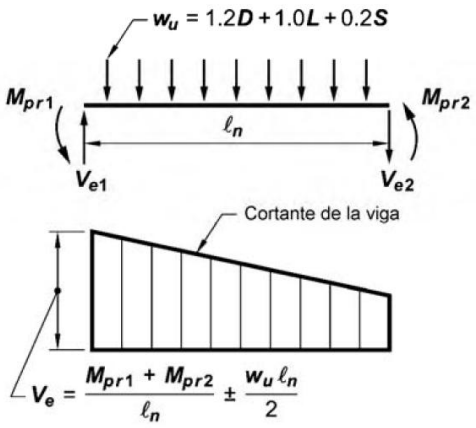
De las anteriores condiciones se observa que la que controla el espaciamiento es el primer criterio, por lo tanto, en la zona de confinamiento de las vigas se disponen estribos de confinamiento cerrados a 60 mm entre sí.

Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos espaciados a no más de d/2, es decir 125 mm como máximo.

De acuerdo con el numeral C.21.5.4 de la NSR-10 [1], para determinar la fuerza cortante de diseño, Ve, en el elemento estructural en consideración, se adopta un enfoque basado en las fuerzas estáticas presentes entre las caras de los nudos. Se realiza la suposición de que en las caras de los nudos ubicados en los extremos del elemento, actúan momentos de signo opuesto asociados a la resistencia probable, Mpr. Además, se considera la carga gravitacional incrementada a lo largo de la luz del elemento. Es esencial destacar que las fuerzas de diseño deben ser calculadas

de manera que, al enfrentar momentos Mpr que la viga puede resistir debido a la flexión, no ocurra previamente una falla frágil atribuible a esfuerzos de cortante.

Esto se logra mediante la realización de un equilibrio estático de la viga, sometida a las cargas gravitacionales de diseño a lo largo de su extensión, y teniendo en cuenta los momentos Mpr máximos que el elemento podría experimentar en sus extremos. Estos momentos se generan con la disposición específica del acero diseñada para hacer frente a la flexión cuando se alcanza un esfuerzo de 1,25 veces el límite de fluencia, fy.



Cortante de diseño para vigas

El análisis se realiza para los 2 tipos de vanos que se tienen en la estructura. Los momentos nominales utilizados para la estimación de los cortantes plásticos se utiliza la siguiente ecuación:

$$\phi Mn_i = \frac{\phi \cdot As \cdot Fy}{d - \frac{a}{2}}$$

Donde,

As = Área de acero dispuesta en la cara i

Fy = 1,25 veces Fy de diseño

d = Profundidad efectiva de la sección

a = Altura de la zona comprimida del concreto

ϕ = Coeficiente de sobreresistencia 1,00.

Y para la estimación del acero requerido, se emplea la siguiente ecuación:

$$Av_{req} = \frac{V_u \cdot S}{\phi_V \cdot Fy_T \cdot d}$$

Dónde:

V_u = Cortante de diseño

S = Separación de estribos = 125 mm

ϕ_V = Coeficiente de reducción = 0,75.

Fy_T = Resistencia a la fluencia del acero transversal = 420

En la Tabla 9 se presentan los momentos plásticos y la estimación del acero de refuerzo para los 3 tipos de vanos de la estructura:

Tabla 9. Momentos plásticos y cortantes en las vigas

φMn$_{sup}$ (kN-m)	**φMn$_{inf}$ (kN-m)**	**ΣM vigas**	**Ln (m)**	**V$_{PL}$ (kN)**	**V$_{Wu}$ (kN)**	**V$_u$ (kN)**	**Avreq (mm2)**
46,169	31,807	77,975	3,600	21,660	17,680	39,340	62,444
53,532	53,532	107,063	4,700	22,779	18,841	41,620	66,064
53,532	53,532	107,063	2,350	45,559	18,299	63,858	101,361

Con base en lo anterior, se disponen estribos cerrados de dos ramas con barras #3 para atender las solicitaciones, lo que equivale a un área de refuerzo transversal de 142 mm^2.

c. DISEÑO DE COLUMNAS

i. Diseño a flexo compresión

Se presenta la nomenclatura de las columnas y pedestales de la estructura a continuación:

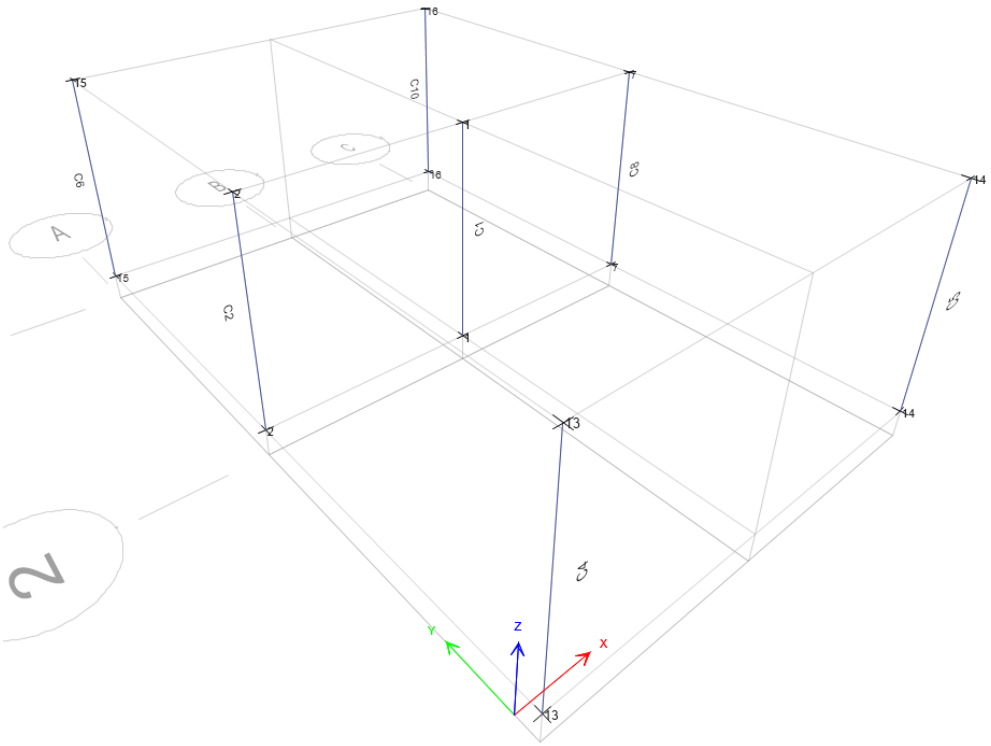


Ilustración 19. Nomenclatura de columnas y pedestales de la estructura

El diseño de las columnas se realiza considerando los requisitos de elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES) C.21.6 [1].

El área de refuerzo longitudinal no debe ser menor de 0,01Ag ni mayor de 0,04Ag.

$$As_{mín} = 0{,}01 \cdot b \cdot h = 0{,}01 \cdot 300 \cdot 300 = 900\ mm^2$$

Para suplir esta área de acero mínima se disponen 8 barras #4 en el perímetro de la columna, con lo cual se obtiene un área total de acero de 1032 mm^2, cumpliendo cabalmente con la cuantía mínima. Ahora, conociendo el refuerzo longitudinal, equivalente al 1,15 % del área bruta, se puede construir el diagrama de interacción de la columna, por el cual se calcula la resistencia a flexo compresión.

Como las solicitaciones son biaxiales, el análisis del diagrama de interacción debe considerar esta variación de la dirección de la solicitación. Para el presente diseño, la columna más crítica es en la intersección del eje A y el eje 1, que corresponde al elemento C4 del modelo, en el cual se presentan unas solicitaciones máximas

reportadas en la Tabla 10, junto con el momento total y ángulo para el cual se presenta.

Tabla 10. Solicitaciones máximas de diseño para columna C4 (controlante)

Combinación	Columna	Pu (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)	θ (°)	MT (kN-m)
B	C14	-91,35	1,13	29,39	87,80	29,41

Se presenta entonces la solicitación de la combinación B en el diagrama de interacción de la columna para el ángulo correspondiente.

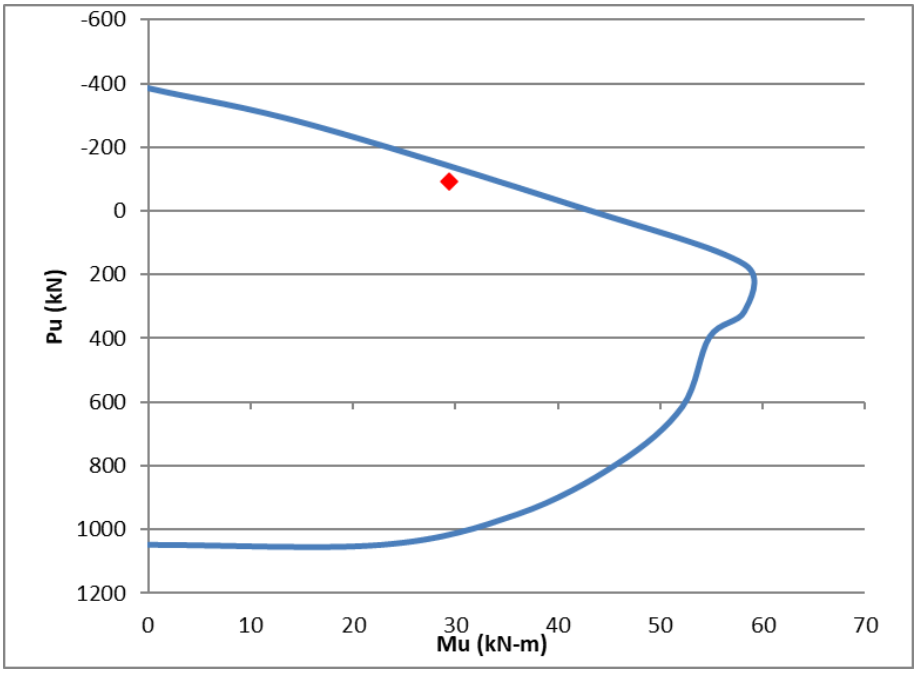


Ilustración 20. Diagrama de interacción de la columna

Dado que el punto que representa las solicitaciones se encuentra contenido dentro de la curva correspondiente a una cuantía del 1,15%, el diseño de las columnas se considera adecuado.

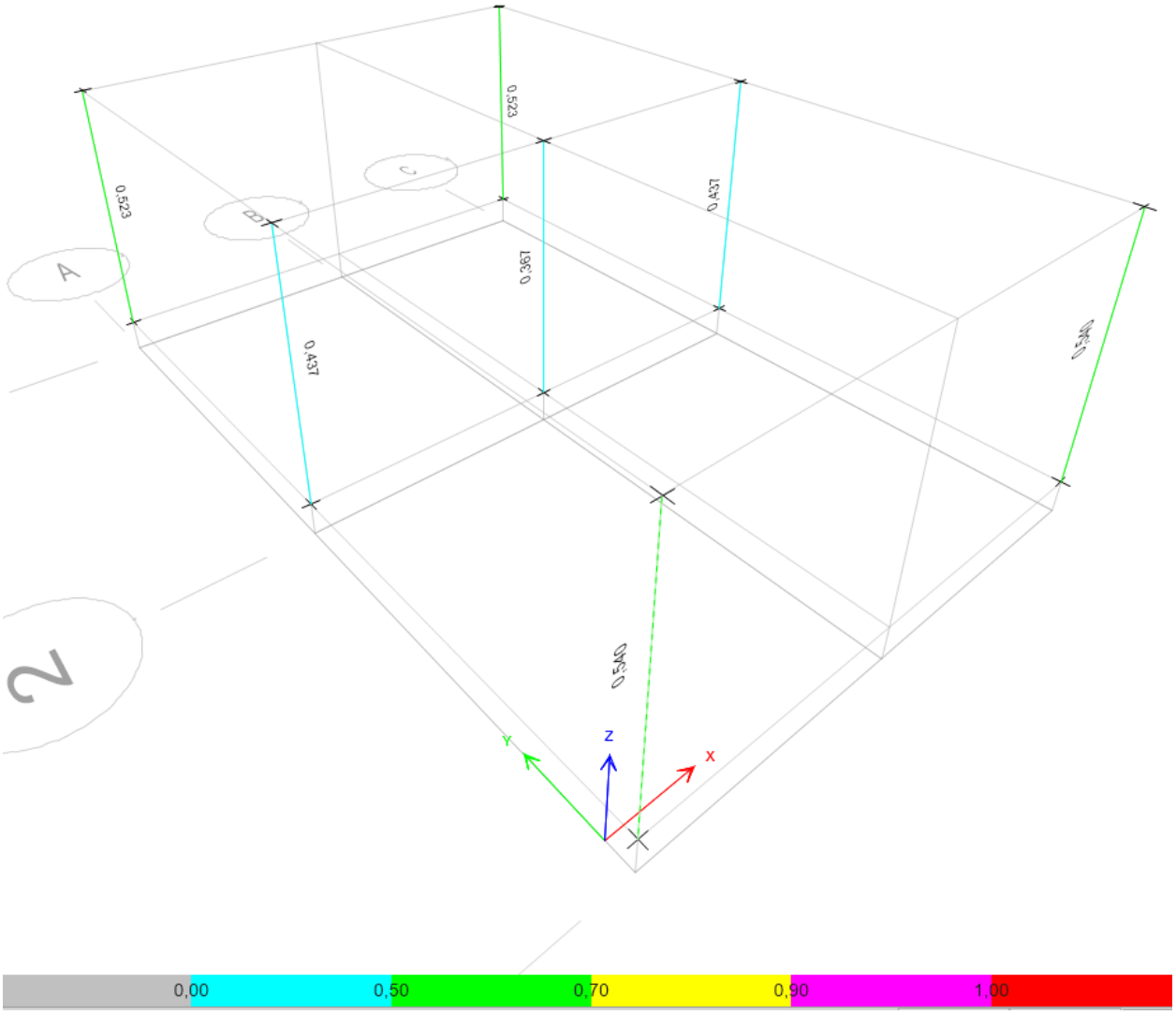


Ilustración 21. Porcentaje de uso- Columnas

ii. Detallado sísmico

Longitud de la zona de confinamiento

El refuerzo transversal se dispone en una zona de confinamiento con una longitud que debe ser el mayor de los siguientes valores, de acuerdo con C.21.6.4.1 [1]:

- h = 300 mm
- altura libre/6 = 400 mm
- 450 mm

Por lo anterior, la zona de confinamiento debe ser de al menos 450 mm.

Máxima separacion de estribos en la zona de confinamiento

La máxima separación de los estribos en la zona de confinamiento, de acuerdo con C.21.6.4.3 [1], no debe exceder el menor de los siguientes valores:

- Dim mínima / 4 = 75 mm
- $6d_b$ = 76,2 mm
- S = 100 + (350-h)/3 = 117 mm

Así, la separación de estribos en la zona de confinamiento debe ser 75 mm.

Máxima separación de estribos en zona no confinada

Ahora, la separación de los estribos más allá de la zona confinada, de acuerdo con C.21.6.4.5 [1], no debe ser mayor a:

- $6d_b$ = 76,2 mm
- 150 mm

Así, la separación de estibos fuera de la zona confinada debe ser 75 mm.

Área de refuerzo transversal

Según el numeral C.21.6.4.4 [1], el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones:

$$A_{sh\,1} = 0{,}3\frac{s\,b_c\,f_c^{'}}{f_{yt}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right] = 212{,}73\ mm^2$$

$$A_{sh\,2} = 0{,}09\frac{s\,b_c\,f_c^{'}}{f_{yt}} = 74{,}25\ mm^2$$

Donde:

A_{sh}: Área total de refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios).

s: Espaciamiento de los estribos = 75mm.

b_c: Dimensión transversal confinada del elemento = 220 mm.

f'_c: Resistencia a la compresión del concreto = 21 MPa.

f_y: Resistencia a la fluencia del refuerzo = 420 MPa.

A_g: Área bruta de la sección de concreto = 90000 mm^2.

A_{ch}: Área de la sección transversal confinada = 48400 mm^2.

A_{sh} en sentido de la sección transversal, debe ser mayor de 131,25 mm^2. De esta manera, se disponen de 2 ramas con barras #4, lo que representa 258 mm^2, cumpliendo con el acero mínimo requerido y cumpliendo ademas la dimesion b_c.

10. DISEÑO DE ELEMENTOS METÁLICOS

Se deben verificar los perfiles metálicos que dan soporte a la cubierta, los cuales se encargan de transmitir las solicitaciones de carga muerta, viva, viento y sismo a los elementos de concreto que conforman el primer nivel

En la Ilustración 22 a continuación se presenta un esquema general de la cubierta:

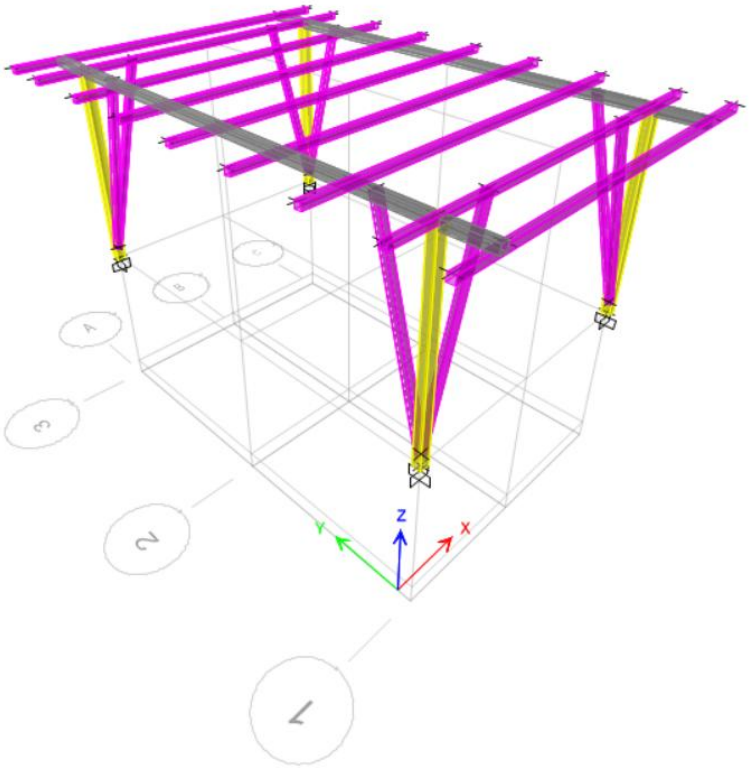


Ilustración 22. Isométrico del modelo de cubierta

Como se mencionó en numerales anterior el diseño de los elementos metálicos se realiza considerando el sistema estructural péndulo invertido (Dado que la masa se concentra en la parte superior) de elementos de acero. El valor R para el diseño de elementos es R=2,5 y para el diseño de conexiones se considera un Ω de 2,0.

a. DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de las columnas se realizó mediante el software ETABS [3]. Para el diseño se utilizaron las cargas descritas en numerales anteriores. Para la presente cubierta se utilizaron perfiles tubulares rectangulares 150x150x6 mm

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Envelope)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
Story3	C10	10	T 150x150x6	E2	0	Ordinary Moment Frame	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
3500,0	1	0,95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Limited 1st Order	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S_{DS}	R	Ω_0	C_d
No	No	Yes	D	1	1	0,5	8	3	5,5

Design Code Parameters

ϕ_b	ϕ_b	ϕ_{TY}	ϕ_{TF}	ϕ_V	$\phi_{V\text{-}RI}$	ϕ_{VT}
0,9	0,9	0,9	0,75	0,9	1	1

Section Properties

A (cm^2)	J (cm^4)	I_{33} (cm^4)	I_{22} (cm^4)	A_{v3} (cm^2)	A_{v2} (cm^2)
34,6	1829,8	1196,5	1196,5	16,6	16,6

Design Properties

S_{33} (cm^3)	S_{22} (cm^3)	Z_{33} (cm^3)	Z_{22} (cm^3)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (cm^6)
159,5	159,5	186,7	186,7	58,8	58,8	Not required

Material Properties

E (MPa)	f_y (MPa)	R_y	C_{pr}	α
200000	350	1,3	1,4	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (kN)	M_{u33} (kN-m)	M_{u22} (kN-m)	V_{u2} (kN)	V_{u3} (kN)	T_u (kN-m)
0	-28,5754	11,9333	-3,1213	0	0	-0,0655

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	0,961	1	2	1	1	1
Minor Bending	0,961	1	2	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0,961	2	2,253

Demand/Capacity (D/C) Ratio

D/C Ratio =	$(P_r /2P_c) + (M_{r33} /M_{c33}) + (M_{r22} /M_{c22})$
0,291 =	0,035 + 0,203 + 0,053

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
28,5754	411,6818	1088,64

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n Capacity (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	11,9333	58,8206	58,8206	58,8206
Minor Bending	3,1213	58,8206		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kN-m)	T_n Capacity (kN-m)	ϕT_n Capacity (kN-m)
-0,0655	52,0795	46,8716

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0	312,984	0,028
Minor Shear	0	312,984	0,016

b. VIGAS DE CUBIERTA

El diseño de las vigas se realizó mediante el software ETABS. Para el diseño se utilizaron las cargas descritas en numerales anteriores. Para la presente cubierta se utilizaron perfiles tubulares rectangulares

- Tipo 1 -135X135x6 mm
- Tipo 2 - 100X100X4 mm

i. Tipo 1 - Viga de cubierta 135x135x6

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Envelope)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
Story3	B2	18	T 135x135x6	F2	850	Ordinary Moment Frame	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
7200,0	1	0,95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Limited 1st Order	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S_{DS}	R	Ω_0	C_d
No	No	Yes	D	1	1	0,5	8	3	5,5

Design Code Parameters

ϕ_b	ϕ_b	ϕ_{TY}	ϕ_{TF}	ϕ_V	ϕ_{V-RI}	ϕ_{VT}
0,9	0,9	0,9	0,75	0,9	1	1

Section Properties

A (cm^2)	J (cm^4)	I_{33} (cm^4)	I_{22} (cm^4)	A_{v3} (cm^2)	A_{v2} (cm^2)
31	1318,2	860,5	860,5	14,8	14,8

Design Properties

S_{33} (cm^3)	S_{22} (cm^3)	Z_{33} (cm^3)	Z_{22} (cm^3)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (cm^6)
127,5	127,5	149,9	149,9	52,7	52,7	Not required

Material Properties

E (MPa)	f_y (MPa)	R_y	C_{pr}	α
200000	350	1,3	1,4	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (kN)	M_{u33} (kN-m)	M_{u22} (kN-m)	V_{u2} (kN)	V_{u3} (kN)	T_u (kN-m)
850	-10,18	-19,8466	-1,2484	-18,4458	1,5936	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	0,764	1	1	1	1	1
Minor Bending	0,167	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0,167	1	1,052

Demand/Capacity (D/C) Ratio

D/C Ratio =	$(P_r /2P_c) + (M_{r33} /M_{c33}) + (M_{r22} /M_{c22})$
0,459 =	0,012 + 0,42 + 0,026

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
10,18	434,8467	975,24

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n Capacity (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	19,8466	47,2113	47,2113	47,2113
Minor Bending	1,2484	47,2113		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kN-m)	T_n Capacity (kN-m)	ϕT_n Capacity (kN-m)
0	41,7601	37,5841

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	25,8899	278,964	0,093
Minor Shear	0,5505	278,964	0,002

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
25,6035	F4	25,6683	F3

ii. Tipo 2 - Viga de cubierta 100x100x4

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Envelope)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
Story3	B63	57	T 100x100x4	C	3150	Ordinary Moment Frame	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
6300,0	1	0,95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Limited 1st Order	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Design Code Parameters

ϕ_b	ϕ_b	ϕ_{TY}	ϕ_{TF}	ϕ_V	ϕ_{V-RI}	ϕ_{VT}
0,9	0,9	0,9	0,75	0,9	1	1

Section Properties

A (cm²)	J (cm⁴)	I_{33} (cm⁴)	I_{22} (cm⁴)	A_{v3} (cm²)	A_{v2} (cm²)
15,4	361,4	236,3	236,3	7,4	7,4

Design Properties

S_{33} (cm³)	S_{22} (cm³)	Z_{33} (cm³)	Z_{22} (cm³)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (cm⁶)
47,3	47,3	55,3	55,3	39,2	39,2	Not required

Material Properties

E (MPa)	f_y (MPa)	R_y	C_{pr}	α
200000	350	1,3	1,4	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (kN)	M_{u33} (kN-m)	M_{u22} (kN-m)	V_{u2} (kN)	V_{u3} (kN)	T_u (kN-m)
3150	-0,0324	6,3346	0,0008	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	0,746	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0,746	1	1,182

Demand/Capacity (D/C) Ratio

D/C Ratio =	$(P_r /2P_c) + (M_{r33} /M_{c33}) + (M_{r22} /M_{c22})$
0,364 =	1,745E-04 + 0,363 + 4,657E-05

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
0,0324	92,774	483,84

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n Capacity (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	6,3346	17,4283	17,4283	17,3723
Minor Bending	0,0008	17,4283		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kN-m)	T_n Capacity (kN-m)	ϕT_n Capacity (kN-m)
0	15,431	13,8879

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	6,904	139,104	0,05
Minor Shear	0	139,104	0

c. DIAGONALES

El diseño de las diagonales se realizó mediante el software ETABS. Para el diseño se utilizaron las cargas descritas en numerales anteriores. Para la presente cubierta se utilizaron perfiles tubulares rectangulares 100x100x4 mm

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Envelope)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
Story3	D1	41	T 100x100x4	D3	1703,9	Ordinary Moment Frame	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
3407,7	1	0,95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Limited 1st Order	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Design Code Parameters

ϕ_b	ϕ_b	ϕ_{TY}	ϕ_{TF}	ϕ_V	$\phi_{V\text{-}RI}$	ϕ_{VT}
0,9	0,9	0,9	0,75	0,9	1	1

Section Properties

A (cm^2)	J (cm^4)	I_{33} (cm^4)	I_{22} (cm^4)	A_{v3} (cm^2)	A_{v2} (cm^2)
15,4	361,4	236,3	236,3	7,4	7,4

Design Properties

S_{33} (cm^3)	S_{22} (cm^3)	Z_{33} (cm^3)	Z_{22} (cm^3)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (cm^6)
47,3	47,3	55,3	55,3	39,2	39,2	Not required

Material Properties

E (MPa)	f_y (MPa)	R_y	C_{pr}	α
200000	350	1,3	1,4	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (kN)	M_{u33} (kN-m)	M_{u22} (kN-m)	V_{u2} (kN)	V_{u3} (kN)	T_u (kN-m)
1703,9	-48,3207	0,0514	0	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
1	1	1,316

Demand/Capacity (D/C) Ratio

D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$
0,09 =	0,087 + 0,003 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
48,3207	276,3456	483,84

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n Capacity (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	0,0514	17,4283	17,4283	17,4283
Minor Bending	0	17,4283		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kN-m)	T_n Capacity (kN-m)	ϕT_n Capacity (kN-m)
0	15,431	13,8879

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0,0703	139,104	0,001
Minor Shear	0	139,104	0

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
-48,5548	D3	-48,5548	D3

d. DISEÑO DE CONEXIONES

Se realiza el diseño de las conexiones entre perfiles de acero con el software de elementos finitos IDEA StatiCa Version 21.1.4 [4], con el que se verifican todos los estados límites de diseño y para el nivel de cargas obtenido en el modelo estructural.

Las conexiones entre perfiles de acero y elementos de concreto, para las que se considera un anclaje con pernos preinstalados.

i. Conexión de empalme Viga tipo 1 y columna

La conexión entre la viga tipo y la columna se realiza como una conexión a cortante, sin presentar resistencia a cortante.

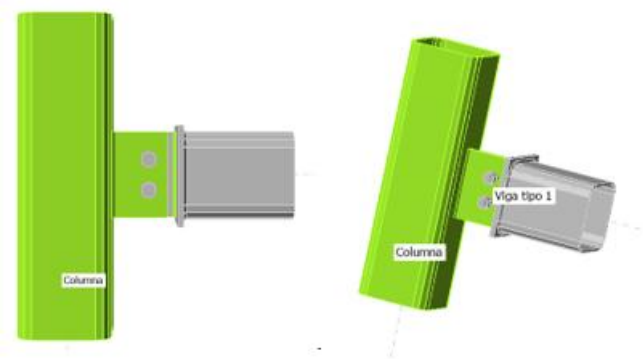


Ilustración 23 Conexión a cortante viga Tipo 1 y columna

Tabla 11. Resumen de resultados conexión cortante viga Tipo 1 y columna

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,6 < 5,0%	OK
Tornillos	51,3 < 100%	OK
Soldaduras	78,2 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	
GMNA	No calculado	

ii. Conexión de viga tipo 1/2 y diagonal – Conexión a Cortante B

La conexión entre las diagonales y las vigas de cubierta tipo 1/2 se realiza por medio de conexiones que resistente exclusivamente cortante, sin presentar resistencia a momento.

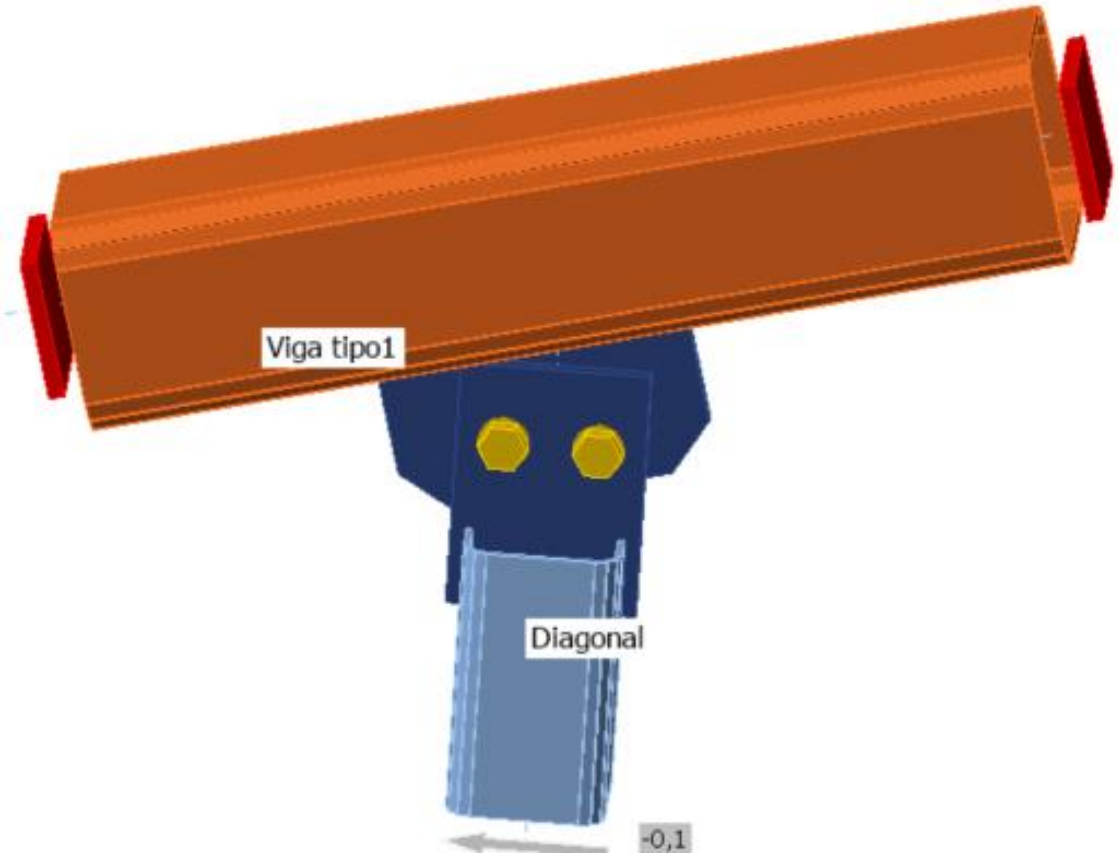


Ilustración 24. Conexión a cortante A

Tabla 12. Resumen de resultados conexión cortante A

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	2,4 < 5,0%	OK
Tornillos	55,6 < 100%	OK
Soldaduras	84,3 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	
GMNA	No calculado	

iii. Conexión de diagonal y columna- Conexión a cortante B

La conexión entre las diagonales y las columnas se realiza por medio de conexiones que resistente exclusivamente cortante, sin presentar resistencia a momento.

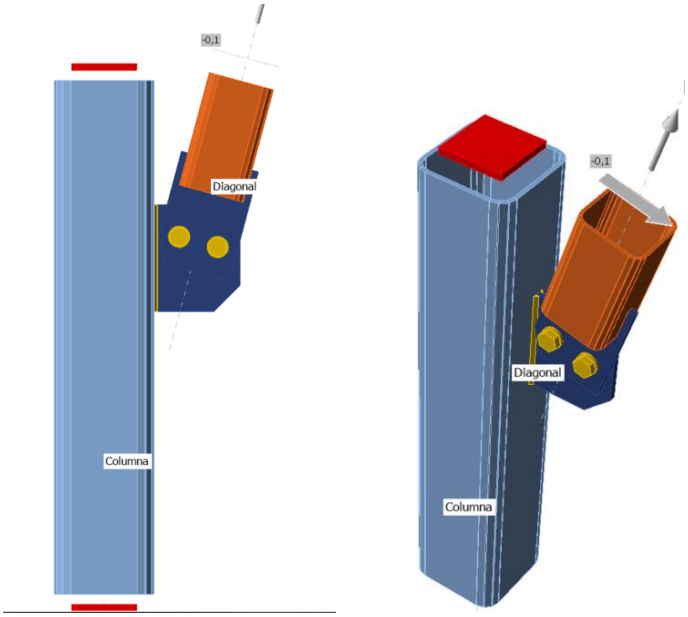


Ilustración 25. Conexión a cortante B

Tabla 13. Resumen de resultados conexión cortante B

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	2,5 < 5,0%	OK
Tornillos	55,2 < 100%	OK
Soldaduras	93,8 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	
GMNA	No calculado	

iv. Conexión de la columna al concreto

La conexión de la columna metálica de 150x150x6 al concreto se realiza por medio de pernos preinstalados de resistencia ASTM F1554 Gr55. El perfil estructural se posa sobre una placa base de 300x300x15,9 de acero A572 Gr 50 de alta resistencia.

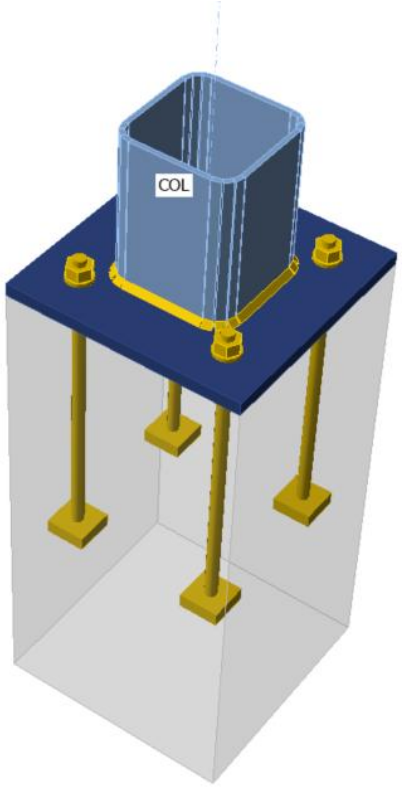


Figura 5. Conexión a momento de columnas a concreto

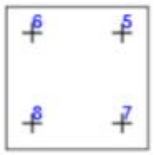
Tabla 14. Resumen de resultados conexión columna/concreto-Resumen

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,1 < 5,0%	OK
Anclajes	1891,9 > 100%	No OK!
Soldaduras	85,3 < 100%	OK
Bloque de hormigón	45,7 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Tabla 15. Resumen de resultados conexión columna/concreto-Anclajes

Anclajes

Forma	Ítem	Cargas	N_f [kN]	V [kN]	ϕN_{cbg} [kN]	ϕN_p [kN]	ϕN_{sb} [kN]	ϕV_{cbg} [kN]	ϕV_{cp} [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Estado
	A5	LE1	24,7	2,6	22,3	285,7	59,8	3,2	32,5	540,5	163,7	1891,9	No OK!
	A6	LE1	49,4	2,6	22,3	285,7	59,8	-	32,5	540,5	32,6	1680,1	No OK!
	A7	LE1	0,0	2,9	-	285,7	-	3,2	32,5	0,0	163,7	227,3	No OK!
	A8	LE1	46,4	2,5	22,3	285,7	59,8	5,4	32,5	540,5	51,4	1697,6	No OK!

Como se puede observar en la Tabla 15, la conexión planteada no cumple por la falla en los anclajes; específicamente arrancamiento a tracción y a cortante de la sección. Sin embargo, puede solucionarse disponiendo acero suplementario para resistir las solicitaciones que generan la falla.

v. Falla al arrancamiento del concreto

De acuerdo con la Tabla 15, la solicitación de tracción para el grupo de pernos es de 120,5 kN, fuerza que debe resistir el refuerzo suplementario.

Para las columnas se disponen 8 barras #4 como refuerzo longitudinal, lo que representa un área de acero de 1032 mm^2. Como refuerzo mínimo para la columna se debe disponer el 1,0% de la sección bruta, que para una sección transversal cuadrada de 300 mm de lado es 900 mm^2. Así, el área de acero de refuerzo disponible para atender las solicitaciones de arrancamiento es la diferencia entre el acero dispuesto y el mínimo requerido es 132 mm^2. La capacidad a tracción del acero disponible es:

$FT=ASFy=0,9 \cdot 132 \cdot 420=49,90$ kN

Dado que la capacidad del acero disponible (49,90 kN) sigue siendo inferior a la solicitación es necesario incluir refuerzo suplementario en la sección

Para atender esta falla se utiliza refuerzo suplementario, el cual debe tener una longitud de desarrollo (ldh') adecuada a partir de la superficie de falla. Se requiere que el perno tenga una longitud embebida suficiente para tener espacio disponible para la longitud de desarrollo de las barras de refuerzo suplementario; adicionalmente, según lo indica la ACI 318-14, solo las barras localizadas a menos de = 0,5 hef del perno de anclaje puede ser considerada como refuerzo suplementario a tracción.

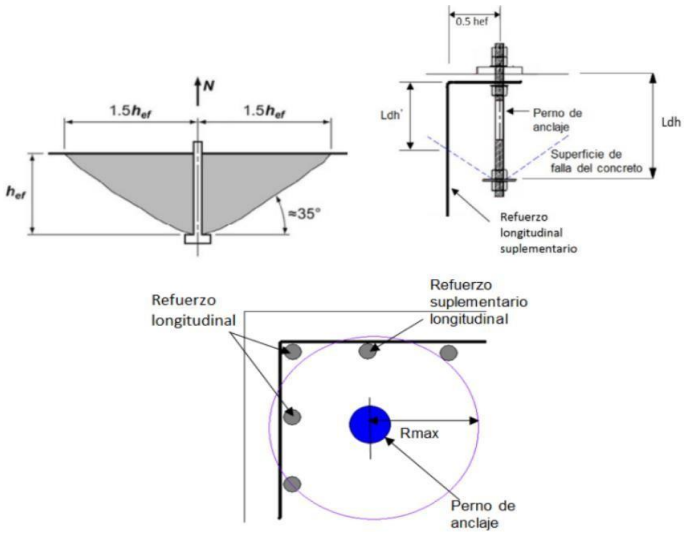


Ilustración 26 Refuerzo Suplementario

La siguiente figura muestra la geometría de los pernos de anclaje mostrando el valor longitudinal de cada uno de sus elementos.

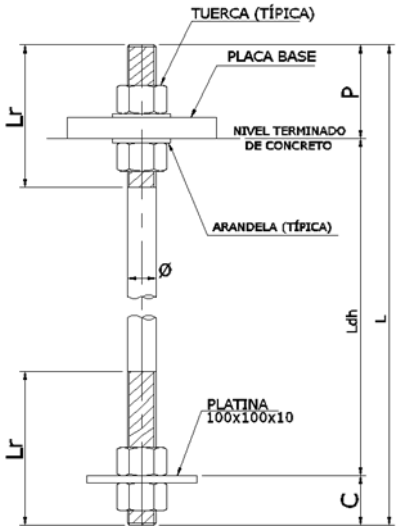


Ilustración 27. Geometría perno

Longitud total del perno, L [mm]	350
Longitud roscada, Lr [mm]	120
Proyección de la rosca, P [mm]	65
Proyección bajo platina, C [mm]	45
Diámetro perno, da	5/8
Longitud embebida, Ldh [mm]	285
Lado platina / Longitud gancho, Lbrg [mm]	50

Según ACI 318 – 14 numeral 17.4.1.2 la resistencia nominal de un solo anclaje a tracción (Nsa), no debe exceder:

$$N_{sa} = A_{se}.N \cdot f_{uta}$$

Dónde:

N_{sa}: Resistencia nominal de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes en tracción (kN).

$A_{se,N}$: Área efectiva de la sección transversal del anclaje a tracción (a calcular)

f_{uta}: Resistencia especificada a la tracción del acero de anclaje = 550 Mpa (55000 kPa)

Además, se tiene que:

0,75*φ*NsaFuz

Dónde:

F_{uz}: Fuerza máxima a tracción = 120,5 kN.

ø: Factor de reducción de resistencia = 0.75.

Por lo tanto:

Ase,NFuz0,75*φ*futa=389 mm2

Del cálculo anterior se tiene que el refuerzo total suplementario por pedestal obedece a:

Ase,N=389 mm2

Si se desea determinar el área de refuerzo correspondiente a cada perno

Ase,N=389 mm24=97 mm2 por perno

En conclusión, se dispondrá una barra adicional por perno de anclaje #4.

vi. Fallo por borde de concreto

De acuerdo con la Tabla 5, la solicitación de cortante es de 10,6 kN. Para el cálculo del refuerzo requerido a cortante se emplea la ecuación C.11.5 de la NSR-10, considerando como sección de concreto la columna donde se ubican los pernos:

øVs=Av*fy*ds

Donde,

- [Φ]: Factor de subresistencia al cortante = 0,75 (numeral C.9.3 NSR-10).
- [Av]: Refuerzo a cortante [mm²].
- [fy]: Resistencia a la fluencia del acero [MPa].
- [d]: Espesor efectivo de cálculo para cortante del elemento analizado [mm].
- [s]: Separación entre estribos [mm].

La columna en la que van localizados los pernos tiene dimensiones 300x300 mm. Se dispondrán estribos N°4 de dos ramas.

Av = 2*129 mm² = 258 mm².
fy = 420 MPa.
d = 260 mm.
s = 75 mm.
Φ*Vs = 281,74 kN > 10,6 kN, por lo cual la solución es satisfactoria.

En conclusión, se disponen 4 barras longitudinales N°4 y estribos N°4 @0,075 m alrededor de los dos pernos, suministrando la resistencia adecuada para cumplir con los dos estados límites de “Arrancamiento por tracción en el concreto” y de “Arrancamiento por cortante en el concreto”. Las barras longitudinales deben tener una longitud de desarrollo L_{dh} mínima de 450 mm medidos a partir de la superficie de falla.

11. REFERENCIAS

Referencias externas y normativa aplicable
[1] Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, Bogotá D,C, Marzo de 2010.
[2] AISC 360, American Institute Steel Construction (2016): "Specification for Structural Steel Buildings"
[3] ETABS, Integrated Software for Structural Analysis and Design, CSI Berkeley, v.21.2.0
[4] IDEA StatiCa Version 21.1.4
[5] ASTM A36: Standard Specification for Carbon Structural Steel
[6] ASTM A572: Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel.
[7] ASTM A1011: Standard Specification for Steel, Sheet and Strip, Hot-Rolled, Carbon, Structural, High-Strength Low-Alloy, High-Strength Low-Alloy with Improved Formability, and Ultra-High Strength.
[8] ASTM A653:Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc-Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process.
[9] ASTM F1554: Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength.