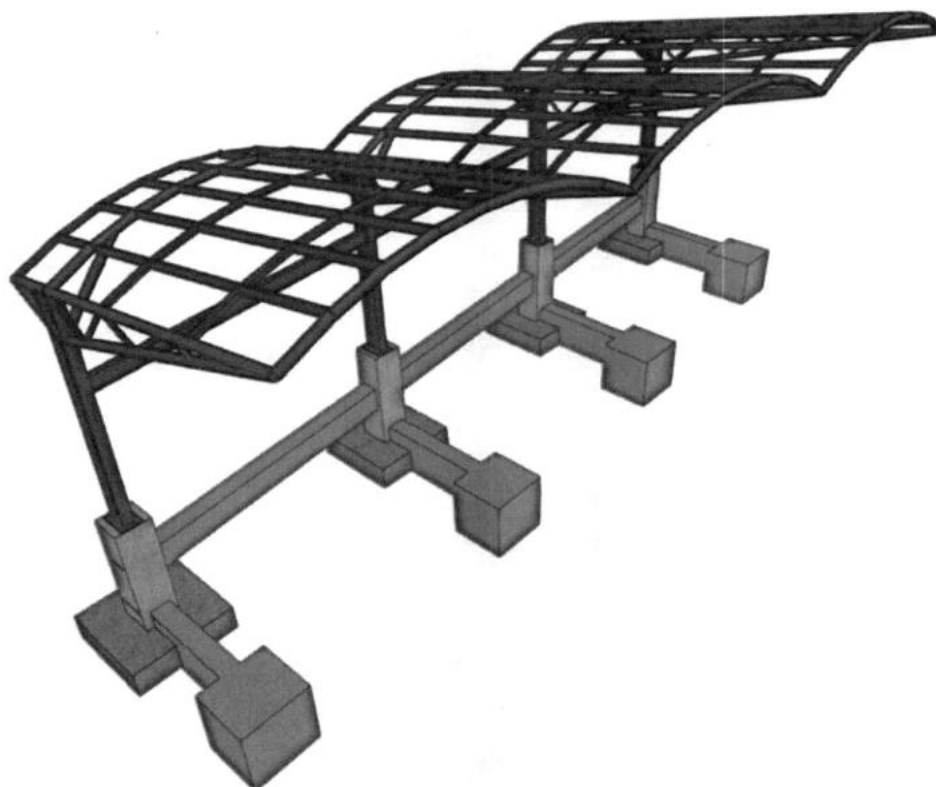


**MEMORIA DE CÁLCULO: MEJORAMIENTO Y
ADECUACIONES DE LA INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA
INSTITUCIÓN EDUCATIVA GABRIEL GARCÍA MÁRQUEZ
SEDE OSPINA PÉREZ II DEL MUNICIPIO DE COROZAL,
DEPARTAMENTO DE SUCRE**



MIGUEL ANDRES RAMOS VILLAFANE

Ing. Civil

Especialista en análisis y diseño estructural

MATRICULA PROFESIONAL 021037-0577130 ATL

MAYO DE 2025

INFORME ESTRUCTURAL



MR

Especialista en análisis y
diseño estructural

Tabla de Contenido

1. LOCALIZACIÓN.....	4
2. ALCANCE.....	4
3. REFERENCIAS Y NORMAS UTILIZADAS	4
4. GENERALIDADES Y FILOSOFÍA DE DISEÑO	4
5. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	5
6. TIPO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	6
7. MÉTODO DE DISEÑO	6
8. ESPECIFICACIÓN DE LOS MATERIALES	6
9. DESCRIPCIÓN DE LAS CARGAS USADAS	7
9.1. CARGA VIVA DE CUBIERTA (LR).....	7
9.2. CARGA MUERTA PESO ESTRUCTURA (D)	8
9.3. CARGA SOBREIMPUESTA (SD)	8
9.4. CARGAS DE VIENTO (W)	8
9.5. CARGAS SÍSMICAS (E)	8
9.6. CARGAS DE EMPOZAMIENTO DE AGUA(Le)	8
9.7. COMBINACIONES DE CARGA.....	9
10. EVALÚO DE CARGAS.....	9
11. GRADO DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE LA ESTRUCTURA.....	10
11.1. DETERMINACION DEL VALOR R_0	10
11.2. CONFIGURACION EN PLANTA.....	11
11.3. CONFIGURACION EN ALTURA	13
11.4. AUSENCIA DE REDUNDANCIA	14
11.5. CALCULO DEL COEFICIENTE DE DISIPACION DE ENERGIA.....	14
12. CALCULO DE LA FUERZA SÍSMICA	14
12.1. INFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	14
12.2. PARÁMETROS SÍSMICOS	15
12.3. ESPECTRO DE DISEÑO	15
12.4. ANALISIS SISMICO.....	17
12.4.1. ESTIMACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA	18
12.4.2. CORTANTE BASAL DE DISEÑO	18



MR

Especialista en análisis y
diseño estructural

12.4.3.	RESPUESTA DINÁMICA DE LA ESTRUCTURA	18
13.	ANÁLISIS DE DERIVAS	19
14.	DISEÑO DE ELEMENTOS	21
14.1.	DISEÑO COLUMNA	23
14.2.	DISEÑO DE CERCHA	34
14.3.	DISEÑO DE CORREAS	42
14.4.	DISEÑO DE PEDESTAL	96
14.5.	DISEÑO DE VIGA DE AMARRE	146
14.6.	DISEÑO DE ZAPATA	212



1. LOCALIZACIÓN

El proyecto se localiza en el municipio de Corozal, Departamento de Sucre, el cual se cataloga como **zona de amenaza sísmica INTERMEDIA**, según la clasificación establecida por la Norma NSR-10.

2. ALCANCE

La presente memoria de cálculo estructural abarca únicamente el diseño estructural de los componentes que hacen parte del sistema de resistencia sísmica y estabilidad ante cargas permanentes, ambientales y de servicio de las estructuras expuestas en este documento.

Estudios anexos, tales como, estudio geotécnico, levantamiento topográfico y otros, no hacen parte del presente diseño y fueron suministrados.

3. REFERENCIAS Y NORMAS UTILIZADAS

El diseño estructural desarrollado en esta memoria se basa en los lineamientos establecidos por la **Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10**, adoptada mediante la **Ley 400 de 1997** y el **Decreto 926 de 2010**, elaborada por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). Esta norma establece los requisitos mínimos para garantizar la seguridad estructural y la protección de la vida humana ante eventos sísmicos.

4. GENERALIDADES Y FILOSOFÍA DE DISEÑO

El presente proyecto corresponde al diseño estructural de una cubierta metálica tipo Tarima Cubierta destinada a presentaciones culturales y eventos al aire libre. La estructura principal se compone de tres módulos en voladizo, cada uno conformado por pórticos metálicos articulados en la base, dispuestos con cubierta Stand Seam y sin cerramientos laterales, lo cual genera condiciones de exposición total al viento.

El sistema estructural está conformado por columnas en acero A500 Gr C, vigas principales tipo IPE en acero A572 Gr 50, y correas en lámina metálica conformada en frío en acero A1011. La altura libre desde el nivel del piso terminado hasta la parte más alta de la estructura es de 5.12 metros. Las cargas gravitacionales y de viento se transmiten a través del sistema portante metálico hacia zapatas aisladas con contrapeso, diseñadas para garantizar la estabilidad frente a los esfuerzos generados por el voladizo.

El análisis estructural fue desarrollado mediante el software CYPE 3D, considerando los requerimientos de la NSR-10 para estructuras en zonas de amenaza sísmica intermedia, y asegurando el cumplimiento de los estados límite de resistencia y servicio. La filosofía de diseño se basó en un comportamiento dúctil y eficiente, con especial atención a las condiciones de voladizo, conexiones articuladas y estabilidad global ante cargas ambientales.

5. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

- **Sistema estructural de resistencia sísmica:** El sistema de resistencia sísmica corresponde a un esquema de Pórticos Resistentes a Momento de Ductilidad Moderada (DMO), en cumplimiento con lo establecido en la tabla A.3-3 del NSR-10, aplicable para estructuras ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia.
- **Sistema estructural de cimentación:** La cimentación es de tipo superficial y está compuesta por zapatas aisladas empotradas, vinculadas mediante vigas de amarre de concreto reforzado, diseñadas para garantizar la distribución de cargas y la estabilidad frente a esfuerzos horizontales y momentos generados por el voladizo de la cubierta. La profundidad de fundación se ha determinado conforme a los criterios planteados por el estudio geotécnico correspondiente.
- **Sistema estructural de cubierta:** La estructura de cubierta está conformada por cerchas metálicas soldadas, apoyadas sobre columnas metálicas empotradas, que trabajan en conjunto con la cimentación para resistir las cargas verticales y de viento. Las uniones principales entre cerchas y columnas, así como las conexiones columna-pedestal, se han resuelto mediante uniones atornilladas, garantizando



MR

Especialista en análisis y
diseño estructural

facilidad de montaje, control de calidad y desmontaje si es necesario. No se contempla entepiso en este proyecto, ya que se trata de una estructura destinada únicamente a soportar la cubierta metálica.

6. TIPO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural del sistema se realizó mediante un análisis dinámico modal espectral, en cumplimiento con los requisitos de la NSR-10 para estructuras localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia. El modelo incluye 24 modos de vibración, los cuales permiten excitar más del 95% de la masa modal efectiva en las direcciones principales de análisis, garantizando una representación adecuada del comportamiento dinámico de la estructura ante sollicitaciones sísmicas.

7. MÉTODO DE DISEÑO

El diseño estructural se ha realizado utilizando el método de los estados límite, específicamente el método de resistencia última, conforme a los lineamientos establecidos por la NSR-10. Este enfoque garantiza la seguridad estructural mediante la verificación de los estados límite últimos (resistencia) y de servicio, considerando los factores de mayoración de carga y reducción de resistencia aplicables a los materiales involucrados.

8. ESPECIFICACIÓN DE LOS MATERIALES

- **Concreto para columnas pedestal, vigas de amarre, zapatas:**
 - a) Resistencia a la compresión f'_c (mínima) de 21MPa (3000psi)
 - b) Módulo de Elasticidad E de $4400\sqrt{f'_c}$ (20.163,33MPa)
- **Acero de refuerzo**
 - a) NTC 2289 (ASTM A706/A706M) Gr. 60
 - b) Esfuerzo de fluencia (F_y) mínimo de 420 MPa
 - c) Esfuerzo ultimo (F_u) mínimo de 630 MPa
 - d) Módulo de Elasticidad E de 200.000 MPa

- **Acero estructural**
 - a) ASTM A572 / A572M – Grado 50
 - b) Esfuerzo de fluencia (F_y) mínimo de 345 MPa
 - c) Esfuerzo ultimo (F_u) mínimo de 450 MPa
 - d) Módulo de Elasticidad E de 200.000 MPa
- **Acero para tubos circulares**
 - a) ASTM A500 / A500M – Grado C
 - b) Esfuerzo de fluencia (F_y) mínimo de 345 MPa
 - c) Esfuerzo ultimo (F_u) mínimo de 425 MPa
 - d) Módulo de Elasticidad E de 200.000 MPa
- **Acero para perfil laminado**
 - a) ASTM A1011 / A1011M – SS – Grado 50
 - b) Esfuerzo de fluencia (F_y) mínimo de 340 MPa
 - c) Esfuerzo ultimo (F_u) mínimo de 4250MPa
 - d) Módulo de Elasticidad E de 200.000 MPa

9. DESCRIPCIÓN DE LAS CARGAS USADAS

Para efectos del análisis estructural, se consideraron las siguientes acciones de carga de acuerdo con los lineamientos establecidos por la NSR-10:

9.1.CARGA VIVA DE CUBIERTA (LR)

La carga viva de la cubierta fue considerada conforme a lo establecido en el numeral **B.4.2.1-2 de la NSR-10**, correspondiente a cubiertas accesibles para mantenimiento ocasional. Este valor fue aplicado de forma uniforme sobre el área de cubierta.



MR

Especialista en análisis y
diseño estructural

9.2. CARGA MUERTA PESO ESTRUCTURA (D)

La carga muerta incluye el peso propio de todos los elementos estructurales (perfiles metálicos, correas y lámina de cubierta), calculado automáticamente por el software CYPE 3D, a partir de la geometría y propiedades del material asignado a cada sección. La distribución de cargas se realiza de manera uniforme en cada miembro estructural.

9.3. CARGA SOBREIMPUESTA (SD)

Se consideraron como carga sobreimpuesta permanente los elementos no estructurales fijados a la cubierta (como lámina metálica tipo Stand Seam y elementos de fijación), los cuales generan una carga distribuida adicional sobre las correas metálicas.

9.4. CARGAS DE VIENTO (W)

Dado que se trata de una estructura abierta y completamente expuesta, se consideró la acción del viento como una de las principales cargas ambientales. El análisis se realizó conforme al Capítulo B de la NSR-10, teniendo en cuenta la ubicación del proyecto (Corozal, Sucre), la categoría de exposición al viento (Categoría B) y la topografía local. Se aplicaron presiones positivas y de succión sobre la cubierta, incluyendo las combinaciones de carga correspondientes.

9.5. CARGAS SÍSMICAS (E)

Las acciones sísmicas fueron evaluadas mediante un análisis dinámico modal espectral, en cumplimiento con lo exigido por la NSR-10 para estructuras metálicas ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia. Las cargas sísmicas se determinaron a partir de la masa efectiva del sistema y se aplicaron en las direcciones principales de análisis, garantizando una participación modal superior al 95%.

9.6. CARGAS DE EMPOZAMIENTO DE AGUA (Le)

Dado que la cubierta metálica del proyecto se compone de tres semicurvas de baja pendiente y no cuenta con sistema de drenaje ni rebosaderos, se consideró el empozamiento total del agua lluvia como una carga vertical uniformemente distribuida. El cálculo se realizó conforme al Capítulo B.4.8.2 de la NSR-10, tomando como base una lluvia de diseño de 100 mm en 15 minutos, correspondiente a valores típicos para el municipio de Corozal, Sucre, según información del IDEAM.



MR

Especialista en análisis y
diseño estructural

11. GRADO DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE LA ESTRUCTURA

El grado de disipación de energía hace referencia a la capacidad de la estructura para absorber y disipar energía cuando se ve sometida a acciones sísmicas severas, operando dentro del rango inelástico. Para este proyecto, se ha adoptado un sistema estructural compuesto por pórticos metálicos resistentes a momento de ductilidad moderada (DMO), en cumplimiento con lo establecido en la NSR-10 para edificaciones ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia.

Este tipo de sistema permite una adecuada disipación de energía a través de deformaciones controladas en las uniones y miembros estructurales, sin comprometer la estabilidad global de la estructura.

11.1. DETERMINACION DEL VALOR R_0

El coeficiente básico de capacidad de disipación de energía (R_0) utilizado en el análisis sísmico corresponde a 5.0, conforme a lo indicado en la Tabla A.3-3 de la NSR-10 para pórticos resistentes a momento en estructuras de acero con grado DMO. Este valor se utiliza como factor de reducción de la demanda sísmica, teniendo en cuenta la capacidad de la estructura de disipar energía a través de comportamiento inelástico controlado.

11.2. CONFIGURACION EN PLANTA

Tipo 1aP - Irregularidad Torsional

Tipo 1bP - Irregularidad Torsional extrema

Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
	

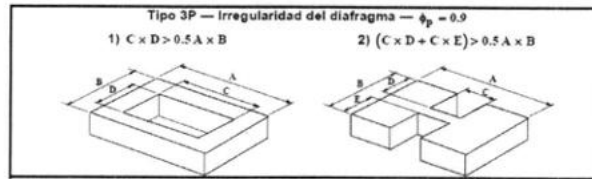
Caso de carga	Ex	DIRECCION DE ANALISIS EN X									
Niveles (m)		Nodos		Desplazamientos (cm)		$1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	Irregularidad Torsional		Coeficiente de irregularidad	Observacion
		Punto 1	Punto 2	$\Delta 1x$	$\Delta 2x$			Tipo 1aP	Tipo 1bP		
Nivel 5.12		N80	N16	25,25	23,68	34,25	29,36	NO PRESENTA	NO PRESENTA	1,0	LA ESTRUCTURA ES IRREGULAR EN LA DIRECCION X, BAJO EL SISMO EN X
Nivel 5.12		N80	N124	25,25	0,41	17,96	15,39	NO PRESENTA	0,8	0,8	
Caso de carga	Ex	DIRECCION DE ANALISIS EN X									
Niveles (m)	Pisos	Nodos		Desplazamientos (cm)		$1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	Irregularidad Torsional		Coeficiente de irregularidad	Observacion
		Punto 1	Punto 2	$\Delta 1x$	$\Delta 2x$			Tipo 1aP	Tipo 1bP		
Nivel 5.12		N16	N39	22,02	0,79	15,97	13,69	NO PRESENTA	0,8	0,8	LA ESTRUCTURA ES IRREGULAR EN LA DIRECCION Y, BAJO EL SISMO EN X
Nivel 5.12		N39	N124	0,64	0,28	0,65	0,56	0,9 NO PRESENTA	0,9	0,9	
Caso de carga	Ey	DIRECCION DE ANALISIS EN Y									
Niveles (m)	Pisos	Nodos		Desplazamientos (cm)		$1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	Irregularidad Torsional		Coeficiente de irregularidad	Observacion
		Punto 1	Punto 2	$\Delta 1x$	$\Delta 2x$			Tipo 1aP	Tipo 1bP		
Nivel 5.12		N80	N16	0,01	0,01	0,01	0,01	NO PRESENTA	NO PRESENTA	1,0	LA ESTRUCTURA ES REGULAR EN LA DIRECCION X, BAJO EL SISMO EN X
Nivel 5.12		N80	N124	0,01	0,01	0,01	0,01	NO PRESENTA	NO PRESENTA	1,0	
Caso de carga	Ey	DIRECCION DE ANALISIS EN Y									
Niveles (m)	Pisos	Nodos		Desplazamientos (cm)		$1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	$1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	Irregularidad Torsional		Coeficiente de irregularidad	Observacion
		Punto 1	Punto 2	$\Delta 1x$	$\Delta 2x$			Tipo 1aP	Tipo 1bP		
Nivel 5.12		N16	N39	0,01	0,01	0,01	0,01	NO PRESENTA	NO PRESENTA	1	LA ESTRUCTURA ES IRREGULAR EN LA DIRECCION Y, BAJO EL SISMO EN X
Nivel 5.12		N39	N124	0,01	0,00	0,01	0,01	NO PRESENTA	0,8	0,8	

Condicion Ex: LA ESTRUCTURA ES IRREGULAR EN LA DIRECCION X, BAJO EL SISMO EN X

PRESENTA IRREGULARIDAD TORCIONAL DE TIPO 1bP

Condicion Ey: LA ESTRUCTURA ES IRREGULAR EN LA DIRECCION Y, BAJO EL SISMO EN X

Tipo 3P - Irregularidad del diafragma



Consideración preliminar: Como primer paso se debe evaluar la planta arquitectónica del proyecto, y verificar si presenta algún caso de las irregularidades del tipo 3P.

Condición: No se presenta según diseño arquitectónico
Leyenda: **OK, CUMPLE, NO PRESENTA LA IRREGULARIDAD**

Consideración
final:

CASO N°1

DATOS DE ENTRADA SEGÚN ARQUITECTURA EN PLANTA EN METROS

Para hueco de ventilación		Para hueco de escaleras		
A=	1,82 m	A=		m
B=	14,5 m	B=		m
C=	0 m	C=		m
D=	0 m	D=		m

$C \times D > 0.5 A \times B$ **OK, NO SE PRESENTA**
LA PLANTA ARQUITECTÓNICA NO PRESENTA NINGUN TIPO DE IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA, PROSEGUIR

CASO N°2

DATOS DE ENTRADA SEGÚN ARQUITECTURA EN PLANTA EN METROS

A=	0 m
B=	0 m
C=	0 m
D=	0 m
E=	0 m

$(C \times D + C \times E) > 0.5 A \times B$ **OK, NO SE PRESENTA**
LA PLANTA ARQUITECTÓNICA NO PRESENTA NINGUN TIPO DE IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA, PROSEGUIR

Tipo 4P - Desplazamiento de los planos de acción



Consideración preliminar: Como primer paso se debe evaluar la planta en elevación de la arquitectura del proyecto, y verificar si presenta este tipo de irregularidades 4P.

Condición: NO se presenta para esta estructura en particular

Tipo 5P - Sistemas no paralelos



Condición: Se presenta para esta estructura en particular



MR

Especialista en análisis y
diseño estructural

11.3. CONFIGURACION EN ALTURA

Tipo 1aA - Piso flexible

Condición: NO se presenta para esta estructura en particular

Tipo 1bA - Piso flexible extremo

Condición: NO se presenta para esta estructura en particular

Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_A = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$	
Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_A = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$	

Tipo 2A - Distribución de Masa

Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_A = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$	
--	--

Condición: NO se presenta para esta estructura en particular

Tipo 3A - Geometría

Tipo 3A — Geométrica — $\phi_A = 0.9$ $a > 1.30 b$	
--	--

vista en fachada*

DATOS DE ENTRADA SEGÚN ARQUITECTURA EN ELEVACION EN METROS

a= 14,5 m
b= 14,5 m

a > 1.3b OK, NO SE PRESENTA

Condición: NO se presenta para esta estructura en particular

Tipo 4A - Desplazamiento dentro del plano de acción

Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_A = 0.8$ $b > a$	
--	--

Condición: NO se presenta para esta estructura en particular

Tipo 5aA - Piso débil

Condición: NO se presenta para esta estructura en particular

Tipo 5bA - Piso débil extremo

Condición: NO se presenta para esta estructura en particular

Tipo 5aA — Piso débil $\phi_A = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$	
Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_A = 0.8$ Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C	



MR

Especialista en análisis y
diseño estructural

11.4. AUSENCIA DE REDUNDANCIA

Ausencia de redundancia

Condición: Se presenta para esta estructura en particular

De acuerdo con lo dispuesto en el numeral A.3.3.8 de la NSR-10, se llevó a cabo el análisis de redundancia estructural, el cual consiste en modificar el modelo estructural eliminando la participación de un pórtico en la dirección principal de análisis (articulándolo estructuralmente para que deje de contribuir a la resistencia sísmica).

Tras realizar esta modificación y ejecutar nuevamente el análisis dinámico, se evidenció un cambio significativo en los desplazamientos, indicando una dependencia crítica de ciertos elementos estructurales para mantener la estabilidad lateral del sistema. Por lo tanto, se concluye que la estructura presenta irregularidad por ausencia de redundancia.

En cumplimiento de la norma, se ha adoptado un coeficiente de modificación por redundancia $\phi_r = 0,75$, el cual se aplica en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño para reflejar adecuadamente esta condición estructural.

11.5. CALCULO DEL COEFICIENTE DE DISIPACION DE ENERGIA

Coeficiente de Disipación de Energía (R_0) = 5.0

Irregularidad en Altura (ϕ_a) = 0.80

Irregularidad en Planta (ϕ_p) = 0.80

Irregularidad Ausencia de Redundancia (ϕ_r) = 0.75

Coeficiente de Disipación de Energía (R) A.3.3.3 = 2.40

12. CALCULO DE LA FUERZA SÍSMICA

12.1. INFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA

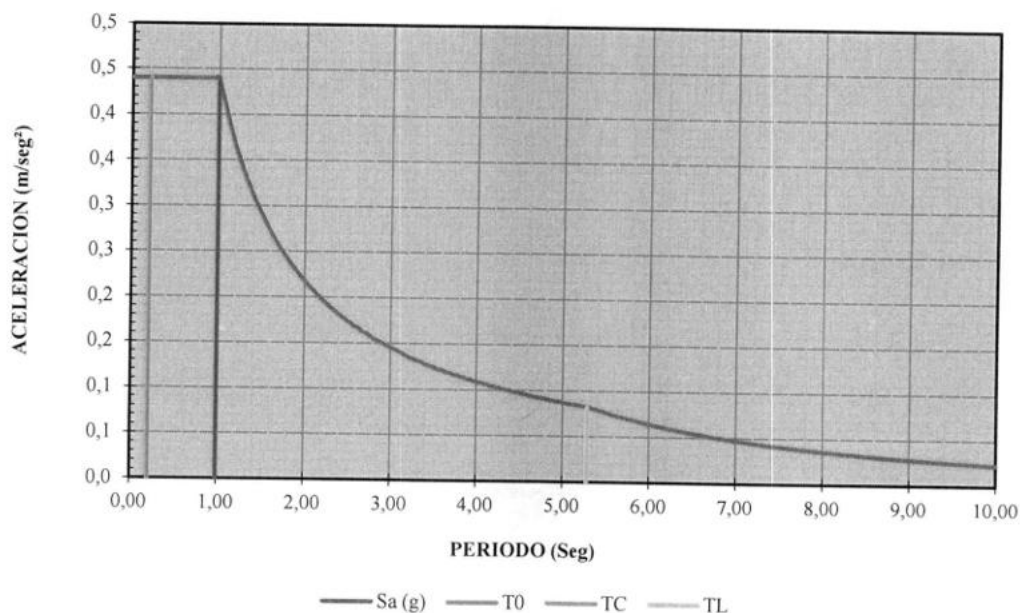
- Grupo de Uso: II – Estructuras de ocupación especial
- $I = 1.10$
- Período Aproximado = NA (no aplica, el periodo es aquel determinado en análisis modal).

12.2. PARÁMETROS SÍSMICOS

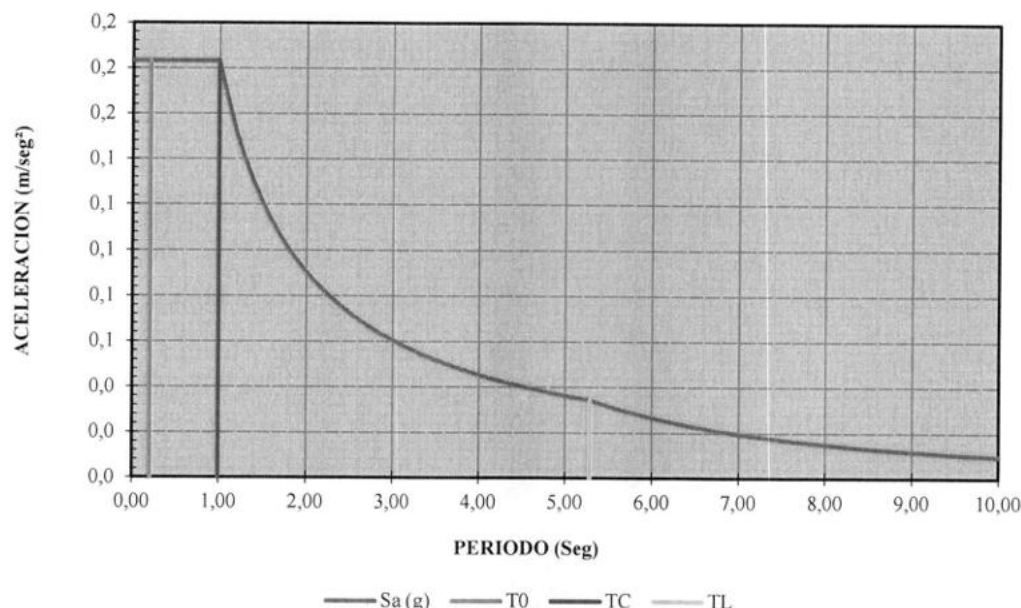
- Departamento: Sucre
- Ciudad/Municipio: Corozal
- Zona de Amenaza Sísmica: Intermedio
- Tipo de Suelo (Perfil): D (según estudio de suelos)
- Aa (aceleración horizontal pico efectiva): 0.10
- Av (velocidad horizontal pico efectiva): 0.15
- Coeficiente de Amplificación Fa (en la zona de periodos cortos): 1.60
- Coeficiente de Amplificación Fv (en la zona de periodos intermedios): 2.2

12.3. ESPECTRO DE DISEÑO

- Espectro Elástico de Diseño



- Espectro Elástico de Diseño/R



12.4. ANALISIS SISMICO

Este análisis fue empleado considerando los parámetros especificados en el Capítulo A.5 de la NSR-10, obteniendo de esta manera los modos de vibración de la estructura, su respuesta espectral modal, la respuesta total, realizando el ajuste de resultados prescritos en A.5.4.5 y determinando las fuerzas de diseño en los elementos. Para el ajuste de resultados, se verificó que el cortante dinámico total en la base fuera igual al 90 por ciento del valor de cortante basal calculado con el método de la fuerza horizontal equivalente, por lo cual, el valor de fuerza cortante de piso en las direcciones X y Y utilizada en el modelo estructural fue multiplicada por el siguiente factor de modificación:

$$Fa = 0.9 * \frac{Vs}{Vtj}$$

En donde Vtj es el valor del cortante dinámico en la base y Vs el cortante sísmico en la base.

12.4.1. ESTIMACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

Sistema de resistencia sísmica

Pórticos resistentes a momentos de acero estructural.

Coficiente para estimar el periodo fundamental

Ct = 0,072

Altura total de la edificación:

h = 5,12

Exponente para ser utilizado en el cálculo del período aproximado

Ct = 0,8

Periodo fundamental aproximado

Ta = 0,27

12.4.2. CORTANTE BASAL DE DISEÑO

- Peso de la estructura

STRUCTURE RESULTS (STORY FORCES)									
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m	Peso por Nivel tonf
Nivel 0.00	CM1	Bottom	4,47	0,00	0,00	0,00	891,39	40,20	4,47
PESO TOTAL DE LA EDIFICACION									4,47

- Cálculo del cortante basal

La fuerza cortante en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión.

$$V_{mj} = S_{am} * g * \bar{M}_{mj}$$

CORTANTE BASAL ESTATICO	
M (ton)	4,47
Sa (g)	0,183
g (m/s ²)	9,81
Vs (kN)	8,04
0,9*Vs (kN)	7,24

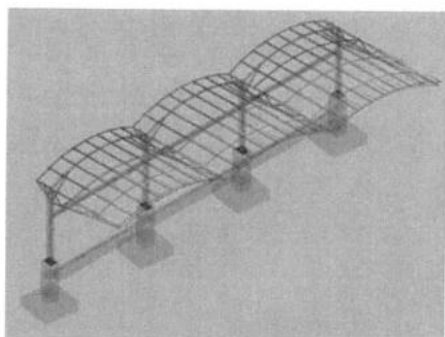
Modelo inicial					
Response Spectrum Base Reactions					
PORCENTAJE PARA REVISIÓN DE CORTANTE BASAL DE ACUERDO A A.5.4.5 NSR-10:					90%
Vx (kN)	Vy (kN)	Vt (kN)	Factor	g corregido	
5,91	0,10	5,91	1,22	12,01	Se aplica en SISMO X
0,10	4,50	4,50	1,61	15,78	Se aplica en SISMO Y

Modelo Corregido				
Response Spectrum Base Reactions				
Vx (kN)	Vy (kN)	Vt (kN)	90%*Vs (kN)	g corregido
5,91	0,10	5,91	7,24	OK
0,01	4,50	4,50	7,24	OK

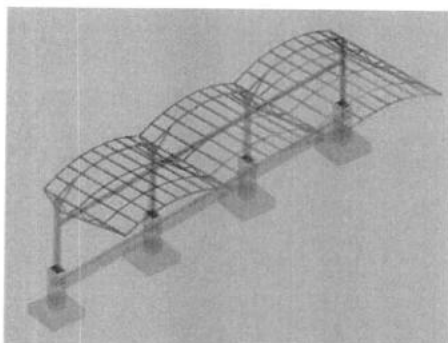
12.4.3. RESPUESTA DINÁMICA DE LA ESTRUCTURA

El Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente NSR-10 establece que la participación de las masas de las estructuras debe ser del 90%, a continuación, se presentaran los modos de vibración de la estructura mostrando el modo donde se alcanza este 90% de participación de masas:

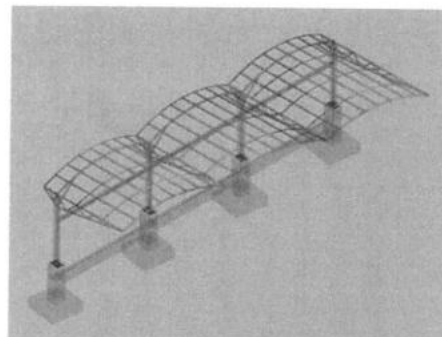
Modo	T	L _x	L _y	L _z	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.406	0.9976	0.0366	0.0583	29.06 %	0.03 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 7.51468 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 7.51468 mm
Modo 2	0.322	0.01	0.308	0.9513	0.01 %	11.93 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 4.71207 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 4.71207 mm
Modo 3	0.265	0.0888	0.22	0.9715	0.63 %	3.39 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 3.2092 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 3.2092 mm
Modo 4	0.209	0.041	0.402	0.9147	0.03 %	2.25 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 1.98726 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 1.98726 mm
Modo 5	0.168	0.1448	0.6943	0.705	0.03 %	0.66 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 1.28128 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 1.28128 mm
Modo 6	0.148	0.2964	0.4005	0.867	0.4 %	0.65 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 1.00151 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 1.00151 mm
Modo 7	0.145	0.7923	0.0778	0.6051	6.96 %	0.06 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.96282 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.96282 mm
Modo 8	0.139	0.4202	0.2288	0.8781	2.77 %	0.73 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.88514 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.88514 mm
Modo 9	0.133	0.3491	0.3755	0.8586	5.24 %	5.37 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.80663 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.80663 mm
Modo 10	0.129	0.1862	0.1281	0.9741	0.05 %	0.02 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.76312 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.76312 mm
Modo 11	0.129	0.1657	0.3278	0.9301	0.67 %	2.3 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.75775 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.75775 mm
Modo 12	0.126	0.4545	0.225	0.8618	0.04 %	0.01 %	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.72314 mm	R = 2.4 A = 1.799 m/s ² D = 0.72314 mm



Modo 1



Modo 2



Modo 3

13. ANÁLISIS DE DERIVAS

El cálculo del límite de las derivas está establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en el ítem A.6.4 – LIMITES DE LA DERIVA

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

DERIVAS EN DIRECCION X							
Joint	OutputCase	Ux (mm)	Uy (mm)	Altura piso (mm)	Deriva X	Deriva Y	Deriva (%)
Nivel 5.12	EX	2,612	2,953	5120	0,0005	0,0006	0,05%
Base	EX	0	0	0	0	0	

DERIVAS EN DIRECCION Y							
Joint	OutputCase	Ux (mm)	Uy (mm)	Altura piso (mm)	Deriva X	Deriva Y	Deriva (%)
Nivel 5.12	EY	0,125	0,142	5120	0,0000	0,0000	0,00%
Base	EY	0	0	0	0	0	

DIAGRAMA DE SISMO EN Y

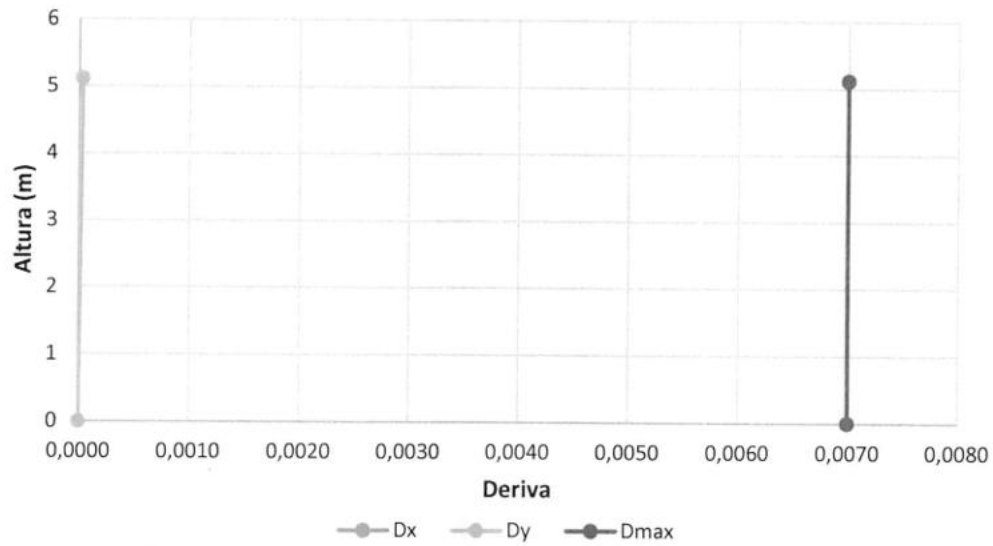
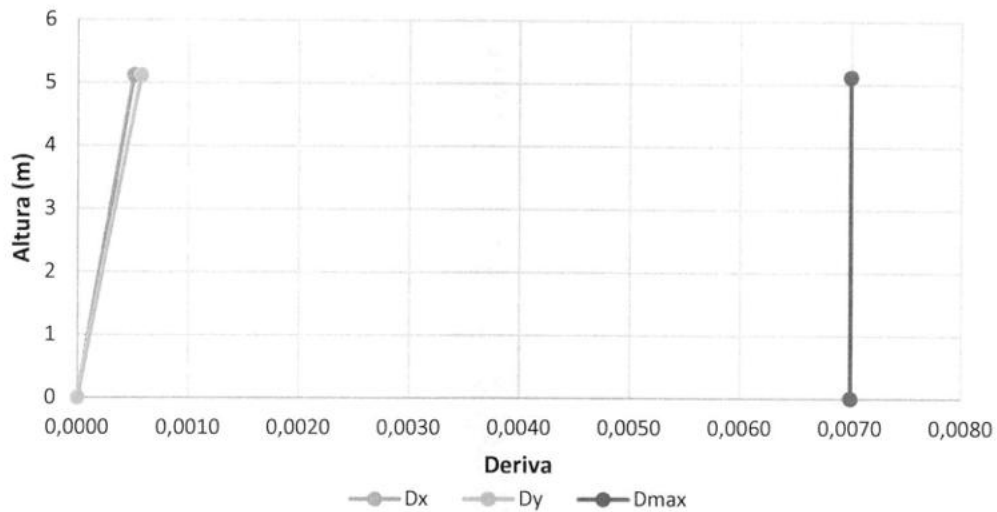


DIAGRAMA DE SISMO EN X





MR

Especialista en análisis y
diseño estructural

14. DISEÑO DE ELEMENTOS

La estructura fue modelada tridimensionalmente en el software CYPE 3D, mediante el cual se analizaron los elementos metálicos principales (columnas, cerchas y correas) que conforman la cubierta en voladizo. A partir del modelo, se obtuvieron las fuerzas internas relevantes, tales como momentos flectores, fuerzas cortantes, axiales, deformaciones y desplazamientos laterales, bajo la acción de combinaciones de carga definidas según la NSR-10.

Para la evaluación de cargas sísmicas, se empleó un análisis dinámico modal espectral, incorporando un total de 10 modos de vibración, con participación modal acumulada superior al 90% en cada dirección principal, tal como lo exige la normativa vigente. La estructura fue clasificada como sistema DMO (Ductilidad Moderada) y su diseño estructural se desarrolló conforme a los lineamientos de la NSR-10 y las especificaciones del AISC para acero estructural.

Las uniones metálicas fueron consideradas como mixtas: se utilizaron uniones soldadas para el ensamblaje de cerchas y uniones atornilladas (pernadas) en las conexiones viga-columna y columna-pedestal, facilitando el montaje y garantizando control de calidad en obra.

El diseño de las vigas de amarre, pedestales y zapatas aisladas fue realizado en CYPECAD, con verificación adicional mediante hoja de cálculo en Excel, tomando como base la resistencia del concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60. Se evaluaron los esfuerzos cortantes mayorados V_u producto de las reacciones transmitidas por la estructura metálica y se compararon con los valores admisibles ϕV_c , considerando los mecanismos de falla por cortante, aplastamiento y flexión.

Se asumió una cuantía longitudinal mínima de 0.0020, con verificación de las secciones frente a momento flector y revisión posterior de la longitud de anclaje del acero de refuerzo. Se adoptaron los coeficientes de reducción de resistencia conforme a la NSR-10:

Flexión: $\phi = 0.9$

Compresión axial: $\phi = 0.65$

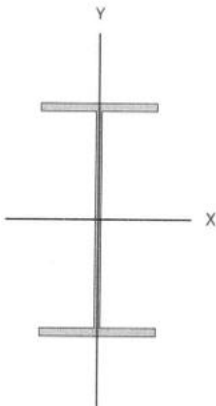
Cortante y torsión: $\phi = 0.75$

Los recubrimientos mínimos del refuerzo fueron definidos según el Capítulo C.7.7 de la NSR-10, siendo de 75 mm para elementos en contacto con el terreno, 50 mm para elementos no expuestos a intemperie, y 30 mm para estribos.

Finalmente, la verificación estructural incluyó la comparación de las respuestas máximas (deflexiones, esfuerzos, derivas) con los límites admisibles establecidos por la normativa, asegurando el comportamiento adecuado tanto en estados límites de servicio como de resistencia.

14.1. DISEÑO COLUMNA

Barra N17/N18

Perfil: IPE-300 Material: Acero (A572 50ksi)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N17	N18	2.000	53.80	8360.00	604.00	20.10
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
β	1.00	1.00	0.00	0.00			
L _k	2.000	2.000	0.000	0.000			
C _b	-		1.000				
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N17/N18	x: 2 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.7$	x: 0 m $\eta = 33.0$	x: 2 m $\eta = 3.4$	x: 1 m $\eta = 0.2$	$\eta = 0.6$	x: 2 m $\eta = 42.2$	CUMPLE $\rho_1 = 42.2$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\rho_{Tr} : \underline{0.003}$$



El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N18, para la combinación de hipótesis 0.9·PP+0.9·CM1+V2.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{4.28} \text{ kN}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{1670.49} \text{ kN}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

χ_{π} : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\chi_{\pi} : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{1856.10} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda : \underline{59.7}$$



Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$\lambda : \underline{59.7}$$

Donde:

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{3149} \text{ mm}$$

K : Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.64}$$

r_y : Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{3.35} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{3.35} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{604.00} \text{ cm}^4$$

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\rho_{LT} : \underline{0.027} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N17, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot Q1(2)$.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{35.19} \text{ kN}$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{1287.21} \text{ kN}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

χ_{π_p} : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\chi_{\pi_p} : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-1-2:

$$P_n : \underline{1430.23} \text{ kN}$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-1-2).

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{265.84} \text{ MPa}$$

$$\text{a) Cuando: } \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \leq 2.25$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658^{\frac{Q F_y}{F_e}} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de:

$$F_e : \underline{554.02} \text{ MPa}$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e : \underline{\infty}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{125900.00} \text{ cm}^6$$

K_z : Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{0.00}$$

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{3149} \text{ mm}$$

G : Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{80000.00} \text{ MPa}$$

J : Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{20.10} \text{ cm}^4$$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{8360.00} \text{ cm}^4$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{604.00} \text{ cm}^4$$

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{554.02} \text{ MPa}$$

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

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la barra

r: Radio de giro dominante

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$Q = Q_s Q_a$$

3) para secciones formadas por elementos rigidizados y no rigidizados:

Q_s: se calcula de la siguiente forma:

a) para alas en pilares laminados u otras barras comprimidas que incluyan elementos no rigidizados

i) Cuando: $\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0$$

Donde:

b: Ancho del elemento comprimido no rigidizado

t: Espesor del ala

E: Módulo de elasticidad del acero

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A}$$

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra.

A_{eff}: Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'h_e'.

a) en elementos esbeltos uniformemente comprimidos, excepto alas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme

ii) Cuando: $\frac{h}{t} < 1.49 \sqrt{\frac{E}{f}}$

$$h_e = h$$

Donde:

h: Ancho del elemento comprimido no rigidizado

t: Espesor del alma

E: Módulo de elasticidad del acero

$$F_{ex} : 7668.21 \text{ MPa}$$

$$F_{ey} : 554.02 \text{ MPa}$$

$$E : 200000.00 \text{ MPa}$$

$$K_x : 0.64$$

$$K_y : 0.64$$

$$L : 3149 \text{ mm}$$

$$r_x : 12.47 \text{ cm}$$

$$r_y : 3.35 \text{ cm}$$

$$I_x : 8360.00 \text{ cm}^4$$

$$I_y : 604.00 \text{ cm}^4$$

$$A : 53.80 \text{ cm}^2$$

$$Q : 1.00$$

$$Q_s : 1.00$$

$$Q_s : 1.00$$

$$b : 75.00 \text{ mm}$$

$$t : 10.70 \text{ mm}$$

$$E : 200000.00 \text{ MPa}$$

$$F_y : 345.00 \text{ MPa}$$

$$Q_a : 1.00$$

$$A : 53.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff} : 53.80 \text{ cm}^2$$

$$h_e : 278.60 \text{ mm}$$

$$h : 278.60 \text{ mm}$$

$$t : 7.10 \text{ mm}$$

$$E : 200000.00 \text{ MPa}$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\rho_{tM} : \underline{0.330} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N17, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1(2).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{64.42} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{194.99} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$\chi_{\pi b}$: Factor de resistencia a flexión

$$\chi_{\pi b} : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1

$$M_n : \underline{216.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{64.42} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{21.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{628.00} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo lateral-torsional

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no es de aplicación

Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{0} \text{ mm}$$

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

$$L_p : \underline{1419.86} \text{ mm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{3.35} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{604.00} \text{ cm}^4$$

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\rho_{LM} : \underline{0.034} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N18, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+Q1(2)+SX+0.3·SY.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{1.32} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{38.88} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$\chi\pi_b$: Factor de resistencia a flexión

$$\chi\pi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1

$$M_n : \underline{43.20} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{1.32} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

$$M_n : \underline{43.20} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{125.22} \text{ cm}^3$$

S_y : Módulo resistente elástico respecto al eje Y

$$S_y = \frac{I_y}{x}$$

$$S_y : \underline{80.53} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{604.00} \text{ cm}^4$$

x : Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro

$$x : \underline{75.00} \text{ mm}$$

2. Pandeo local del ala

a) Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\rho_{tv} : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en un punto situado a una distancia de 1.000 m del nudo N17, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+Q1(2)+SX+0.3·SY.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.99} \text{ kN}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{598.02} \text{ kN}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

$\chi_{\pi v}$: Factor de resistencia a cortante

$$\chi_{\pi v} : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-7).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{664.47} \text{ kN}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$A_w = 2b_f t_f$$

$$A_w : \underline{32.10} \text{ cm}^2$$

Donde:

b_f : Anchura total del ala

$$b_f : \underline{150.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{10.70} \text{ mm}$$

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$i) \quad \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b : La mitad del ancho total del ala

$$b : \underline{75.00} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{10.70} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{1.20}$$

Resistencia a corte V_r (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\rho_{tw} : \underline{0.006} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CM1 + V1$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{2.49} \text{ kN}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{440.91} \text{ kN}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

χ_{π_v} : Factor de resistencia a cortante

$$\chi_{\pi_v} : \underline{1.00}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{440.91} \text{ kN}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{21.30} \text{ cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{300.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{7.10} \text{ mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

C_v : Coeficiente de cortante del alma

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{278.60} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$(a) \text{ si } \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{278.60} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{7.10} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$\rho_t : \underline{0.422} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{es}imos se producen en el nudo N18, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1(2).

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$$\eta = \frac{T_r}{T_c} \leq 1$$

$$\rho_t : \underline{0.001} \checkmark$$

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

$$\rho_t : \underline{0.422} \checkmark$$

$$\eta = \left| \frac{f_{vx}}{F_{vx}} + \frac{f_{vy}}{F_{vy}} + \frac{f_T}{F_T} \right| \leq 1$$

$$\rho_t : \underline{0.002} \checkmark$$

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{vx}}{F_{vx}} + \frac{f_{vy}}{F_{vy}} + \frac{f_T}{F_T} \right]^2 \leq 1$$

$$\rho_t : \underline{0.178} \checkmark$$

3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

T Resistencia a torsión requerida

$$T_r : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_c = \phi_T T_n$$

$$T_c : \underline{3.50} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

χ_{π_T} : Factor de resistencia para torsión

$$\chi_{\pi_T} : \underline{0.90}$$

T_n : Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n = F_n C$$

$$T_n : \underline{3.89} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C: Módulo resistente a torsión

$$C : \underline{18.79} \text{ cm}^3$$

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_n = 0.6 F_y$$

$$F_n : \underline{207.00} \text{ MPa}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

f_a : Tensión normal debida al esfuerzo axil (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_a = \frac{P_r}{A}$$

$$f_a : \underline{6.36} \text{ MPa}$$

Donde:

P_r: Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$P_r : \underline{34.19} \text{ kN}$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{53.80} \text{ cm}^2$$

f_{bx}: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{bx} = \frac{-Y}{I_x} M_{rx}$$

$$f_{bx} : \underline{114.16} \text{ MPa}$$

Donde:

M_{rx}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{rx} : \underline{63.63} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{8360.00} \text{ cm}^4$$

y: Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$y : \underline{-150.00} \text{ mm}$$

f_{by}: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{by} = \frac{-X}{I_y} M_{ry}$$

$$f_{by} : \underline{8.77} \text{ MPa}$$

Donde:

M_{ry}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{ry} : \underline{0.71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{604.00} \text{ cm}^4$$

x: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$x : \underline{-75.00} \text{ mm}$$

f: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$f_{vx} = -\frac{V_x Q_y}{I_y b}$$

$$f_{vx} : \underline{0.00} \text{ MPa}$$

Donde:

V_x: Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_x : \underline{0.13} \text{ kN}$$

Q_y: Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_y : \underline{0.00} \text{ cm}^3$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{604.00} \text{ cm}^4$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{10.70} \text{ mm}$$

f: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.

$$f_{vy} = -\frac{V_y Q_x}{I_x b}$$

$$f_{vy} : \underline{0.00} \text{ MPa}$$

Donde:

V_y: Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_y : \underline{0.39} \text{ kN}$$

Q_x: Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_x : \underline{0.00} \text{ cm}^3$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{8360.00} \text{ cm}^4$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{10.70} \text{ mm}$$

f_t: Tensión tangencial debida a torsión.

$$f_t = \pm \frac{b}{J} T_r$$

$$f_t : \underline{-0.29} \text{ MPa}$$

Donde:

T_r: Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$T_r : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{20.10} \text{ cm}^4$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{10.70} \text{ mm}$$

F_a: Resistencia a compresión de la sección.

$$F_a = \phi_c F_{cr}$$

$$F_a : \underline{239.26} \text{ MPa}$$

Donde:

$\chi_{\pi c}$: Factor de seguridad para compresión.

F_{cr} : Resistencia crítica de pandeo (calculada según el Capítulo E).

F_{bx} , F_{by} : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$$F_{bx} = F_{by} = \phi_b F_y$$

Donde:

$\chi_{\pi b}$: Factor de resistencia para flexión.

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.

$$F_{vx} = F_{vy} = \phi_v F_y / \sqrt{3}$$

Donde:

$\chi_{\pi v}$: Factor de resistencia para cortante.

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

F_T : Resistencia a torsión de la sección.

$$F_T = \phi_T F_y / \sqrt{3}$$

Donde:

$\chi_{\pi T}$: Factor de resistencia para torsión

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$\chi_{\pi c} : \underline{0.90}$$

$$F_{cr} : \underline{265.84} \text{ MPa}$$

$$F_{bx} : \underline{310.50} \text{ MPa}$$

$$F_{by} : \underline{310.50} \text{ MPa}$$

$$\chi_{\pi b} : \underline{0.90}$$

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$F_{vx} : \underline{179.27} \text{ MPa}$$

$$F_{vy} : \underline{179.27} \text{ MPa}$$

$$\chi_{\pi v} : \underline{0.90}$$

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

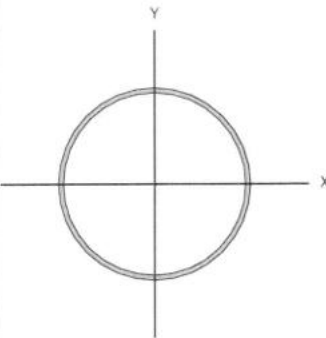
$$F_T : \underline{179.27} \text{ MPa}$$

$$\chi_{\pi T} : \underline{0.90}$$

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

14.2. DISEÑO DE CERCHA

Barra N34/N16

Perfil: CHS 114.3x3.0 Material: Acero (ASTM A500 Gr 50)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm²)	I _x ⁽¹⁾ (cm4)	I _y ⁽¹⁾ (cm4)	I _t ⁽²⁾ (cm4)
	N34	N16	0.862	10.49	162.55	162.55	325.10
	Notas:						
	⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado						
	⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano ZX		Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
β	1.00		1.00	0.00	0.00		
L _K	0.862		0.862	0.000	0.000		
C _b	-			1.000			
Notación:							
β: Coeficiente de pandeo L _K :							
Longitud de pandeo (m)							
C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N34/N16	x: 0.862 m $\eta = 5.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.6$	x: 0 m $\eta = 6.7$	x: 0.862 m $\eta = 20.6$	$\eta = 3.2$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.862 m $\eta = 29.7$	CUMPLE $\rho_t = 29.7$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\rho_{1T} : \underline{0.055} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N16, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot Q1(2)$.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{17.85} \text{ kN}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{325.71} \text{ kN}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

χ_{π_t} : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\chi_{\pi_t} : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{361.90} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{10.49} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Límite de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda : \underline{21.9} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$\lambda : \underline{21.9}$$

Donde:

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{4127} \text{ mm}$$

K : Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.21}$$

r_x : Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{3.94} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{3.94} \text{ cm}$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{162.55} \text{ cm}^4$$

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{10.49} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.016} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N34, para la combinación de hipótesis $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CM1 + V2$.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{5.15} \text{ kN}$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{314.47} \text{ kN}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

χ_{π_p} : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\chi_{\pi_p} : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{349.41} \text{ kN}$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (NSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{10.49} \text{ cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{333.10} \text{ MPa}$$

i) Cuando: $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{4113.17} \text{ MPa}$$

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

$$F_{ex} : \underline{4113.17} \text{ MPa}$$

$$F_{ey} : \underline{4113.17} \text{ MPa}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

K : Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{0.21}$$

$$K_y : \underline{0.21}$$

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{4127} \text{ mm}$$

r : Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{3.94} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{3.94} \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{162.55} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{162.55} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{10.49} \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\rho_{LM} : \underline{0.067} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N34, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot Q1(2)$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.77} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{11.54} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$\chi_{\pi b}$: Factor de resistencia a flexión

$$\chi_{\pi b} : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 8, Sección 1

$$M_n : \underline{12.82} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.20} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r^- : \underline{0.77} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$M_n : \underline{12.82} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Z : Módulo resistente plástico

$$Z : \underline{37.17} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\rho_{LM} : \underline{0.206}$$



El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N16, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1(2).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{2.38} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{11.54} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

χ_{π_b} : Factor de resistencia a flexión

$$\chi_{\pi_b} : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 8, Sección 1

$$M_n : \underline{12.82} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{0.65} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{2.38} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Z : Módulo resistente plástico

$$Z : \underline{37.17} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\rho_{tv} : \underline{0.032} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot Q1(2)$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{2.89} \text{ kN}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{91.04} \text{ kN}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

χ_{π_v} : Factor de resistencia a cortante

$$\chi_{\pi_v} : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

tubos redondos, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (NSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-6).

$$V_n = \frac{F_{cr} A}{2}$$

$$V_n : \underline{101.16} \text{ kN}$$

Donde:

F_{cr} : Tensión crítica, tomada como el mayor de los siguientes valores:

$$F_{cr} : \underline{207.00} \text{ MPa}$$

$$F_{cr} \leq 0.6F_y$$

$$F_{cr} = \frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^4}}$$

$$F_{cr} : \underline{513.81} \text{ MPa}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

L_v : La distancia entre los puntos de cortante máximo y cortante cero, tomada, de forma conservadora, como la longitud de la viga

$$L_v : \underline{4126.93} \text{ mm}$$

D : Diámetro exterior

$$D : \underline{114.30} \text{ mm}$$

t : Espesor de cálculo de la pared, tomada como 0.93 veces el espesor nominal

$$t : \underline{2.79} \text{ mm}$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2}$$

$$F_{cr} : \underline{594.92} \text{ MPa}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

D : Diámetro exterior

$$D : \underline{114.30} \text{ mm}$$

t : Espesor de cálculo de la pared, tomada como 0.93 veces el espesor nominal

$$t : \underline{2.79} \text{ mm}$$

A : Área bruta del tubo hueco, basada en el espesor de diseño de la pared

$$A : \underline{9.77} \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\rho_{lv} : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N34, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+Q1(2)-SX-0.3·SY.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.26} \text{ kN}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{91.04} \text{ kN}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

χ_{π_v} : Factor de resistencia a cortante

$$\chi_{\pi_v} : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

tubos redondos, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (NSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-6).

$$V_n = \frac{F_{cr} A}{2}$$

$$V_n : \underline{101.16} \text{ kN}$$

Donde:

F_{cr} : Tensión crítica, tomada como el mayor de los siguientes valores:

$$F_{cr} : \underline{207.00} \text{ MPa}$$

$$F_{cr} \leq 0.6F_y$$

$$F_{cr} = \frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^4}}$$

$$F_{cr} : \underline{513.81} \text{ MPa}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

L_v : La distancia entre los puntos de cortante máximo y cortante cero, tomada, de forma conservadora, como la longitud de la viga

$$L_v : \underline{4126.93} \text{ mm}$$

D : Diámetro exterior

$$D : \underline{114.30} \text{ mm}$$

t : Espesor de cálculo de la pared, tomada como 0.93 veces el espesor nominal

$$t : \underline{2.79} \text{ mm}$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t} \right)^2}$$

$$F_{cr} : \underline{594.92} \text{ MPa}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

D : Diámetro exterior

$$D : \underline{114.30} \text{ mm}$$

t : Espesor de cálculo de la pared, tomada como 0.93 veces el espesor nominal

$$t : \underline{2.79} \text{ mm}$$

A : Área bruta del tubo hueco, basada en el espesor de diseño de la pared

$$A : \underline{9.77} \text{ cm}^2$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$\rho_t : \underline{0.297} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N16, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot Q1(2)$.

Donde:

ρ_t : calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (H1-1b)$$

$$\rho_t : \underline{0.30}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{17.85} \text{ kN}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{325.71} \text{ kN}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{0.73} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{11.54} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{ry} : \underline{2.38} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{11.54} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

14.3. DISEÑO DE CORREAS

Barra N84/N141

Perfil: C 100x50x15x2.0mm

Material: Acero (ASTM A653 Gr 50)

Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
N84	N141	2.046	4.30	68.28	14.72	0.06	-7.81	0.00

Notas:

⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado

⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme

⁽³⁾ Coordenadas del centro de gravedad

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L _k	2.046	2.046	0.000	0.000
C _m	1.000	1.000	-	-
C _b	-		1.000	

Notación:

β: Coeficiente de pandeo L_k:

Longitud de pandeo (m)

C_m: Coeficiente de momentos

C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-16 (2016))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _x Tr	M _y Tr	M _x V _x	M _y V _y	MT	MP	TPT _x MTV	
N84/N141	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 2.046 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.4	η = 19.7	x: 0 m η = 25.7	x: 0 m η = 8.1	x: 0 m η = 0.2	x: 0 m η = 4.1	N.P.	(1) N.P. (2)	x: 0 m η = 8.7	x: 0 m η = 2.0	x: 0 m η = 14.3	x: 0 m η = 44.5	x: 0 m η = 28.7	CUMPLE ps = 44.5
Notación: w / t: Limitaciones geométricas T: Resistencia a tracción P: Resistencia a compresión Tr: Resistencia a torsión M _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X M _y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y V _x : Resistencia a corte en la dirección del eje X V _y : Resistencia a corte en la dirección del eje Y M _x Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión M _y Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión M _x V _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje X M _y V _y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje Y MT: Resistencia a flexión combinada con tracción MP: Resistencia a flexión combinada con compresión TPT _x MTV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (2) No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																

Limitaciones geométricas (B4.1)

Se debe satisfacer:

$$w_1/t \leq 60$$

$$w_1/t : \underline{20.00} \checkmark$$

Donde:

w₁: Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).

$$w_1 : \underline{40.00} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

$$w_2/t \leq 200$$

$$w_2/t : \underline{45.00} \checkmark$$

Donde:

w₂: Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).

$$w_2 : \underline{90.00} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

$$w_3/t \leq 60$$

$$w_3/t : \underline{5.00} \checkmark$$

Donde:

w₃: Longitud del tramo recto del rigidizador de borde.

$$w_3 : \underline{10.00} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

R sistencia a tracción (D1)

debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{T_r}{T_c} \leq 1$$

$$\rho_{Tr} : \underline{0.001} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM1+0.3·SX+SY.

Donde:

T_r: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$T_r : \underline{0.08} \text{ kN}$$

T_c: Resistencia de diseño a tracción.

$$I_c = \phi_t I_n$$

$$T_c : \underline{131.56} \text{ kN}$$

Donde:

χ_{πt}: Factor de resistencia para tracción.

$$\chi_{\pi t} : \underline{0.90}$$

T_n: La resistencia nominal a tracción es igual al valor calculado según la Sección D1:

$$T_n : \underline{146.18} \text{ kN}$$

D1 Plastificación de la sección bruta.

$$T_n = A_g F_y$$

$$T_n : \underline{146.18} \text{ kN}$$

Donde:

A_g: Área de la sección bruta.

$$A_g : \underline{4.30} \text{ cm}^2$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

Resistencia a compresión (E1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_c = \frac{P_t}{P_c} \leq 1$$

$$\rho_{tc} : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+Q1(2)-0.3·SX-SY.

Donde:

P_t: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$P_t : \underline{0.66} \text{ kN}$$

P_c: Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \phi_c P_{ne}$$

$$P_c : \underline{47.53} \text{ kN}$$

Donde:

χ_{pc}: Factor de resistencia para compresión.

$$\chi_{pc} : \underline{0.85}$$

P_n: Resistencia nominal a compresión, tomada como el menor de los valores E2, E3 y E4.

$$P_n : \underline{55.91} \text{ kN}$$

E2 Resistencia nominal a compresión, considerando el efecto del pandeo por flexión, flexotorsión o torsión.

E3 Interacción entre el pandeo local, la deformación plástica y el pandeo global

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n : \underline{55.91} \text{ kN}$$

Donde:

A_e: Área de la sección eficaz.

$$A_e : \underline{3.92} \text{ cm}^2$$

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n : \underline{142.61} \text{ MPa}$$

Donde:

F_y: Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cre}}}$$

$$A_c : \underline{1.44}$$

Donde:

F_y: Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

F_{cre}: Tensión elástica de pandeo a flexión calculada según las Secciones E2.1 a E2.4.

$$F_{cre} : \underline{163.80} \text{ MPa}$$

E2.1 Secciones no sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

F_{crit}: Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de F_{crex} y F_{crey}.

$$F_{crit} : \underline{163.80} \text{ MPa}$$

Donde:

$$F_{crex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2}$$

$$F_{crex} : \underline{759.89} \text{ MPa}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{39.85} \text{ mm}$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{68.28} \text{ cm}^4$$

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{4.30} \text{ cm}^2$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{203000.00} \text{ MPa}$$

K_x: Factor de longitud eficaz para el eje X.

$$K_x : \underline{0.35}$$

L: Longitud de la barra.

$$L : \underline{5.822} \text{ m}$$

$$F_{crey} = \frac{(\pi r_y)^2 E}{(K_y L)^2}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y.

A: Área de la sección bruta.

E: Módulo de Young.

K_y: Factor de longitud eficaz para el eje Y.

L: Longitud de la barra.

$$F_{crey} : \underline{163.80} \text{ MPa}$$

$$r_y : \underline{18.50} \text{ mm}$$

$$I_y : \underline{14.72} \text{ cm}^4$$

$$A : \underline{4.30} \text{ cm}^2$$

$$E : \underline{203000.00} \text{ MPa}$$

$$K_y : \underline{0.35}$$

$$L : \underline{5.822} \text{ m}$$

E2.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

(i) Para secciones con un eje de simetría, y angulares con alas iguales en los que el área eficaz no es igual al área bruta de la sección.

Las comprobaciones de la Sección E2.2 no proceden, ya que las longitudes efectivas de pandeo lateral de este elemento son nulas.

E4 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección E4 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

Se debe satisfacer:

$$\eta_{Tr} = \frac{T_{r_f}}{T_{r_c}} \leq 1$$

$$\rho_{t_{Tr}} : \underline{0.197}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM1 + Q1(2) - SX - 0.3 \cdot SY$.

Donde:

T_{r_f} : Resistencia requerida a torsión, utilizando las combinaciones de carga LRFD.

$$T_{r_f} : \underline{0.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

T_{r_c} : Resistencia de diseño a torsión.

$$T_{r_c} = \phi_{Tr} T_{r_n}$$

$$T_{r_c} : \underline{0.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

ϕ_{Tr} : Factor de resistencia para torsión, tomado de AISC-05.

$$\phi_{Tr} : \underline{0.90}$$

T_{r_n} : Resistencia nominal a torsión.

$$T_{r_n} = F_n C$$

$$T_{r_n} : \underline{0.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C : Módulo resistente a torsión.

$$C = \frac{J}{t}$$

$$C : \underline{0.29} \text{ cm}^3$$

Donde:

J : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$J : \underline{0.06} \text{ cm}^4$$

t : Espesor.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

$$F_n = 0.6 F_y$$

$$F_n : \underline{204.00} \text{ MPa}$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje X (F3.1, F2, F4)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\rho_{1B} : \underline{0.257} \quad \checkmark$$

M_r: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$\mathbf{M_r} : \underline{1.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM1+V2.

M_r⁺: Resistencia requerida para flexión positiva.

$$\mathbf{M_r^+} : \underline{0.25} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1(2).

M_r⁻: Resistencia requerida para flexión negativa.

$$\mathbf{M_r^-} : \underline{1.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$\mathbf{M_c} : \underline{4.41} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

χ_{π_b}: Factor de resistencia para flexión.

$$\chi_{\pi_b} : \underline{0.95}$$

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2, F4.

$$\mathbf{M_n} : \underline{4.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n⁺: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2, F4 para flexión positiva.

$$\mathbf{M_n^+} : \underline{4.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_n⁻: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2, F4 para flexión negativa.

$$\mathbf{M_n^-} : \underline{4.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

F3.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_{nl} = S_{etx} F_y$$

$$\mathbf{M_{nl}} : \underline{4.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{etx} = \frac{I_{ex}I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey}y - I_{exy}x}$$

$$\mathbf{S_{etx}} : \underline{13.66} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$\mathbf{I_{ex}} : \underline{68.28} \text{ cm}^4$$

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$\mathbf{I_{ey}} : \underline{14.72} \text{ cm}^4$$

I_{exy}: Producto eficaz de inercia.

$$\mathbf{I_{exy}} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$\mathbf{x} : \underline{-12.19} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$\mathbf{y} : \underline{-50.00} \text{ mm}$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$\mathbf{F_y} : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

F2 Resistencia a pandeo lateral-torsional.

Como el factor de longitud eficaz para pandeo lateral es cero, la barra no está sometida a pandeo lateral-torsional. La resistencia a flexión se calcula según la Sección F3.1.

F4.1 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección F4.1 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (F3.1, F2, F4)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\rho_{1B} : \underline{0.081} \quad \checkmark$$

M_r: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_r : \underline{0.12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+Q1(2)+SX+0.3·SY.

M_r⁺: Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_r^+ : \underline{0.12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM1-SX-0.3·SY.

M_r⁻: Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_r^- : \underline{0.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{1.45} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

χ_{π_b}: Factor de resistencia para flexión.

$$\chi_{\pi_b} : \underline{0.95}$$

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2, F4.

$$M_n : \underline{1.52} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n⁺: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2, F4 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{1.52} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_n⁻: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2, F4 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{1.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

F3.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_{nl} = S_{ety} F_y$$

$$M_{nl}^+ : \underline{1.52} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_{nl}^- : \underline{1.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_{ety} = \frac{|I_{ex}I_{ey} - I_{exy}^2|}{|I_{ex}X - I_{exy}Y|}$$

$$S_{ety}^+ : \underline{4.49} \text{ cm}^3$$

$$S_{ety}^- : \underline{4.36} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex}^+ : \underline{68.28} \text{ cm}^4$$

$$I_{ex}^- : \underline{68.17} \text{ cm}^4$$

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey}^+ : \underline{14.72} \text{ cm}^4$$

$$I_{ey}^- : \underline{13.63} \text{ cm}^4$$

I_{exy}: Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x^+ : \underline{32.81} \text{ mm}$$

$$x^- : \underline{31.25} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{35.00} \text{ mm}$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

Resistencia a corte en la dirección del eje X (G2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\rho_{lv} : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM1+V1.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_r : \underline{0.03} \text{ kN}$$

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{15.50} \text{ kN}$$

Donde:

χ_{πv}: Factor de resistencia para cortante.

$$\chi_{\pi v} : \underline{0.95}$$

V_n: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección G2.1, G2.2 y G2.3.

$$V_n : \underline{16.32} \text{ kN}$$

Sección G2.1. La resistencia a cortante, V_n, de miembros flexados sin rigidizadores transversales en las almas será calculada de la siguiente manera:

(a) Para λ_v ≤ 0.815

$$V_n = V_y$$

Donde:

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{203000.00} \text{ MPa}$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{V_y}{V_{cr}}}$$

$$A_v : \underline{0.289}$$

Siendo:

V_y: Esfuerzo cortante de fluencia de la sección transversal

$$V_y : \underline{16.32} \text{ kN}$$

$$V_y = 0.6 A_w F_y$$

Donde:

A_w: Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w : \underline{0.80} \text{ cm}^2$$

$$A_w = ht$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{40.00} \text{ mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.00} \text{ mm}$$

V_{cr}: Fuerza de abolladura por cortante elástico definida en la Sección G2.3 para sólo almas planas, o determinada de acuerdo con Apéndice 2 para todas secciones transversales de elementos precalificados (Tabla B4.1-1).

$$V_{cr} : \underline{195.95} \text{ kN}$$

Sección G2.3. Fuerza de abolladura por cortante elástico crítico del alma, V_{cr}.

La fuerza de abolladura por cortante, V_{cr}, de un alma se debe determinar de acuerdo con esta sección:

$$V_{cr} = A_w F_{cr}$$

Donde:

F_{cr} : tensión a la abolladura por cortante elástico.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k_v}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2}$$

μ : Coeficiente de Poisson.

E : Módulo de Young.

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$F_{cr} : \underline{2449.37} \text{ MPa}$$

$$\mu : \underline{0.3}$$

$$E : \underline{203000.00} \text{ MPa}$$

$$K_v : \underline{5.34}$$

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (G2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$\rho_{lv} : \underline{0.041} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot Q1(2)$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_r : \underline{1.41} \text{ kN}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{34.88} \text{ kN}$$

Donde:

χ_{π_v} : Factor de resistencia para cortante.

$$\chi_{\pi_v} : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección G2.1, G2.2 y G2.3.

$$V_n : \underline{36.72} \text{ kN}$$

Sección G2.1. La resistencia a cortante, V_n , de miembros flexados sin rigidizadores transversales en las almas será calculada de la siguiente manera:

(a) Para $\lambda_v \leq 0.815$

$$V_n = V_y$$

Donde:

E : Módulo de Young.

$$E : \underline{203000.00} \text{ MPa}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{V_y}{V_{cr}}}$$

$$A_v : \underline{0.649}$$

Siendo:

V_y : Esfuerzo cortante de fluencia de la sección transversal

$$V_y : \underline{36.72} \text{ kN}$$

$$V_y = 0.6 A_w F_y$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w : \underline{1.80} \text{ cm}^2$$

$$A_w = ht$$

Donde:

h : Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{90.00} \text{ mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. **t :** 2.00 mm

V_{cr}: Fuerza de abolladura por cortante elástico definida en la Sección G2.3 para sólo almas planas, o determinada de acuerdo con Apéndice 2 para todas secciones transversales de elementos precalificados (Tabla B4.1-1).

V_{cr} : 87.09 kN

Sección G2.3. Fuerza de abolladura por cortante elástico crítico del alma, V_{cr}.

La fuerza de abolladura por cortante, V_{cr}, de un alma se debe determinar de acuerdo con esta sección:

$$V_{cr} = A_w F_{cr}$$

Donde:

F_{cr}: tensión a la abolladura por cortante elástico.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k_v}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2}$$

F_{cr} : 483.83 MPa

μ: Coeficiente de Poisson.

μ : 0.3

E: Módulo de Young.

E : 203000.00 MPa

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante.

K_v : 5.34

R sistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (H4)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

R sistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (H4)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (H2)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$p1 : \underline{0.087} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1(2).

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}R} \right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$p1 : \underline{0.087}$$

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según H4.

$$R : \underline{0.88}$$

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{1.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

$$M_{cx} : \underline{4.41} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

V_{fy}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fy} : \underline{1.41} \text{ kN}$$

V_{cy}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

$$V_{cy} : \underline{34.88} \text{ kN}$$

R sistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (H2)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$p1 : \underline{0.020} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+Q1(2)-SX-0.3·SY.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fy}}{M_{cy}R} \right)^2 + \left(\frac{V_{fx}}{V_{cx}} \right)^2$$

$$p1 : \underline{0.020}$$

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según H4.

$$R : \underline{0.21}$$

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y.

$$M_{cy} : \underline{1.45} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

V_{fx}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fx} : \underline{0.01} \text{ kN}$$

V_{cx}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X.

$$V_{cx} : \underline{15.50} \text{ kN}$$

Resistencia a flexión combinada con tracción (H1.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_f \leq 1$$

$$\rho_{tr} : \underline{0.142} \checkmark$$

$$\eta \leq 1$$

$$\rho_t : \underline{0.143} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM1+V2.

Donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\phi_b M_{nxt} R_x} + \frac{M_{fy}}{\phi_b M_{nyt} R_y} + \frac{T_f}{\phi_t T_n}$$

$$\rho_{tr} : \underline{0.142}$$

Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según H4.

$$R_x : \underline{0.64}$$

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según H4.

$$R_y : \underline{0.45}$$

χ_{π_{bx}}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$$\chi_{\pi_{bx}} : \underline{0.95}$$

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.25} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$$

$$M_{nxt} : \underline{4.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$$

$$S_{ftx} : \underline{13.66} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{68.28} \text{ cm}^4$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{14.72} \text{ cm}^4$$

I_{xy}: Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$x_t : \underline{-12.19} \text{ mm}$$

y_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$y_t : \underline{-50.00} \text{ mm}$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

χ_{π_{by}}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$$\chi_{\pi_{by}} : \underline{0.95}$$

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{nyt} = S_{fty} F_y$$

$$M_{nyt} : \underline{1.52} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{fty} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_t - I_{xy} y_t}$$

$$S_{fty} : \underline{4.49} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{68.28} \text{ cm}^4$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{14.72} \text{ cm}^4$$

I_{xy}: Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

x_t : 32.81 mm

y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

y_t : 35.00 mm

F_y : Límite elástico del acero.

F_y : 340.00 MPa

$\chi\pi_t$: Factor de resistencia para tracción.

$\chi\pi_t$: 0.90

T_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

T_r : 0.01 kN

T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección D1.

T_n : 146.18 kN

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\phi_b M_{nx} R_x} + \frac{M_{fy}}{\phi_b M_{ny} R_y} - \frac{T_r}{\phi_t T_n}$$

ρ_t : 0.143

Donde:

R_x : Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según H4.

R_x : 0.64

R_y : Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según H4.

R_y : 0.45

$\chi\pi_{bx}$: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$\chi\pi_{bx}$: 0.95

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

M_{fx} : 0.25 kN·m

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección F.

M_{nx} : 4.64 kN·m

$\chi\pi_{by}$: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$\chi\pi_{by}$: 0.95

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

M_{fy} : 0.03 kN·m

M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección F.

M_{ny} : 1.48 kN·m

$\chi\pi_t$: Factor de resistencia para tracción.

$\chi\pi_t$: 0.90

T_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

T_r : 0.01 kN

T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección D1.

T_n : 146.18 kN

Resistencia a flexión combinada con compresión (H1.2)

(b) Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\phi_c P_n} \leq 0.15$

$$\eta = \frac{P_f}{\phi_c P_n} + \frac{M_{fx}}{\phi_b M_{nx} R_x} + \frac{M_{fy}}{\phi_b M_{ny} R_y} \leq 1$$

$$\rho_I : \underline{0.445} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+Q1(2)-SX-0.3·SY.

Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según H4.

$$R_x : \underline{0.62}$$

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según H4.

$$R_y : \underline{0.21}$$

χ_{πc}: Factor de resistencia para compresión.

$$\chi_{\pi c} : \underline{0.85}$$

P_r: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$P_r : \underline{0.46} \text{ kN}$$

P_n: Resistencia nominal a compresión según la Sección E1.

$$P_n : \underline{55.91} \text{ kN}$$

χ_{πbx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$$\chi_{\pi bx} : \underline{0.95}$$

M_{rx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{rx} : \underline{0.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{nx}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección F.

$$M_{nx} : \underline{4.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

χ_{πby}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$$\chi_{\pi by} : \underline{0.95}$$

M_{ry}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{ry} : \underline{0.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ny}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección F.

$$M_{ny} : \underline{1.52} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, el siguiente criterio de rotura de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

$$\rho_I : \underline{0.287} \checkmark$$

$$\eta = \left| \frac{f_{vx}}{F_{vx}} + \frac{f_{vy}}{F_{vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right| \leq 1$$

$$\rho_I : \underline{0.096} \checkmark$$

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{vx}}{F_{vx}} + \frac{f_{vy}}{F_{vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right]^2 \leq 1$$

$$\rho_I : \underline{0.091} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+1.6·Q1(2).

Donde:

f_a: Tensión normal debida a compresión, calculada utilizando el área de la sección bruta.

$$f_a = \frac{P_r}{A_e}$$

$$f_a : \underline{1.67} \text{ MPa}$$

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$P_r : \underline{0.65} \text{ kN}$$

A_e: Área de la sección eficaz.

$$A_e : \underline{3.92} \text{ cm}^2$$

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

$$x : \underline{-13.91} \text{ mm}$$

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

$$y : \underline{49.68} \text{ mm}$$

f_{bx}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X.

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

$$f_{bx} : \underline{82.36} \text{ MPa}$$

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{-1.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{68.28} \text{ cm}^4$$

f_{by}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y.

$$f_{by} = \frac{-x}{I_y} M_{fy}$$

$$f_{by} : \underline{5.78} \text{ MPa}$$

Donde:

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{14.72} \text{ cm}^4$$

f_{vx}: Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje X.

$$f_{vx} : \underline{-0.06} \text{ MPa}$$

f_{vy}: Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje Y.

$$f_{vy} : \underline{5.66} \text{ MPa}$$

f_{tr}: Tensión tangencial debida a la torsión.

$$f_{tr} : \underline{11.67} \text{ MPa}$$

Resistencia a compresión de la sección.

$$F_a = \phi_c F_n$$

$$F_a : \underline{121.22} \text{ MPa}$$

Donde:

χ_{nc}: Factor de resistencia para compresión.

$$\chi_{nc} : \underline{0.85}$$

F_n: Tensión crítica nominal de pandeo, calculada según el Capítulo E2.

$$F_n : \underline{142.61} \text{ MPa}$$

F_{bx}, **F_{by}**: Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.

$$F_{bx} = F_{by} = \phi_b F_y$$

$$F_{bx} : \underline{323.00} \text{ MPa}$$

$$F_{by} : \underline{323.00} \text{ MPa}$$

Donde:

χ_{nb}: Factor de resistencia para flexión.

$$\chi_{nb} : \underline{0.95}$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

F_{vx}, **F_{vy}**: Resistencia de la sección a cortante en las direcciones X y Y, respectivamente.

$$F_{vx} = F_{vy} = \phi_v F_y / \sqrt{3}$$

$$F_{vx} : \underline{186.48} \text{ MPa}$$

$$F_{vy} : \underline{186.48} \text{ MPa}$$

Donde:

χ_{nv}: Factor de resistencia para cortante.

$$\chi_{nv} : \underline{0.95}$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

F_{tr}: Resistencia a torsión de la sección.

$$F_{Tr} = \phi_{Tr} F_y / \sqrt{3}$$

Donde:

$\chi_{\pi_{Tr}}$: Factor de resistencia para torsión.

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_{Tr} : \underline{176.67} \text{ MPa}$$

$$\chi_{\pi_{Tr}} : \underline{0.90}$$

$$F_y : \underline{340.00} \text{ MPa}$$

1.1. Normas consideradas

Acero conformado: AISI S100-2016 (LRFD)

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Categorías de uso

2. Garajes y áreas de pública concurrencia
3. Cubiertas

1.2. Estados límite

E.L.U. de rotura. Acero conformado	AISI/NASPEC-2016 (LRFD) ASCE 7
E.L.U. de rotura. Acero laminado	AISC 360-10 (LRFD) ASCE 7
Desplazamientos	Derivas

1.2.1. Situaciones de proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes o transitorias

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Donde:

G_k Acción permanente

P_k Acción de pretensado

Q_k Acción variable

A_E Acción sísmica

γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Acero conformado: AISI S100-2016 (LRFD)

E.L.U. de rotura. Acero laminado: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

2.3.2 - [1] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q - Uso 2)		
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)		

2.3.2 - [2 Lr] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.600
Sobrecarga (Q - Uso 3)	0.000	0.500
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)		

2.3.2 - [2 S] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.600
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)	0.000	0.500

2.3.2 - [3 Lr, L] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso 3)	0.000	1.600
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)		

2.3.2 - [3 S, L] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)	1.600	1.600

2.3.2 - [3 Lr, W] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)		
Sobrecarga (Q - Uso 3)	0.000	1.600
Viento (Q)	0.000	0.500
Empozamiento (Le)		

2.3.2 - [3 S, W] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)		
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)	0.000	0.500
Empozamiento (Le)	1.600	1.600

2.3.2 - [4 Lr] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso 3)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000
Empozamiento (Le)		

2.3.2 - [4 S] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)	1.000	1.000
Empozamiento (Le)	0.000	0.500

2.3.2 - [5] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)	0.000	0.200
Sismo (E)	-1.000	1.000
Notas: Las solicitudes obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.		

2.3.2 - [6] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q - Uso 2)		
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)	0.000	1.000
Empozamiento (Le)		

2.3.2 - [7] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q - Uso 2)		
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)		
Sismo (E)	-1.000	1.000
Notas: Las solicitudes obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.		

Desplazamientos

(C.9-1)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q - Uso 2)		
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)		

(C.9-2 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.600
Sobrecarga (Q - Uso 3)	0.000	0.500
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)		

(C.9-2 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.600
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)	0.000	0.500

(C.9-3 Lr, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso 3)	0.000	1.600
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)		

(C.9-3 S, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)		
Empozamiento (Le)	1.600	1.600

(C.9-3 Lr, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)		
Sobrecarga (Q - Uso 3)	0.000	1.600
Viento (Q)	0.000	0.500
Empozamiento (Le)		

(C.9-3 S, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)		
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)	0.000	0.500
Empozamiento (Le)	1.600	1.600

(C.9-4 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso 3)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000
Empozamiento (Le)		

(C.9-4 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)	1.000	1.000
Empozamiento (Le)	0.000	0.500

(C.9-5)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q - Uso 2)	0.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)		
Nieve (Q)		
Empozamiento (Le)	-1.000	1.000

(C.9-6)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q - Uso 2)		
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)	0.000	1.000
Empozamiento (Le)		

(C.9-7)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q - Uso 2)		
Sobrecarga (Q - Uso 3)		
Viento (Q)		
Nieve (Q)		
Empozamiento (Le)	-1.000	1.000

2. ESTRUCTURA

2.1. Resultados

2.1.1. Barras

2.1.1.1. Resistencia

Referencias:

N: Esfuerzo axial (kN)

Vy: Esfuerzo cortante según el eje local Y de la barra. (kN)

Vz: Esfuerzo cortante según el eje local Z de la barra. (kN)

Mt: Momento torsor (kN·m)

My: Momento flector en el plano 'XZ' (giro de la sección respecto al eje local 'Y' de la barra). (kN·m)

Mz: Momento flector en el plano 'XY' (giro de la sección respecto al eje local 'Z' de la barra). (kN·m)

Los esfuerzos indicados son los correspondientes a la combinación pésima, es decir, aquella que demanda la máxima resistencia de la sección.

Origen de los esfuerzos pésimos:

- G: Sólo gravitatorias
- GV: Gravitatorias + viento
- GS: Gravitatorias + sismo
- GVS: Gravitatorias + viento + sismo

η : Aprovechamiento de la resistencia. La barra cumple con las condiciones de resistencia de la norma si se cumple que $\eta \leq 100$ %.

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N2/N1	17.68	0.000	3.609	1.770	-3.079	0.00	-0.90	1.08	G	Cumple
N1/N3	23.15	0.613	4.058	0.618	-1.840	0.05	2.18	-0.42	G	Cumple
N3/N4	25.84	0.604	4.280	-0.052	-0.536	0.13	2.52	-0.38	G	Cumple
N5/N4	25.68	0.604	4.272	-0.242	-0.787	0.18	2.52	0.37	G	Cumple
N6/N5	19.85	0.613	4.035	-0.657	-2.097	0.21	2.02	0.20	G	Cumple
N7/N6	22.98	0.000	3.576	-1.579	-3.304	0.23	-1.35	-1.24	G	Cumple
N8/N7	54.83	0.000	2.489	3.884	-5.330	-0.19	-4.86	1.43	G	Cumple

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N8/N9	72.94	0.000	0.694	-6.787	-5.549	0.54	-4.65	-3.75	G	Cumple
N9/N10	17.05	0.000	2.019	1.702	-3.160	0.03	-1.00	0.93	G	Cumple
N10/N11	24.24	0.613	2.514	0.555	-2.076	0.10	2.26	-0.49	G	Cumple
N11/N12	28.86	0.604	2.756	-0.053	-0.917	0.18	2.84	-0.45	G	Cumple
N13/N12	28.66	0.604	2.777	-0.210	-0.219	0.23	2.84	0.42	G	Cumple
N14/N13	25.95	0.613	2.566	-0.341	-1.425	0.26	2.68	0.27	G	Cumple
N15/N14	16.00	0.631	2.165	-1.082	-2.412	0.30	1.79	0.01	G	Cumple
N16/N15	37.45	0.000	1.569	-2.500	-3.304	0.27	-1.91	-2.38	G	Cumple
N17/N18	42.25	2.000	-34.195	0.132	0.394	0.00	63.63	-0.71	G	Cumple
N18/N19	41.08	0.000	-33.260	1.921	0.594	-0.03	63.79	0.53	G	Cumple
N19/N20	32.26	0.000	0.946	0.794	83.956	-0.01	55.24	0.07	G	Cumple
N20/N21	33.09	1.200	74.049	-0.451	0.556	-0.22	-0.90	0.45	G	Cumple
N21/N22	20.35	0.000	56.693	-0.451	-2.272	-0.22	-0.90	0.45	G	Cumple
N22/N23	23.00	0.587	57.511	0.331	2.695	-0.26	-1.10	0.54	G	Cumple
N23/N24	19.82	0.000	36.828	0.331	-0.957	-0.26	-1.10	0.54	G	Cumple
N24/N25	13.70	0.124	28.542	-0.395	1.298	-0.19	-0.60	0.47	GS	Cumple
N25/N8	24.66	1.169	4.250	1.940	-0.914	-0.21	0.80	-1.98	GS	Cumple
N26/N27	17.34	0.000	-36.718	-0.099	-1.410	-0.97	-0.96	0.38	G	Cumple
N27/N28	12.84	1.201	-32.323	-0.099	0.207	-0.97	-0.31	0.56	G	Cumple
N28/N29	13.66	1.203	-27.108	-0.099	0.118	-0.97	-0.39	0.68	G	Cumple
N29/N30	17.40	0.630	-19.034	-0.099	0.886	-0.97	-0.93	0.74	G	Cumple
N30/N16	16.93	0.000	-16.028	-0.099	-0.715	-0.97	-0.93	0.74	G	Cumple
N18/N31	5.11	4.864	9.653	0.013	1.408	0.01	-2.72	-0.08	G	Cumple
N32/N33	3.91	0.425	-5.001	-0.730	-0.018	0.10	0.21	0.15	G	Cumple
N33/N20	6.74	0.425	-4.904	-0.730	0.102	0.10	0.23	0.46	G	Cumple
N38/N37	22.08	1.202	37.006	-2.461	0.090	-0.89	-0.24	1.66	G	Cumple
N37/N36	21.50	0.000	31.996	0.212	-0.039	-1.02	-0.24	1.68	G	Cumple
N36/N35	20.22	0.000	26.441	0.212	-0.393	-1.02	-0.44	1.42	G	Cumple
N35/N34	18.52	0.000	26.671	2.885	1.002	-1.15	-0.31	1.35	G	Cumple
N34/N16	29.68	0.862	17.845	2.885	0.127	-1.15	-0.73	-2.38	G	Cumple
N39/N40	2.57	0.000	-0.465	0.835	-0.108	-0.07	0.02	0.27	GS	Cumple
N40/N38	4.59	0.425	-0.343	0.835	-0.008	-0.07	0.07	-0.45	GS	Cumple
N41/N31	17.79	2.000	-17.587	-0.544	-0.465	-0.01	24.20	0.61	G	Cumple
N31/N26	28.44	0.000	-16.179	9.033	0.750	-0.09	24.53	3.31	G	Cumple
N26/N38	16.92	0.000	2.814	-0.717	33.540	-0.02	21.48	-1.08	G	Cumple
N38/N42	8.88	0.000	4.472	1.378	0.293	0.93	0.08	0.86	GS	Cumple
N42/N43	14.61	0.316	4.879	0.042	3.458	0.72	-1.32	0.28	G	Cumple
N43/N44	21.01	0.000	-8.425	1.119	-3.659	1.95	-1.92	-0.35	G	Cumple
N46/N45	9.75	0.610	-7.084	0.039	-0.122	0.18	0.96	0.04	G	Cumple
N47/N46	8.57	0.620	-7.437	-0.561	-1.415	-0.38	0.77	0.09	G	Cumple
N49/N48	10.06	0.000	1.058	-2.079	1.983	-0.23	-0.08	-1.07	G	Cumple

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN�m)	My (kN�m)	Mz (kN�m)		
N48/N47	15.68	0.000	-8.441	-1.435	-2.881	-0.91	-1.12	-0.54	G	Cumple
N20/N49	23.64	0.000	1.556	5.357	0.101	-1.05	-0.13	2.57	G	Cumple
N39/N50	27.18	0.000	0.954	0.340	0.063	0.00	0.06	0.28	G	Cumple
N50/N51	5.40	0.632	0.967	0.153	0.005	0.00	0.02	-0.05	G	Cumple
N53/N52	4.75	0.000	1.155	0.000	0.061	0.00	0.04	-0.01	G	Cumple
N54/N53	7.99	0.000	0.762	0.035	0.078	0.00	0.08	0.03	GS	Cumple
N55/N54	7.92	0.639	0.801	0.019	-0.110	0.00	0.08	0.02	GS	Cumple
N32/N55	54.65	0.000	1.852	-0.678	-0.589	-0.01	-0.41	-0.45	G	Cumple
N51/N44	18.53	0.850	0.146	-0.140	0.802	0.00	-0.46	0.12	G	Cumple
N44/N56	49.97	0.000	-0.699	-0.119	-0.967	-0.01	-0.86	-0.05	GS	Cumple
N56/N57	25.86	0.612	-0.570	0.081	-0.288	-0.01	0.30	0.06	GS	Cumple
N57/N14	12.26	0.000	-0.616	-0.032	-0.006	0.00	0.37	-0.04	GS	Cumple
N50/N42	19.55	0.850	0.224	-0.136	0.891	0.00	-0.52	0.12	G	Cumple
N42/N58	56.14	0.000	-1.663	-0.169	-1.367	-0.01	-1.22	-0.06	G	Cumple
N58/N59	28.35	0.816	-0.822	0.081	-0.221	-0.01	0.30	0.05	GS	Cumple
N59/N15	12.25	0.000	-1.447	-0.009	-0.061	0.00	0.43	-0.01	G	Cumple
N52/N45	11.28	0.850	0.072	-0.123	0.384	0.00	-0.18	0.10	GS	Cumple
N45/N60	29.67	0.000	-0.213	-0.097	-0.925	0.00	-0.68	-0.05	GS	Cumple
N60/N61	21.54	0.816	-0.111	0.039	-0.121	0.00	0.44	0.07	GS	Cumple
N61/N12	15.45	0.000	-0.155	0.021	0.029	0.00	0.59	0.03	G	Cumple
N53/N46	11.07	0.850	0.062	0.080	0.510	0.00	-0.28	-0.07	GS	Cumple
N46/N62	35.76	0.000	-0.515	-0.100	-0.890	0.01	-0.67	-0.06	GS	Cumple
N62/N63	24.08	0.816	-0.459	0.026	-0.129	0.00	0.44	0.08	GS	Cumple
N63/N11	17.62	0.000	-0.605	0.034	0.067	0.00	0.61	0.04	G	Cumple
N54/N47	13.68	0.850	0.130	-0.027	0.898	0.00	-0.53	0.02	G	Cumple
N47/N64	27.65	0.000	-0.767	0.069	-1.061	0.00	-0.92	0.08	GS	Cumple
N64/N65	51.58	1.428	-0.780	-0.016	0.141	0.02	0.45	0.10	GS	Cumple
N65/N10	18.01	0.000	-1.014	0.087	0.011	0.00	0.40	0.11	GS	Cumple
N55/N49	27.04	0.850	0.965	-0.145	1.297	0.00	-0.85	0.12	G	Cumple
N49/N66	72.09	0.000	6.162	-0.150	-0.917	0.02	-0.80	-0.15	GS	Cumple
N66/N67	37.81	1.020	6.440	0.032	-0.097	0.01	0.45	0.08	GS	Cumple
N67/N9	23.80	0.000	8.607	0.051	0.016	0.00	0.56	0.07	G	Cumple
N44/N68	10.22	0.000	-7.613	0.367	-2.338	1.39	-0.88	-0.16	G	Cumple
N68/N45	11.78	0.608	-7.161	0.202	-1.001	0.78	1.05	-0.18	G	Cumple
N51/N69	5.10	0.000	0.205	-0.034	0.001	0.00	0.00	-0.06	GS	Cumple
N69/N52	4.61	0.000	0.546	-0.063	-0.005	0.00	0.00	-0.05	GS	Cumple
N69/N68	13.65	0.850	0.148	-0.083	0.730	0.00	-0.38	0.07	G	Cumple
N68/N70	36.07	0.000	-0.346	-0.147	-1.289	0.00	-1.06	-0.07	G	Cumple
N70/N71	23.96	1.020	-0.133	0.036	-0.081	0.00	0.46	0.07	GS	Cumple
N71/N13	13.78	0.000	-0.056	0.050	0.032	0.00	0.41	0.07	GS	Cumple
N72/N2	70.73	0.000	2.312	-6.707	-5.601	0.53	-4.58	-3.54	G	Cumple

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN�m)	My (kN�m)	Mz (kN�m)		
N74/N73	27.98	0.631	3.133	2.276	-2.944	-0.13	3.02	-0.15	G	Cumple
N73/N75	41.56	0.613	3.600	0.753	-1.711	-0.05	4.09	-0.64	G	Cumple
N75/N76	44.16	0.604	3.840	0.210	-0.242	0.05	4.26	-0.77	G	Cumple
N77/N76	44.04	0.604	3.804	-0.164	-1.200	0.15	4.26	0.76	G	Cumple
N78/N77	36.42	0.613	3.506	-0.922	-2.594	0.25	3.51	0.63	G	Cumple
N79/N78	17.09	0.631	2.964	-1.864	-3.844	0.30	1.90	0.02	G	Cumple
N80/N74	38.42	0.000	2.291	2.060	-4.399	0.05	-1.75	2.65	G	Cumple
N72/N79	73.56	0.000	1.509	7.012	-6.488	-0.26	-4.82	3.64	G	Cumple
N20/N81	18.18	0.000	-0.646	-3.670	0.647	1.19	0.18	-1.91	G	Cumple
N81/N82	10.97	0.316	0.382	1.360	2.287	0.53	-1.02	0.24	G	Cumple
N82/N83	16.94	0.000	-11.159	1.121	-3.411	1.49	-1.74	-0.02	G	Cumple
N83/N84	9.12	0.000	-10.414	0.216	-2.103	1.06	-0.71	-0.16	G	Cumple
N84/N85	11.36	0.608	-10.051	-0.185	-0.797	0.52	1.02	-0.11	G	Cumple
N86/N85	11.80	0.610	-10.039	-0.366	-0.314	-0.11	0.96	0.23	G	Cumple
N87/N86	10.05	0.620	-10.486	-1.012	-1.644	-0.71	0.68	0.29	G	Cumple
N89/N88	13.10	0.000	-0.675	-2.800	2.219	-0.38	-0.14	-1.36	G	Cumple
N88/N87	19.63	0.000	-11.539	-2.148	-3.135	-1.29	-1.43	-0.63	G	Cumple
N90/N89	21.23	0.000	-0.301	4.948	0.156	-1.34	-0.16	2.29	G	Cumple
N90/N91	31.58	0.000	-1.379	-6.773	0.806	1.82	0.26	-3.36	G	Cumple
N91/N92	14.26	0.316	-0.397	1.245	2.469	0.70	-1.04	0.60	G	Cumple
N92/N93	26.95	0.000	-12.734	1.144	-3.841	2.19	-1.70	0.17	G	Cumple
N93/N94	11.14	0.615	-11.969	0.266	-2.222	1.26	0.85	-0.22	G	Cumple
N94/N95	12.89	0.608	-11.704	-0.454	-0.728	0.24	1.23	-0.04	G	Cumple
N96/N95	15.77	0.610	-11.843	-0.795	-0.603	-0.90	1.15	0.46	G	Cumple
N97/N96	14.07	0.620	-12.473	-1.338	-2.201	-2.04	0.67	0.73	G	Cumple
N99/N98	19.40	0.320	2.076	-0.978	4.057	-1.06	-1.39	-0.81	G	Cumple
N98/N97	38.62	0.000	-13.797	-2.828	-4.004	-3.30	-2.11	0.13	G	Cumple
N100/N99	23.74	0.000	1.162	-1.107	0.285	-2.52	-0.06	-0.82	G	Cumple
N90/N101	42.43	0.000	92.360	0.646	-0.733	-0.14	-1.05	0.78	G	Cumple
N101/N102	36.88	0.000	92.429	0.489	-0.310	-0.14	-0.73	0.37	G	Cumple
N102/N103	32.49	1.200	74.554	0.489	0.491	-0.14	-0.75	-0.49	G	Cumple
N103/N104	18.67	0.000	51.284	0.489	-4.282	-0.14	-0.75	-0.49	G	Cumple
N104/N105	18.70	1.171	52.111	-0.222	0.734	-0.10	-0.98	-0.25	G	Cumple
N105/N106	13.98	0.000	15.148	0.291	-1.388	-0.03	-0.72	-0.63	GS	Cumple
N106/N107	9.99	0.000	15.491	-1.151	0.707	-0.13	-0.14	-0.74	GS	Cumple
N107/N72	21.23	0.877	-3.705	-1.299	-1.807	-0.12	1.28	1.10	GS	Cumple
N100/N108	40.60	0.000	68.441	1.016	-0.480	0.85	-0.67	1.87	G	Cumple
N108/N109	19.09	0.043	62.185	1.016	0.410	0.85	-0.43	0.61	G	Cumple
N109/N110	30.90	1.157	62.190	2.090	0.443	0.79	-0.66	-1.80	G	Cumple
N110/N111	38.09	0.643	53.597	2.090	-0.451	0.79	-0.30	-3.14	G	Cumple
N111/N112	39.08	0.561	53.856	-0.847	1.115	0.94	-0.86	-2.69	G	Cumple

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN�m)	My (kN�m)	Mz (kN�m)		
N112/N113	37.42	0.000	43.034	-0.847	-0.308	0.94	-0.86	-2.69	G	Cumple
N113/N114	29.27	0.000	43.356	-4.206	1.646	1.11	-0.80	-1.82	G	Cumple
N114/N80	42.05	1.182	22.860	-4.206	0.073	1.11	-0.82	3.63	G	Cumple
N115/N116	4.70	0.000	-6.992	0.370	-0.284	-0.09	0.22	0.20	G	Cumple
N116/N90	4.53	0.425	-4.938	0.491	0.115	-0.07	0.20	-0.24	GS	Cumple
N115/N117	59.22	0.000	3.030	-0.628	-0.669	-0.01	-0.49	-0.43	G	Cumple
N117/N118	7.34	0.639	1.745	0.020	-0.133	0.00	0.07	0.00	GS	Cumple
N118/N119	7.76	0.000	1.750	0.017	0.059	0.00	0.08	0.00	GS	Cumple
N119/N120	6.19	0.000	1.944	0.004	0.071	0.00	0.05	-0.02	GS	Cumple
N121/N120	4.77	0.000	2.652	-0.038	0.000	0.00	0.03	-0.03	G	Cumple
N122/N121	5.43	0.000	1.212	-0.047	-0.007	0.00	0.01	-0.05	GS	Cumple
N123/N122	5.90	0.000	2.863	0.066	-0.005	0.00	0.03	0.04	GS	Cumple
N32/N123	46.21	0.000	3.074	0.511	0.386	0.00	0.28	0.40	G	Cumple
N124/N125	4.83	0.000	-2.099	-0.766	-0.409	0.10	0.00	-0.52	G	Cumple
N125/N100	4.84	0.425	-1.407	-1.029	-0.077	0.12	0.16	0.37	GS	Cumple
N124/N126	69.94	0.000	1.511	-0.361	-0.896	-0.01	-0.68	-0.27	G	Cumple
N126/N127	12.73	0.639	1.353	-0.016	-0.308	0.00	0.13	-0.01	G	Cumple
N127/N128	14.14	0.620	1.520	-0.016	-0.037	0.00	0.15	0.00	G	Cumple
N128/N129	11.74	0.000	0.915	0.006	0.079	0.00	0.13	0.00	GS	Cumple
N130/N129	8.45	0.608	0.922	0.025	0.008	0.00	0.00	-0.09	GS	Cumple
N131/N130	8.24	0.615	1.014	0.020	0.005	0.00	0.01	-0.08	GS	Cumple
N132/N131	7.96	0.632	1.189	0.157	-0.018	0.00	0.01	-0.08	GS	Cumple
N115/N132	83.33	0.000	2.675	0.970	0.842	0.01	0.58	0.71	G	Cumple
N117/N89	25.48	0.850	0.917	-0.032	1.470	0.00	-1.01	0.03	G	Cumple
N89/N133	80.41	0.000	6.521	-0.045	-1.144	0.02	-1.07	-0.07	GS	Cumple
N133/N134	41.01	1.224	6.817	-0.015	0.069	0.01	0.47	0.05	GS	Cumple
N134/N2	23.04	0.000	8.584	0.053	-0.042	0.00	0.52	0.07	G	Cumple
N118/N87	21.67	0.850	0.153	0.110	1.056	0.00	-0.67	-0.09	G	Cumple
N87/N135	62.72	0.000	-1.029	-0.012	-1.079	0.02	-0.94	-0.01	GS	Cumple
N135/N136	36.32	1.428	-0.816	-0.051	0.180	0.01	0.45	0.09	GS	Cumple
N136/N1	17.64	0.000	-1.166	0.036	0.012	0.00	0.57	0.05	G	Cumple
N119/N86	19.24	0.850	0.077	0.163	0.681	0.00	-0.42	-0.14	GS	Cumple
N86/N137	46.26	0.000	-0.678	0.010	-1.084	0.01	-0.89	0.04	GS	Cumple
N137/N138	26.62	1.020	-0.483	-0.014	0.000	0.01	0.58	0.03	GS	Cumple
N138/N3	16.77	0.000	-0.473	-0.019	0.193	0.00	0.64	-0.02	GS	Cumple
N120/N85	16.85	0.850	0.084	0.136	0.642	0.00	-0.38	-0.12	GS	Cumple
N85/N139	36.30	0.000	-0.317	0.020	-1.040	0.01	-0.82	0.05	GS	Cumple
N139/N140	21.50	1.020	-0.149	0.005	0.013	0.00	0.54	0.00	GS	Cumple
N140/N4	17.67	0.000	-0.118	-0.038	0.180	0.00	0.62	-0.05	GS	Cumple
N121/N84	15.28	0.850	0.102	0.093	0.696	0.00	-0.43	-0.08	GS	Cumple
N84/N141	44.46	0.000	-0.460	0.016	-0.991	-0.01	-0.79	0.04	GS	Cumple

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN�m)	My (kN�m)	Mz (kN�m)		
N141/N142	24.29	1.224	-0.260	0.039	0.089	-0.01	0.45	-0.04	GS	Cumple
N142/N5	18.66	0.000	-0.306	-0.062	0.131	0.00	0.56	-0.08	GS	Cumple
N122/N83	16.47	0.850	0.169	-0.025	1.044	0.00	-0.66	0.02	G	Cumple
N83/N143	62.61	0.000	-0.845	0.026	-0.957	-0.02	-0.81	0.06	GS	Cumple
N143/N144	32.47	1.428	-0.600	0.065	0.172	-0.01	0.32	-0.08	GS	Cumple
N144/N6	18.80	0.000	-0.824	-0.066	0.094	0.00	0.52	-0.09	GS	Cumple
N123/N81	22.24	0.850	0.626	0.026	1.349	0.00	-0.89	-0.02	G	Cumple
N81/N145	67.86	0.000	5.323	0.068	-1.293	-0.02	-1.22	0.13	G	Cumple
N145/N146	30.72	1.428	5.574	0.055	0.230	0.00	0.49	-0.07	G	Cumple
N146/N7	19.85	0.000	5.522	-0.067	-0.089	0.00	0.42	-0.09	G	Cumple
N132/N91	36.01	0.850	1.135	0.156	1.630	0.00	-1.15	-0.13	G	Cumple
N91/N147	86.96	0.000	8.729	0.632	-1.618	-0.01	-1.59	0.47	G	Cumple
N147/N148	55.46	1.800	8.983	0.086	-0.078	-0.01	0.49	-0.13	G	Cumple
N148/N149	41.37	0.816	8.986	-0.024	-0.063	0.00	0.78	-0.12	G	Cumple
N149/N79	27.76	0.000	9.002	-0.076	0.037	0.00	0.62	-0.10	G	Cumple
N131/N93	18.52	0.850	0.134	0.062	1.038	0.00	-0.65	-0.05	G	Cumple
N93/N150	64.73	0.000	-1.255	0.237	-1.820	0.00	-1.62	0.24	G	Cumple
N150/N151	44.21	1.800	-0.968	0.114	-0.077	-0.01	0.68	-0.16	G	Cumple
N151/N152	37.44	0.612	-0.682	-0.030	-0.102	-0.01	0.62	-0.09	GS	Cumple
N152/N78	22.82	0.000	-0.934	-0.057	0.131	0.00	0.73	-0.07	G	Cumple
N130/N94	16.11	0.850	0.111	0.099	0.796	0.00	-0.45	-0.08	G	Cumple
N94/N153	56.70	0.000	-0.774	0.178	-1.303	-0.01	-1.08	0.17	GS	Cumple
N153/N154	42.86	1.800	-0.572	0.064	-0.051	-0.01	0.62	-0.10	GS	Cumple
N154/N155	42.22	0.000	-0.625	-0.102	-0.363	0.01	0.64	-0.14	GS	Cumple
N155/N77	23.12	0.000	-0.733	-0.038	0.217	0.00	0.83	-0.05	G	Cumple
N129/N95	18.22	0.850	0.067	0.180	0.571	0.00	-0.32	-0.15	GS	Cumple
N95/N156	62.68	0.000	-0.508	0.242	-1.360	-0.01	-1.12	0.23	GS	Cumple
N156/N157	49.32	1.800	-0.274	0.106	-0.068	0.01	0.73	-0.15	GS	Cumple
N157/N158	48.24	0.000	-0.319	-0.146	-0.327	0.01	0.73	-0.15	GS	Cumple
N158/N76	25.62	0.000	-0.260	-0.126	0.169	0.00	0.60	-0.16	GS	Cumple
N128/N96	24.17	0.850	0.139	0.222	0.829	0.00	-0.48	-0.19	G	Cumple
N96/N159	65.76	0.000	-0.675	0.231	-1.451	-0.01	-1.29	0.24	GS	Cumple
N159/N160	54.21	1.800	-0.387	0.087	-0.070	0.01	0.74	-0.13	GS	Cumple
N160/N161	46.97	0.000	-0.493	-0.120	-0.325	0.01	0.77	-0.14	GS	Cumple
N161/N75	22.41	0.000	-0.385	0.077	0.213	0.00	0.66	0.10	GS	Cumple
N127/N97	30.75	0.850	0.121	0.291	0.959	0.00	-0.58	-0.25	G	Cumple
N97/N162	78.77	0.000	-1.487	0.229	-1.619	-0.01	-1.65	0.25	GS	Cumple
N162/N163	68.35	1.800	-1.122	0.093	-0.069	0.02	0.67	-0.13	GS	Cumple
N163/N164	63.78	0.000	-1.302	-0.152	-0.292	0.02	0.78	-0.16	GS	Cumple
N164/N73	22.71	0.000	-1.135	0.095	0.132	0.00	0.57	0.12	GS	Cumple
N126/N99	34.50	0.850	0.538	0.243	1.312	0.00	-0.88	-0.21	G	Cumple

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N99/N165	81.23	0.000	-0.156	0.013	-2.278	0.01	-2.51	0.06	G	Cumple
N165/N166	60.12	1.800	0.191	0.122	-0.169	0.01	0.96	-0.18	G	Cumple
N166/N167	44.42	0.000	0.145	-0.135	-0.446	0.00	0.96	-0.18	G	Cumple
N167/N74	20.58	0.000	0.243	0.035	0.146	0.00	0.76	0.04	G	Cumple
N168/N18	2.88	0.000	8.566	-0.009	-0.954	0.00	-1.08	-0.08	GS	Cumple
N169/N168	5.81	0.000	12.201	-0.027	-1.198	0.00	-2.18	-0.21	G	Cumple
N170/N168	45.11	0.000	-29.291	-0.150	2.534	0.00	69.04	-0.74	GS	Cumple
N168/N171	52.76	0.449	-36.341	0.642	0.501	0.02	79.06	-1.21	G	Cumple
N171/N90	37.25	0.000	1.364	-0.500	103.984	0.00	68.88	-0.73	G	Cumple
N172/N169	32.54	2.000	-21.542	0.513	-0.352	0.01	45.46	-1.15	G	Cumple
N173/N100	24.58	0.000	4.371	-0.719	63.710	0.03	41.02	-0.15	G	Cumple
N169/N173	40.61	0.000	-20.345	-11.595	-1.845	0.23	45.18	-3.31	G	Cumple
N19/N174	51.82	0.000	-90.962	0.168	-3.854	-0.25	-2.52	0.52	G	Cumple
N174/N175	31.65	1.201	-77.411	0.168	0.367	-0.25	-0.59	0.22	G	Cumple
N175/N176	19.04	1.201	-57.097	0.168	0.069	-0.25	-0.61	0.01	G	Cumple
N176/N177	11.14	1.195	-30.204	0.168	-0.012	-0.25	-0.53	-0.19	G	Cumple
N177/N8	20.78	0.676	-18.531	0.168	-3.351	-0.25	1.76	-0.30	G	Cumple
N171/N178	59.49	0.000	-111.556	0.044	-4.728	-0.13	-3.09	0.11	G	Cumple
N178/N179	38.75	1.203	-100.163	0.044	0.434	-0.13	-0.72	0.03	G	Cumple
N179/N180	31.05	1.201	-75.820	0.044	0.099	-0.13	-0.78	-0.02	G	Cumple
N180/N181	17.57	0.000	-51.592	0.044	-0.322	-0.13	-0.78	-0.02	G	Cumple
N181/N182	7.60	0.000	-19.972	0.044	-0.407	-0.13	-0.44	-0.08	G	Cumple
N182/N72	19.98	0.600	-10.280	0.044	-3.646	-0.13	1.99	-0.13	G	Cumple
N173/N183	37.31	0.000	-67.830	0.312	-2.644	0.86	-1.79	0.30	G	Cumple
N183/N184	27.37	1.200	-64.974	0.312	0.310	0.86	-0.52	-0.26	G	Cumple
N184/N185	19.50	1.200	-56.319	0.312	0.079	0.86	-0.55	-0.63	G	Cumple
N185/N186	22.10	1.201	-46.011	0.312	0.156	0.86	-0.67	-1.01	G	Cumple
N186/N187	27.48	1.146	-29.079	0.312	0.567	0.86	-1.26	-1.37	G	Cumple
N187/N80	26.14	0.000	-21.578	0.312	-1.421	0.86	-1.26	-1.37	G	Cumple
N26/N188	19.26	0.000	0.674	-1.246	4.457	-0.05	1.27	-0.94	G	Cumple
N188/N39	5.36	0.000	0.827	-1.246	-0.133	-0.05	-0.02	-0.58	G	Cumple
N27/N38	0.64	0.711	1.064	0.000	0.014	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N27/N37	3.01	0.000	-4.388	0.000	-0.015	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N28/N37	1.23	0.594	2.051	0.000	0.013	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N28/N36	2.60	0.000	-3.870	0.000	-0.016	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N29/N36	1.38	0.507	2.302	0.000	0.012	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N29/N34	3.89	0.000	-6.282	0.000	-0.009	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N30/N34	2.04	0.254	3.408	0.000	0.006	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N19/N189	33.42	0.000	4.206	-0.593	11.210	-0.01	3.22	-0.56	G	Cumple
N189/N32	4.28	0.000	4.385	-0.593	-0.381	-0.01	-0.03	-0.39	G	Cumple
N171/N190	36.54	0.000	5.638	-0.174	13.962	-0.02	4.01	-0.11	G	Cumple

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN�m)	My (kN�m)	Mz (kN�m)		
N190/N115	3.98	0.668	5.847	-0.174	-0.465	-0.02	0.30	0.06	G	Cumple
N173/N191	31.59	0.000	1.581	1.704	8.489	0.27	2.43	1.19	G	Cumple
N191/N124	6.56	0.000	1.644	1.704	-0.172	0.27	-0.03	0.70	G	Cumple
N188/N38	2.85	0.526	4.746	0.000	0.006	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N188/N40	0.12	0.000	-0.195	0.000	-0.004	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N189/N20	7.06	0.526	11.769	0.000	0.006	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N189/N33	0.15	0.000	-0.239	0.000	-0.004	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N190/N90	8.79	0.526	14.660	0.000	0.006	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N190/N116	0.15	0.000	-0.235	0.000	-0.004	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N191/N100	5.24	0.526	8.748	0.000	0.006	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N191/N125	0.08	0.000	-0.127	0.000	-0.004	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N174/N20	1.92	0.721	3.207	0.000	0.014	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N174/N21	9.15	0.000	-13.319	0.000	-0.015	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N175/N21	5.03	0.618	8.384	0.000	0.014	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N175/N23	10.27	0.000	-15.254	0.000	-0.016	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N176/N23	4.77	0.532	7.956	0.000	0.013	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N176/N25	13.53	0.000	-20.533	0.000	-0.016	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N25/N177	7.28	0.000	12.141	0.000	-0.013	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N178/N90	1.01	0.726	1.680	0.000	0.014	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N178/N102	8.34	0.000	-12.115	0.000	-0.015	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N179/N102	6.48	0.635	10.807	0.000	0.014	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N179/N103	12.23	0.000	-18.136	0.000	-0.016	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N180/N103	5.12	0.558	8.538	0.000	0.013	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N180/N105	11.83	0.000	-17.787	0.000	-0.016	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N181/N105	9.32	0.576	15.554	0.000	0.014	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N181/N107	10.77	0.000	-17.586	0.000	-0.007	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N182/N107	6.13	0.288	10.226	0.000	0.007	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N183/N100	0.58	0.000	-0.879	0.000	-0.014	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N183/N108	2.71	0.000	-3.932	0.000	-0.015	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N184/N108	2.54	0.647	4.233	0.000	0.014	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N184/N110	4.24	0.000	-6.265	0.000	-0.016	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N185/N110	2.30	0.574	3.828	0.000	0.013	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N185/N112	5.05	0.000	-7.569	0.000	-0.016	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N186/N112	2.48	0.515	4.134	0.000	0.013	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N186/N114	8.81	0.000	-13.374	0.000	-0.016	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N114/N187	4.65	0.000	7.760	0.000	-0.011	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N35/N59	2.29	0.331	-2.932	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N59/N57	2.07	0.316	-2.681	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N57/N71	1.98	0.306	-2.593	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N71/N61	1.94	0.302	-2.550	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N63/N61	1.96	0.302	-2.578	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN�m)	My (kN�m)	Mz (kN�m)		
N65/N63	2.06	0.306	-2.708	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N67/N65	1.99	0.316	-2.570	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N24/N67	2.02	0.331	-2.555	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N24/N146	3.57	0.331	-4.665	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N146/N144	3.29	0.316	-4.380	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N144/N142	3.21	0.306	-4.314	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N142/N140	3.17	0.302	-4.286	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N138/N140	3.18	0.302	-4.297	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N106/N134	3.47	0.331	-4.530	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N106/N149	2.88	0.331	-3.735	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N149/N152	2.72	0.316	-3.584	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N152/N155	2.64	0.306	-3.512	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N155/N158	2.62	0.302	-3.504	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N161/N158	2.66	0.302	-3.567	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N113/N167	2.85	0.331	-3.685	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N37/N58	2.29	0.331	-2.931	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N58/N56	2.36	0.316	-3.080	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N56/N70	2.46	0.306	-3.265	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N70/N60	2.58	0.302	-3.446	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N62/N60	2.71	0.302	-3.639	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N64/N62	2.89	0.306	-3.866	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N66/N64	15.82	0.631	-2.548	-0.030	0.361	0.00	-0.23	0.03	GS	Cumple
N22/N66	3.50	0.331	-4.571	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N22/N145	4.13	0.331	-5.429	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N145/N143	3.86	0.316	-5.166	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N143/N141	3.73	0.306	-5.039	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N141/N139	3.67	0.302	-4.978	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N137/N139	3.66	0.302	-4.970	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N104/N133	4.14	0.331	-5.446	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N104/N148	3.57	0.331	-4.666	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N148/N151	3.26	0.316	-4.336	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N151/N154	3.05	0.306	-4.087	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N154/N157	2.92	0.302	-3.935	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N160/N157	2.86	0.302	-3.844	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N111/N166	2.51	0.331	-3.231	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N109/N165	0.85	0.331	1.270	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N165/N162	0.88	0.316	1.330	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N162/N159	0.86	0.306	1.306	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N159/N156	0.81	0.302	1.226	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N153/N156	0.74	0.302	1.102	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N150/N153	0.71	0.306	1.039	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN�m)	My (kN�m)	Mz (kN�m)		
N147/N150	0.66	0.316	0.946	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N101/N147	0.42	0.331	-0.378	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N26/N43	17.87	1.314	-15.079	1.077	0.527	0.74	-0.61	-1.16	G	Cumple
N19/N48	11.12	0.000	-10.792	0.644	0.254	-0.66	0.00	1.07	G	Cumple
N19/N82	14.46	1.314	-12.841	-0.238	0.869	0.70	-0.72	-0.70	G	Cumple
N171/N88	13.49	0.000	-12.214	0.652	0.498	-0.87	0.16	1.16	G	Cumple
N171/N92	17.66	1.314	-13.837	-0.103	0.739	1.07	-0.66	-1.11	G	Cumple
N173/N98	25.82	1.341	-17.790	-1.850	0.677	-1.50	-0.72	1.91	G	Cumple
N164/N161	2.63	0.306	-3.504	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N163/N160	2.70	0.306	-3.600	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N166/N163	2.54	0.316	-3.340	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N167/N164	2.60	0.316	-3.417	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N135/N137	3.71	0.306	-5.020	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N133/N135	3.85	0.316	-5.156	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	G	Cumple
N136/N138	3.25	0.306	-4.368	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple
N134/N136	3.35	0.316	-4.465	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GS	Cumple

2.1.1.2. Flechas

Referencias:

Pos.: Valor de la coordenada sobre el eje 'X' local del grupo de flecha en el punto donde se produce el valor pésimo de la flecha.

L.: Distancia entre dos puntos de corte consecutivos de la deformada con la recta que une los nudos extremos del grupo de flecha.

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N2/N1	0.316	0.08	0.473	0.03	0.316	0.10	0.473	0.04
	0.316	L/(>1000)	0.473	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.473	L/(>1000)
N1/N3	0.306	0.03	0.306	0.23	0.306	0.05	0.306	0.29
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N3/N4	0.302	0.06	0.302	0.33	0.302	0.09	0.302	0.41
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N5/N4	0.302	0.05	0.302	0.32	0.302	0.08	0.302	0.39
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N6/N5	0.306	0.02	0.306	0.20	0.306	0.03	0.306	0.25
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N7/N6	0.316	0.11	0.158	0.06	0.316	0.14	0.158	0.06
	0.316	L/(>1000)	0.158	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.158	L/(>1000)
N8/N7	0.165	0.04	0.331	0.52	0.165	0.04	0.331	0.63
	0.165	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.165	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N8/N9	0.331	0.25	0.331	0.48	0.331	0.28	0.331	0.57
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N9/N10	0.316	0.06	0.158	0.02	0.316	0.08	0.473	0.03
	0.316	L/(>1000)	0.158	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.158	L/(>1000)
N10/N11	0.306	0.05	0.306	0.23	0.306	0.07	0.306	0.29
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N11/N12	0.302	0.06	0.302	0.36	0.302	0.10	0.302	0.44
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N13/N12	0.302	0.05	0.302	0.39	0.302	0.08	0.302	0.47
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N14/N13	0.306	0.03	0.306	0.32	0.306	0.05	0.306	0.39
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N15/N14	0.316	0.05	0.316	0.16	0.316	0.06	0.316	0.19
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N16/N15	0.331	0.26	0.331	0.14	0.331	0.35	0.331	0.17
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N17/N20	1.400	0.46	1.600	4.78	1.400	0.61	1.600	6.08
	1.400	L/(>1000)	1.600	L/658.8	1.400	L/(>1000)	1.600	L/658.8
N20/N8	2.109	3.07	2.403	4.44	2.109	3.86	2.577	5.50
	2.109	L/(>1000)	2.403	L/(>1000)	2.109	L/(>1000)	2.403	L/(>1000)
N26/N16	2.203	4.14	2.404	2.56	2.203	5.12	2.404	3.17
	2.203	L/(>1000)	2.404	L/(>1000)	2.203	L/(>1000)	2.404	L/(>1000)
N18/N31	2.736	0.36	3.648	0.26	2.736	0.49	3.344	0.44
	2.736	L/(>1000)	3.648	L/(>1000)	2.736	L/(>1000)	3.648	L/(>1000)
N32/N20	0.638	0.04	0.425	0.06	0.638	0.05	0.425	0.08
	0.638	L/(>1000)	0.425	L/(>1000)	0.638	L/(>1000)	0.425	L/(>1000)
N41/N31	1.400	0.05	1.000	0.71	1.400	0.07	1.000	0.91
	1.400	L/(>1000)	1.000	L/(>1000)	1.400	L/(>1000)	1.000	L/(>1000)
N31/N26	0.162	0.03	0.325	0.08	0.162	0.03	0.325	0.09
	0.162	L/(>1000)	0.325	L/(>1000)	0.162	L/(>1000)	0.325	L/(>1000)
N26/N38	0.300	0.03	0.300	0.03	0.300	0.04	0.300	0.04
	0.300	L/(>1000)	0.300	L/(>1000)	0.300	L/(>1000)	0.300	L/(>1000)
N38/N42	0.330	0.05	0.496	0.00	0.330	0.05	0.165	0.00
	0.330	L/(>1000)	0.496	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)	0.496	L/(>1000)
N42/N44	0.474	0.03	0.316	0.21	0.474	0.03	0.316	0.25
	0.474	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.474	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N46/N45	0.305	0.02	0.305	0.13	0.305	0.03	0.305	0.16
	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)
N47/N46	0.310	0.02	0.310	0.05	0.310	0.03	0.310	0.06
	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)
N49/N47	0.320	0.08	0.320	0.11	0.320	0.09	0.320	0.14
	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)
N20/N49	0.168	0.14	0.336	0.03	0.168	0.21	0.336	0.04
	0.168	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)	0.168	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)
N39/N50	0.330	0.27	0.330	0.12	0.330	0.37	0.330	0.13
	0.330	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)
N50/N51	0.474	0.03	0.316	0.03	0.474	0.04	0.316	0.05
	0.474	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.474	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N53/N52	0.305	0.05	0.305	0.06	0.305	0.06	0.305	0.08
	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N54/N53	0.310	0.07	0.310	0.11	0.310	0.10	0.310	0.14
	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)
N55/N54	0.480	0.03	0.320	0.06	0.480	0.04	0.320	0.08
	0.480	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)	0.480	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)
N32/N55	0.336	0.19	0.336	0.15	0.336	0.27	0.336	0.21
	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)
N51/N14	2.410	6.96	3.429	4.30	2.410	8.55	3.429	6.01
	2.410	L/737.2	3.429	L/780.3	2.410	L/737.2	3.429	L/780.3
N50/N15	2.333	6.98	3.557	3.34	2.129	8.59	3.557	4.87
	2.333	L/723.8	3.557	L/906.0	2.333	L/723.8	3.557	L/906.0
N52/N12	2.563	7.35	3.379	7.89	2.563	9.39	3.379	10.44
	2.563	L/718.5	3.379	L/669.5	2.563	L/718.5	3.379	L/669.5
N53/N11	2.844	8.03	3.456	8.35	2.844	10.46	3.456	11.05
	2.844	L/668.0	3.456	L/642.1	2.844	L/668.0	3.456	L/642.1
N54/N10	2.921	7.86	3.532	7.66	2.921	10.06	3.532	10.39
	2.921	L/691.8	3.532	L/563.7	2.921	L/691.8	3.532	L/563.7
N55/N9	2.997	8.64	3.813	6.15	2.997	11.35	3.609	8.75
	2.997	L/638.1	3.813	L/626.1	2.997	L/638.1	3.813	L/626.1
N44/N68	0.308	0.04	0.154	0.03	0.308	0.04	0.154	0.04
	0.308	L/(>1000)	0.154	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)	0.154	L/(>1000)
N68/N45	0.304	0.02	0.304	0.11	0.304	0.03	0.304	0.13
	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)
N51/N69	0.308	0.10	0.308	0.07	0.308	0.13	0.308	0.09
	0.308	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)
N69/N52	0.304	0.07	0.304	0.05	0.304	0.10	0.304	0.07
	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)
N69/N13	2.486	6.91	3.302	6.58	2.486	8.63	3.302	8.85
	2.486	L/753.4	3.302	L/627.8	2.486	L/753.4	3.302	L/627.8
N72/N2	0.331	0.22	0.331	0.46	0.331	0.24	0.331	0.55
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N74/N73	0.316	0.09	0.316	0.32	0.316	0.11	0.316	0.39
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N73/N75	0.306	0.06	0.306	0.51	0.306	0.09	0.306	0.63
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N75/N76	0.302	0.10	0.302	0.59	0.302	0.15	0.302	0.72
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N77/N76	0.302	0.10	0.302	0.55	0.302	0.15	0.302	0.67
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N78/N77	0.306	0.05	0.306	0.39	0.306	0.08	0.306	0.49
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N79/N78	0.316	0.09	0.316	0.10	0.316	0.11	0.316	0.14
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N80/N74	0.331	0.33	0.165	0.07	0.331	0.45	0.165	0.08
	0.331	L/(>1000)	0.165	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.165	L/(>1000)
N72/N79	0.331	0.22	0.331	0.45	0.331	0.24	0.331	0.54
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N20/N81	0.330	0.12	0.496	0.01	0.330	0.18	0.496	0.01
	0.330	L/(>1000)	0.496	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)	0.496	L/(>1000)

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N81/N83	0.158	0.03	0.316	0.18	0.158	0.03	0.316	0.22
	0.158	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.158	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N83/N84	0.308	0.03	0.154	0.02	0.308	0.03	0.154	0.02
	0.308	L/(>1000)	0.154	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)	0.154	L/(>1000)
N84/N85	0.304	0.02	0.304	0.11	0.304	0.03	0.304	0.13
	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)
N86/N85	0.305	0.02	0.305	0.12	0.305	0.03	0.305	0.15
	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)
N87/N86	0.310	0.02	0.465	0.03	0.310	0.03	0.465	0.04
	0.310	L/(>1000)	0.465	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)	0.465	L/(>1000)
N89/N87	0.320	0.09	0.320	0.15	0.320	0.11	0.320	0.18
	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)
N90/N89	0.168	0.12	0.336	0.04	0.336	0.18	0.336	0.05
	0.168	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)	0.168	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)
N90/N91	0.330	0.19	0.496	0.01	0.330	0.27	0.496	0.01
	0.330	L/(>1000)	0.496	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)	0.496	L/(>1000)
N91/N93	0.158	0.06	0.316	0.17	0.316	0.07	0.316	0.21
	0.158	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.158	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N93/N94	0.308	0.02	0.462	0.03	0.308	0.02	0.462	0.03
	0.308	L/(>1000)	0.462	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)	0.462	L/(>1000)
N94/N95	0.304	0.03	0.304	0.14	0.304	0.03	0.304	0.17
	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)
N96/N95	0.305	0.03	0.305	0.14	0.305	0.04	0.305	0.17
	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)
N97/N96	0.310	0.05	0.155	0.01	0.310	0.05	0.465	0.02
	0.310	L/(>1000)	0.155	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)	0.155	L/(>1000)
N99/N97	0.160	0.06	0.320	0.23	0.160	0.07	0.320	0.27
	0.160	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)	0.160	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)
N100/N99	0.336	0.08	0.336	0.03	0.336	0.08	0.336	0.03
	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)
N90/N72	2.821	2.33	2.625	6.65	2.821	2.80	2.625	8.17
	2.821	L/(>1000)	2.625	L/805.7	2.821	L/(>1000)	2.625	L/805.7
N100/N80	3.325	21.79	3.325	8.35	3.325	26.86	3.325	10.23
	3.325	L/274.0	3.325	L/715.3	3.325	L/274.0	3.325	L/715.3
N115/N90	0.213	0.01	0.425	0.08	0.213	0.01	0.425	0.10
	0.213	L/(>1000)	0.425	L/(>1000)	0.213	L/(>1000)	0.425	L/(>1000)
N115/N117	0.336	0.12	0.336	0.26	0.336	0.18	0.336	0.35
	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)
N117/N118	0.320	0.04	0.320	0.06	0.320	0.05	0.320	0.08
	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)
N118/N119	0.310	0.10	0.310	0.13	0.310	0.12	0.310	0.17
	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)
N119/N120	0.305	0.08	0.305	0.08	0.305	0.10	0.305	0.11
	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)
N121/N120	0.304	0.07	0.304	0.07	0.304	0.09	0.304	0.09
	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)
N122/N121	0.308	0.09	0.308	0.08	0.308	0.12	0.308	0.11
	0.308	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N123/N122	0.474	0.03	0.316	0.04	0.474	0.04	0.316	0.06
	0.474	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.474	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N32/N123	0.330	0.25	0.330	0.06	0.330	0.34	0.330	0.10
	0.330	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)
N124/N100	0.425	0.05	0.425	0.04	0.425	0.07	0.425	0.04
	0.425	L/(>1000)	0.425	L/(>1000)	0.425	L/(>1000)	0.425	L/(>1000)
N124/N126	0.336	0.16	0.336	0.58	0.336	0.17	0.336	0.75
	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)	0.336	L/(>1000)
N126/N127	0.320	0.07	0.320	0.09	0.320	0.09	0.320	0.11
	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)	0.320	L/(>1000)
N127/N128	0.310	0.16	0.310	0.25	0.310	0.20	0.310	0.32
	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)	0.310	L/(>1000)
N128/N129	0.305	0.14	0.305	0.22	0.305	0.17	0.305	0.28
	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)	0.305	L/(>1000)
N130/N129	0.304	0.17	0.304	0.12	0.304	0.23	0.304	0.15
	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)	0.304	L/(>1000)
N131/N130	0.308	0.17	0.308	0.13	0.308	0.23	0.308	0.16
	0.308	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)	0.308	L/(>1000)
N132/N131	0.316	0.06	0.316	0.05	0.316	0.09	0.316	0.07
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N115/N132	0.330	0.38	0.330	0.14	0.330	0.50	0.330	0.22
	0.330	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)	0.330	L/(>1000)
N117/N2	3.816	4.67	4.223	7.66	4.019	6.64	4.019	11.15
	3.816	L/(>1000)	4.223	L/548.5	3.816	L/(>1000)	4.223	L/548.5
N118/N1	3.535	3.93	3.943	9.47	3.739	5.53	3.943	12.82
	3.535	L/(>1000)	3.943	L/490.3	3.535	L/(>1000)	3.943	L/490.3
N119/N3	2.610	3.19	3.866	11.18	2.830	4.21	3.662	14.70
	2.610	L/(>1000)	3.866	L/490.2	2.610	L/(>1000)	3.866	L/490.2
N120/N4	2.124	2.44	3.789	10.97	2.336	2.99	3.585	14.35
	2.124	L/(>1000)	3.789	L/537.7	2.124	L/(>1000)	3.789	L/537.7
N121/N5	1.873	1.93	3.712	9.29	1.873	2.27	3.712	12.33
	1.873	L/(>1000)	3.712	L/523.3	1.873	L/(>1000)	3.712	L/523.3
N122/N6	1.638	1.98	3.840	6.45	1.441	2.35	3.840	8.92
	1.638	L/(>1000)	3.840	L/635.2	1.638	L/(>1000)	3.840	L/635.2
N123/N7	1.418	2.47	3.967	4.88	1.418	3.00	3.763	7.37
	1.418	L/(>1000)	3.967	L/743.1	1.418	L/(>1000)	3.967	L/743.1
N132/N79	3.765	10.67	4.173	11.24	3.765	14.08	4.173	15.84
	3.765	L/588.8	4.173	L/415.7	3.765	L/588.8	4.173	L/415.7
N131/N78	3.638	11.37	4.046	16.24	3.638	14.78	4.046	21.50
	3.638	L/559.2	4.046	L/354.8	3.638	L/559.2	4.046	L/354.8
N130/N77	3.715	11.49	3.919	22.01	3.715	14.66	3.919	28.41
	3.715	L/560.2	3.919	L/292.5	3.715	L/560.2	3.919	L/292.5
N129/N76	3.791	10.86	3.791	25.24	3.588	13.54	3.791	32.35
	3.791	L/599.5	3.791	L/258.0	3.791	L/599.5	3.791	L/258.0
N128/N75	3.664	10.16	3.868	25.49	3.664	12.30	3.868	32.79
	3.664	L/648.3	3.868	L/258.5	3.664	L/648.3	3.868	L/258.5
N127/N73	3.741	10.07	4.149	22.32	3.741	11.87	4.149	29.19
	3.741	L/662.0	4.149	L/267.5	3.741	L/662.0	4.149	L/267.5

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N126/N74	3.638 3.638	10.37 L/650.0	4.226 4.226	19.70 L/264.0	3.638 3.638	12.07 L/650.0	4.226 4.226	26.85 L/264.0
N168/N18	2.128 2.128	0.54 L/(>1000)	2.128 2.128	0.12 L/(>1000)	2.432 2.128	0.73 L/(>1000)	2.128 2.128	0.12 L/(>1000)
N169/N168	2.128 2.128	1.07 L/(>1000)	1.520 1.520	0.22 L/(>1000)	2.128 2.128	1.40 L/(>1000)	1.824 1.520	0.36 L/(>1000)
N170/N168	1.000 1.000	0.29 L/(>1000)	1.000 1.000	2.38 L/838.8	1.000 1.000	0.36 L/(>1000)	1.000 1.000	3.05 L/838.8
N168/N171	0.225 0.225	0.02 L/(>1000)	0.225 0.225	0.12 L/(>1000)	0.225 0.225	0.03 L/(>1000)	0.225 0.225	0.15 L/(>1000)
N171/N90	0.300 0.300	0.02 L/(>1000)	0.300 0.300	0.10 L/(>1000)	0.300 0.300	0.03 L/(>1000)	0.300 0.300	0.13 L/(>1000)
N172/N169	1.200 1.200	0.27 L/(>1000)	1.000 1.000	1.35 L/(>1000)	1.200 1.200	0.34 L/(>1000)	1.000 1.000	1.66 L/(>1000)
N173/N100	0.300 0.300	0.00 L/(>1000)	0.300 0.300	0.06 L/(>1000)	0.300 0.300	0.01 L/(>1000)	0.300 0.300	0.07 L/(>1000)
N169/N173	0.175 0.175	0.02 L/(>1000)	0.175 0.175	0.04 L/(>1000)	0.175 0.175	0.02 L/(>1000)	0.175 0.175	0.05 L/(>1000)
N19/N8	1.603 1.603	1.26 L/(>1000)	2.403 2.403	4.76 L/(>1000)	1.603 1.603	1.57 L/(>1000)	2.403 2.403	5.87 L/(>1000)
N171/N72	4.072 4.072	0.26 L/(>1000)	2.604 2.604	7.09 L/774.1	3.859 4.072	0.31 L/(>1000)	2.604 2.604	8.69 L/774.1
N173/N80	3.603 3.603	9.76 L/624.6	3.403 3.403	8.69 L/701.6	3.603 3.603	11.87 L/624.6	3.403 3.403	10.64 L/701.6
N26/N39	0.289 0.289	0.13 L/(>1000)	0.145 0.145	0.03 L/(>1000)	0.289 0.289	0.16 L/(>1000)	0.145 0.145	0.04 L/(>1000)
N27/N38	0.534 -	0.00 L/(>1000)	0.356 0.356	0.00 L/(>1000)	0.534 -	0.00 L/(>1000)	0.356 0.356	0.00 L/(>1000)
N27/N37	0.652 -	0.00 L/(>1000)	0.434 0.434	0.01 L/(>1000)	0.652 -	0.00 L/(>1000)	0.434 0.434	0.01 L/(>1000)
N28/N37	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.297 0.297	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.297 0.297	0.00 L/(>1000)
N28/N36	0.198 -	0.00 L/(>1000)	0.396 0.396	0.01 L/(>1000)	0.198 -	0.00 L/(>1000)	0.396 0.396	0.01 L/(>1000)
N29/N36	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.254 0.254	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.254 0.254	0.00 L/(>1000)
N29/N34	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.212 0.212	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.212 0.212	0.00 L/(>1000)
N30/N34	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.127 0.127	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.127 0.127	0.00 L/(>1000)
N19/N32	0.456 0.456	0.10 L/(>1000)	0.145 0.145	0.09 L/(>1000)	0.456 0.456	0.13 L/(>1000)	0.145 0.145	0.11 L/(>1000)
N171/N115	0.289 0.289	0.01 L/(>1000)	0.145 0.145	0.11 L/(>1000)	0.456 0.289	0.01 L/(>1000)	0.145 0.145	0.14 L/(>1000)
N173/N124	0.289 0.289	0.14 L/(>1000)	0.145 0.145	0.06 L/(>1000)	0.289 0.289	0.19 L/(>1000)	0.145 0.145	0.07 L/(>1000)
N188/N38	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.263 0.263	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.263 0.263	0.00 L/(>1000)

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N188/N40	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.213 0.213	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.213 0.213	0.00 L/(>1000)
N189/N20	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.263 0.263	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.263 0.263	0.00 L/(>1000)
N189/N33	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.213 0.213	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.213 0.213	0.00 L/(>1000)
N190/N90	0.263 -	0.00 L/(>1000)	0.263 0.263	0.00 L/(>1000)	0.263 -	0.00 L/(>1000)	0.263 0.263	0.00 L/(>1000)
N190/N116	0.213 -	0.00 L/(>1000)	0.213 0.213	0.00 L/(>1000)	0.213 -	0.00 L/(>1000)	0.213 0.213	0.00 L/(>1000)
N191/N100	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.263 0.263	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.263 0.263	0.00 L/(>1000)
N191/N125	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.213 0.213	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.213 0.213	0.00 L/(>1000)
N174/N20	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.360 0.360	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.360 0.360	0.00 L/(>1000)
N174/N21	0.653 -	0.00 L/(>1000)	0.435 0.435	0.01 L/(>1000)	0.653 -	0.00 L/(>1000)	0.435 0.435	0.01 L/(>1000)
N175/N21	0.463 -	0.00 L/(>1000)	0.309 0.309	0.00 L/(>1000)	0.463 -	0.00 L/(>1000)	0.309 0.309	0.00 L/(>1000)
N175/N23	0.602 -	0.00 L/(>1000)	0.401 0.401	0.01 L/(>1000)	0.602 -	0.00 L/(>1000)	0.401 0.401	0.01 L/(>1000)
N176/N23	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.266 0.266	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.266 0.266	0.00 L/(>1000)
N176/N25	0.362 -	0.00 L/(>1000)	0.362 0.362	0.00 L/(>1000)	0.362 -	0.00 L/(>1000)	0.362 0.362	0.00 L/(>1000)
N25/N177	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.252 0.252	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.252 0.252	0.00 L/(>1000)
N178/N90	0.181 -	0.00 L/(>1000)	0.363 0.363	0.00 L/(>1000)	0.181 -	0.00 L/(>1000)	0.363 0.363	0.00 L/(>1000)
N178/N102	0.658 -	0.00 L/(>1000)	0.438 0.438	0.01 L/(>1000)	0.658 -	0.00 L/(>1000)	0.438 0.438	0.01 L/(>1000)
N179/N102	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.318 0.318	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.318 0.318	0.00 L/(>1000)
N179/N103	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.405 0.405	0.01 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.405 0.405	0.01 L/(>1000)
N180/N103	0.279 -	0.00 L/(>1000)	0.279 0.279	0.00 L/(>1000)	0.279 -	0.00 L/(>1000)	0.279 0.279	0.00 L/(>1000)
N180/N105	0.190 -	0.00 L/(>1000)	0.380 0.380	0.01 L/(>1000)	0.190 -	0.00 L/(>1000)	0.380 0.380	0.01 L/(>1000)
N181/N105	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.288 0.288	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.288 0.288	0.00 L/(>1000)
N181/N107	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.170 0.170	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.170 0.170	0.00 L/(>1000)
N182/N107	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.144 0.144	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.144 0.144	0.00 L/(>1000)
N183/N100	0.549 -	0.00 L/(>1000)	0.366 0.366	0.00 L/(>1000)	0.549 -	0.00 L/(>1000)	0.366 0.366	0.00 L/(>1000)

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N183/N108	0.660 -	0.00 L/(>1000)	0.440 0.440	0.01 L/(>1000)	0.660 -	0.00 L/(>1000)	0.440 0.440	0.01 L/(>1000)
N184/N108	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.323 0.323	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.323 0.323	0.00 L/(>1000)
N184/N110	0.614 -	0.00 L/(>1000)	0.410 0.410	0.01 L/(>1000)	0.614 -	0.00 L/(>1000)	0.410 0.410	0.01 L/(>1000)
N185/N110	0.287 -	0.00 L/(>1000)	0.287 0.287	0.00 L/(>1000)	0.287 -	0.00 L/(>1000)	0.287 0.287	0.00 L/(>1000)
N185/N112	0.581 -	0.00 L/(>1000)	0.387 0.387	0.01 L/(>1000)	0.581 -	0.00 L/(>1000)	0.387 0.387	0.01 L/(>1000)
N186/N112	0.257 -	0.00 L/(>1000)	0.257 0.257	0.00 L/(>1000)	0.257 -	0.00 L/(>1000)	0.257 0.257	0.00 L/(>1000)
N186/N114	0.362 -	0.00 L/(>1000)	0.362 0.362	0.00 L/(>1000)	0.362 -	0.00 L/(>1000)	0.362 0.362	0.00 L/(>1000)
N114/N187	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.223 0.223	0.00 L/(>1000)	0.000 -	0.00 L/(>1000)	0.223 0.223	0.00 L/(>1000)
N35/N59	0.331 0.331	0.00 L/(>1000)	0.331 0.331	0.01 L/(>1000)	0.331 0.331	0.00 L/(>1000)	0.331 0.331	0.01 L/(>1000)
N59/N57	0.316 0.316	0.00 L/(>1000)	0.316 0.316	0.01 L/(>1000)	0.316 0.316	0.00 L/(>1000)	0.316 0.316	0.01 L/(>1000)
N57/N71	0.306 0.306	0.00 L/(>1000)	0.306 0.306	0.00 L/(>1000)	0.306 0.306	0.00 L/(>1000)	0.306 0.306	0.00 L/(>1000)
N71/N61	0.302 0.302	0.00 L/(>1000)	0.302 0.302	0.01 L/(>1000)	0.302 0.302	0.00 L/(>1000)	0.302 0.302	0.01 L/(>1000)
N63/N61	0.302 0.302	0.00 L/(>1000)	0.302 0.302	0.00 L/(>1000)	0.302 0.302	0.00 L/(>1000)	0.302 0.302	0.00 L/(>1000)
N65/N63	0.306 0.306	0.00 L/(>1000)	0.306 0.306	0.00 L/(>1000)	0.306 0.306	0.00 L/(>1000)	0.306 0.306	0.00 L/(>1000)
N67/N65	0.316 0.316	0.00 L/(>1000)	0.316 0.316	0.00 L/(>1000)	0.316 0.316	0.00 L/(>1000)	0.316 0.316	0.00 L/(>1000)
N24/N67	0.331 0.331	0.01 L/(>1000)	0.331 0.331	0.00 L/(>1000)	0.331 0.331	0.01 L/(>1000)	0.331 0.331	0.00 L/(>1000)
N24/N146	0.331 0.331	0.00 L/(>1000)	0.331 0.331	0.01 L/(>1000)	0.331 0.331	0.00 L/(>1000)	0.331 0.331	0.01 L/(>1000)
N146/N144	0.316 0.316	0.00 L/(>1000)	0.316 0.316	0.01 L/(>1000)	0.316 0.316	0.00 L/(>1000)	0.316 0.316	0.01 L/(>1000)
N144/N142	0.306 0.306	0.00 L/(>1000)	0.306 0.306	0.01 L/(>1000)	0.306 0.306	0.00 L/(>1000)	0.306 0.306	0.01 L/(>1000)
N142/N140	0.302 0.302	0.00 L/(>1000)	0.302 0.302	0.01 L/(>1000)	0.302 0.302	0.00 L/(>1000)	0.302 0.302	0.01 L/(>1000)
N138/N140	0.302 0.302	0.01 L/(>1000)	0.302 0.302	0.00 L/(>1000)	0.302 0.302	0.01 L/(>1000)	0.302 0.302	0.00 L/(>1000)
N106/N134	0.331 0.331	0.01 L/(>1000)	0.331 0.331	0.00 L/(>1000)	0.331 0.331	0.01 L/(>1000)	0.331 0.331	0.00 L/(>1000)
N106/N149	0.331 0.331	0.00 L/(>1000)	0.331 0.331	0.01 L/(>1000)	0.331 0.331	0.00 L/(>1000)	0.331 0.331	0.01 L/(>1000)
N149/N152	0.316 0.316	0.00 L/(>1000)	0.316 0.316	0.01 L/(>1000)	0.316 0.316	0.00 L/(>1000)	0.316 0.316	0.01 L/(>1000)

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N152/N155	0.306	0.00	0.306	0.01	0.306	0.00	0.306	0.01
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N155/N158	0.302	0.00	0.302	0.01	0.302	0.00	0.302	0.01
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N161/N158	0.302	0.01	0.302	0.00	0.302	0.01	0.302	0.00
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N113/N167	0.331	0.01	0.331	0.00	0.331	0.01	0.331	0.00
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N37/N58	0.331	0.00	0.331	0.01	0.331	0.00	0.331	0.01
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N58/N56	0.316	0.00	0.316	0.01	0.316	0.00	0.316	0.01
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N56/N70	0.306	0.00	0.306	0.00	0.306	0.00	0.306	0.00
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N70/N60	0.302	0.00	0.302	0.01	0.302	0.00	0.302	0.01
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N62/N60	0.302	0.00	0.302	0.00	0.302	0.00	0.302	0.00
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N64/N62	0.306	0.00	0.306	0.00	0.306	0.00	0.306	0.00
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N66/N64	0.316	0.10	0.316	0.15	0.316	0.10	0.316	0.15
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N22/N66	0.331	0.01	0.331	0.00	0.331	0.01	0.331	0.00
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N22/N145	0.331	0.00	0.331	0.01	0.331	0.00	0.331	0.01
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N145/N143	0.316	0.00	0.316	0.01	0.316	0.00	0.316	0.01
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N143/N141	0.306	0.00	0.306	0.01	0.306	0.00	0.306	0.01
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N141/N139	0.302	0.00	0.302	0.01	0.302	0.00	0.302	0.01
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N137/N139	0.302	0.01	0.302	0.00	0.302	0.01	0.302	0.00
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N104/N133	0.331	0.01	0.331	0.00	0.331	0.01	0.331	0.00
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N104/N148	0.331	0.00	0.331	0.01	0.331	0.00	0.331	0.01
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N148/N151	0.316	0.00	0.316	0.01	0.316	0.00	0.316	0.01
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N151/N154	0.306	0.00	0.306	0.01	0.306	0.00	0.306	0.01
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N154/N157	0.302	0.00	0.302	0.01	0.302	0.00	0.302	0.01
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N160/N157	0.302	0.01	0.302	0.00	0.302	0.01	0.302	0.00
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N111/N166	0.331	0.01	0.331	0.00	0.331	0.01	0.331	0.00
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha activa absoluta xy Flecha activa relativa xy		Flecha activa absoluta xz Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N109/N165	0.331	0.01	0.331	0.00	0.331	0.01	0.331	0.00
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N165/N162	0.316	0.01	0.316	0.00	0.316	0.01	0.316	0.00
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N162/N159	0.306	0.01	0.306	0.00	0.306	0.01	0.306	0.00
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N159/N156	0.302	0.01	0.302	0.00	0.302	0.01	0.302	0.00
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N153/N156	0.302	0.00	0.302	0.01	0.302	0.00	0.302	0.01
	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)	0.302	L/(>1000)
N150/N153	0.306	0.00	0.306	0.01	0.306	0.00	0.306	0.01
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N147/N150	0.316	0.00	0.316	0.01	0.316	0.00	0.316	0.01
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N101/N147	0.331	0.00	0.331	0.01	0.331	0.00	0.331	0.01
	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)	0.331	L/(>1000)
N26/N43	0.876	0.32	0.876	0.19	0.876	0.45	0.657	0.23
	0.876	L/(>1000)	0.876	L/(>1000)	0.876	L/(>1000)	0.876	L/(>1000)
N19/N48	0.670	0.44	0.670	0.13	0.670	0.63	0.670	0.16
	0.670	L/(>1000)	0.670	L/(>1000)	0.670	L/(>1000)	0.670	L/(>1000)
N19/N82	0.657	0.57	0.876	0.13	0.657	0.79	0.876	0.16
	0.657	L/(>1000)	0.876	L/(>1000)	0.657	L/(>1000)	0.876	L/(>1000)
N171/N88	0.670	0.50	0.894	0.14	0.670	0.72	0.894	0.17
	0.670	L/(>1000)	0.894	L/(>1000)	0.670	L/(>1000)	0.894	L/(>1000)
N171/N92	0.657	0.78	0.876	0.14	0.657	1.06	0.876	0.17
	0.657	L/(>1000)	0.876	L/(>1000)	0.657	L/(>1000)	0.876	L/(>1000)
N173/N98	0.894	0.50	0.894	0.21	0.894	0.71	0.894	0.25
	0.894	L/(>1000)	0.894	L/(>1000)	0.894	L/(>1000)	0.894	L/(>1000)
N38/N16	2.002	7.19	2.402	2.43	1.802	8.83	2.402	3.02
	2.002	L/573.7	2.402	L/(>1000)	2.002	L/573.7	2.402	L/(>1000)
N39/N38	0.213	0.02	0.425	0.02	0.213	0.03	0.425	0.02
	0.213	L/(>1000)	0.425	L/(>1000)	0.213	L/(>1000)	0.425	L/(>1000)
N164/N161	0.306	0.01	0.306	0.00	0.306	0.01	0.306	0.00
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N163/N160	0.306	0.01	0.306	0.00	0.306	0.01	0.306	0.00
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N166/N163	0.316	0.01	0.316	0.00	0.316	0.01	0.316	0.00
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N167/N164	0.316	0.01	0.316	0.00	0.316	0.01	0.316	0.00
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N135/N137	0.306	0.01	0.306	0.00	0.306	0.01	0.306	0.00
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N133/N135	0.316	0.01	0.316	0.00	0.316	0.01	0.316	0.00
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)
N136/N138	0.306	0.01	0.306	0.00	0.306	0.01	0.306	0.00
	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)	0.306	L/(>1000)
N134/N136	0.316	0.01	0.316	0.00	0.316	0.01	0.316	0.00
	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)	0.316	L/(>1000)

2.1.1.3. Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N2/N1	x: 0.631 m $\eta = 1.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.631 m $\eta = 8.9$	x: 0 m $\eta = 9.4$	$\eta = 1.9$	x: 0 m $\eta = 3.4$	x: 0 m $\eta = 17.7$	CUMPLE $\rho_t = 17.7$
N1/N3	x: 0.613 m $\eta = 1.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.613 m $\eta = 18.9$	x: 0.613 m $\eta = 4.3$	$\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 2.1$	x: 0.613 m $\eta = 23.2$	CUMPLE $\rho_t = 23.2$
N3/N4	x: 0.604 m $\eta = 1.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.604 m $\eta = 21.8$	x: 0 m $\eta = 4.2$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0.604 m $\eta = 25.8$	CUMPLE $\rho_t = 25.8$
N5/N4	x: 0.604 m $\eta = 1.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.604 m $\eta = 21.8$	x: 0.604 m $\eta = 3.5$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 0.9$	x: 0.604 m $\eta = 25.7$	CUMPLE $\rho_t = 25.7$
N6/N5	x: 0.613 m $\eta = 1.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.613 m $\eta = 17.5$	x: 0.613 m $\eta = 2.5$	$\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 2.4$	x: 0.613 m $\eta = 19.8$	CUMPLE $\rho_t = 19.8$
N7/N6	x: 0.631 m $\eta = 1.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 11.7$	x: 0 m $\eta = 10.7$	$\eta = 1.7$	x: 0 m $\eta = 3.6$	x: 0 m $\eta = 23.0$	CUMPLE $\rho_t = 23.0$
N8/N7	x: 0.662 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 42.1$	x: 0 m $\eta = 13.2$	$\eta = 4.3$	x: 0 m $\eta = 5.9$	x: 0 m $\eta = 54.8$	CUMPLE $\rho_t = 54.8$
N8/N9	x: 0.662 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 40.3$	x: 0 m $\eta = 32.5$	$\eta = 7.5$	x: 0 m $\eta = 6.1$	x: 0 m $\eta = 72.9$	CUMPLE $\rho_t = 72.9$
N9/N10	x: 0.631 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 8.7$	x: 0 m $\eta = 8.0$	$\eta = 1.9$	x: 0 m $\eta = 3.5$	x: 0 m $\eta = 17.1$	CUMPLE $\rho_t = 17.1$
V10/N11	x: 0.613 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.613 m $\eta = 19.6$	x: 0.613 m $\eta = 4.2$	$\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 2.3$	x: 0.613 m $\eta = 24.2$	CUMPLE $\rho_t = 24.2$
V11/N12	x: 0.604 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.604 m $\eta = 24.6$	x: 0 m $\eta = 4.1$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 1.1$	x: 0.604 m $\eta = 28.9$	CUMPLE $\rho_t = 28.9$
V13/N12	x: 0.604 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.604 m $\eta = 24.6$	x: 0.604 m $\eta = 3.7$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.604 m $\eta = 28.7$	CUMPLE $\rho_t = 28.7$
V14/N13	x: 0.613 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.613 m $\eta = 23.3$	x: 0.613 m $\eta = 2.6$	$\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 1.6$	x: 0.613 m $\eta = 26.0$	CUMPLE $\rho_t = 26.0$
V15/N14	x: 0.631 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.631 m $\eta = 15.5$	x: 0 m $\eta = 6.2$	$\eta = 1.2$	x: 0 m $\eta = 2.7$	x: 0.631 m $\eta = 16.0$	CUMPLE $\rho_t = 16.0$
V16/N15	x: 0.662 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 16.6$	x: 0 m $\eta = 20.6$	$\eta = 2.7$	x: 0 m $\eta = 3.6$	x: 0 m $\eta = 37.5$	CUMPLE $\rho_t = 37.5$
V17/N18	x: 2 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.7$	x: 0 m $\eta = 33.0$	x: 2 m $\eta = 3.4$	x: 1 m $\eta = 0.2$	$\eta = 0.6$	x: 2 m $\eta = 42.2$	CUMPLE $\rho_t = 42.2$
N18/N19	x: 0.549 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.1$	x: 0 m $\eta = 32.7$	x: 0 m $\eta = 2.6$	$\eta = 0.4$	$\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 41.1$	CUMPLE $\rho_t = 41.1$
N19/N20	x: 0.6 m $\eta = 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 28.3$	x: 0.6 m $\eta = 1.0$	$\eta = 0.1$	$\eta = 19.0$	x: 0 m $\eta = 32.3$	CUMPLE $\rho_t = 32.3$
N20/N21	x: 1.2 m $\eta = 22.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 5.0$	x: 1.2 m $\eta = 7.8$	x: 1.2 m $\eta = 4.5$	$\eta = 0.6$	x: 1.2 m $\eta = 0.6$	x: 1.2 m $\eta = 33.1$	CUMPLE $\rho_t = 33.1$
N21/N22	x: 0.616 m $\eta = 17.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.8$	x: 0 m $\eta = 7.8$	x: 0.616 m $\eta = 6.3$	$\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 2.5$	x: 0 m $\eta = 20.4$	CUMPLE $\rho_t = 20.4$
N22/N23	x: 0.587 m $\eta = 17.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.8$	x: 0.587 m $\eta = 9.5$	x: 0 m $\eta = 6.3$	$\eta = 0.5$	x: 0.587 m $\eta = 3.0$	x: 0.587 m $\eta = 23.0$	CUMPLE $\rho_t = 23.0$
N23/N24	x: 1.045 m $\eta = 11.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.9$	x: 0 m $\eta = 9.5$	x: 0 m $\eta = 4.9$	$\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 1.1$	x: 0 m $\eta = 19.8$	CUMPLE $\rho_t = 19.8$
N24/N25	x: 0.124 m $\eta = 11.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.7$	x: 0.124 m $\eta = 7.1$	x: 0 m $\eta = 4.4$	$\eta = 3.4$	x: 0.124 m $\eta = 2.7$	x: 0.124 m $\eta = 13.7$	CUMPLE $\rho_t = 13.7$
N25/N8	x: 1.169 m $\eta = 1.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.9$	x: 1.169 m $\eta = 8.9$	x: 1.169 m $\eta = 17.1$	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 1.169 m $\eta = 24.7$	CUMPLE $\rho_t = 24.7$
N26/N27	x: 0.601 m $\eta = 1.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 11.5$	x: 0 m $\eta = 8.3$	x: 0 m $\eta = 5.4$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 1.5$	x: 0 m $\eta = 17.3$	CUMPLE $\rho_t = 17.3$
N27/N28	x: 1.201 m $\eta = 1.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 10.6$	x: 1.201 m $\eta = 2.7$	x: 0 m $\eta = 5.0$	x: 0.2 m $\eta = 0.3$	x: 1.201 m $\eta = 0.2$	x: 1.201 m $\eta = 12.8$	CUMPLE $\rho_t = 12.8$

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N28/N29	x: 1.203 m $\eta = 1.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 8.9$	x: 1.203 m $\eta = 3.3$	x: 1.203 m $\eta = 5.9$	$\eta = 0.2$	x: 1.203 m $\eta = 0.1$	x: 1.203 m $\eta = 13.7$	CUMPLE $\rho_t = 13.7$
N29/N30	x: 0.63 m $\eta = 1.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 6.0$	x: 0.63 m $\eta = 8.0$	x: 0.63 m $\eta = 6.5$	$\eta = 0.2$	x: 0.63 m $\eta = 1.0$	x: 0.63 m $\eta = 17.4$	CUMPLE $\rho_t = 17.4$
N30/N16	x: 0.63 m $\eta = 1.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 5.0$	x: 0 m $\eta = 8.0$	x: 0.63 m $\eta = 7.6$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 16.9$	CUMPLE $\rho_t = 16.9$
N18/N31	$\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 1.5$	x: 4.864 m $\eta = 3.4$	x: 4.864 m $\eta = 0.4$	$\eta < 0.1$	x: 4.864 m $\eta = 0.6$	x: 4.864 m $\eta = 5.1$	CUMPLE $\rho_t = 5.1$
N32/N33	x: 0.425 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.6$	x: 0.425 m $\eta = 1.8$	x: 0 m $\eta = 1.6$	$\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0.425 m $\eta = 3.9$	CUMPLE $\rho_t = 3.9$
N33/N20	x: 0.425 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.5$	x: 0.213 m $\eta = 2.0$	x: 0.425 m $\eta = 4.0$	x: 0.213 m $\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.425 m $\eta = 6.7$	CUMPLE $\rho_t = 6.7$
N38/N37	x: 1.202 m $\eta = 11.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.3$	x: 0 m $\eta = 3.7$	x: 1.202 m $\eta = 14.3$	$\eta = 2.7$	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 1.202 m $\eta = 22.1$	CUMPLE $\rho_t = 22.1$
N37/N36	x: 1.2 m $\eta = 9.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 1.2 m $\eta = 3.8$	x: 0 m $\eta = 14.5$	$\eta = 0.4$	x: 1.2 m $\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 21.5$	CUMPLE $\rho_t = 21.5$
V36/N35	x: 0.431 m $\eta = 8.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.1$	x: 0 m $\eta = 3.8$	x: 0 m $\eta = 12.3$	x: 0.216 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 20.2$	CUMPLE $\rho_t = 20.2$
V35/N34	x: 0.431 m $\eta = 8.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.1$	x: 0.431 m $\eta = 6.7$	x: 0 m $\eta = 11.7$	$\eta = 3.2$	x: 0.431 m $\eta = 1.3$	x: 0 m $\eta = 18.5$	CUMPLE $\rho_t = 18.5$
V34/N16	x: 0.862 m $\eta = 5.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.6$	x: 0 m $\eta = 6.7$	x: 0.862 m $\eta = 20.6$	$\eta = 3.2$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.862 m $\eta = 29.7$	CUMPLE $\rho_t = 29.7$
V39/N40	x: 0.425 m $\eta = 0.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.425 m $\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 2.3$	x: 0 m $\eta = 0.9$	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 2.6$	CUMPLE $\rho_t = 2.6$
V40/N38	x: 0.425 m $\eta = 0.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.425 m $\eta = 0.9$	x: 0.425 m $\eta = 3.9$	$\eta = 0.9$	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.425 m $\eta = 4.6$	CUMPLE $\rho_t = 4.6$
V41/N31	x: 2 m $\eta = 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.4$	x: 2 m $\eta = 12.4$	x: 0 m $\eta = 3.1$	$\eta = 0.2$	$\eta = 0.2$	x: 2 m $\eta = 17.8$	CUMPLE $\rho_t = 17.8$
V31/N26	x: 0.649 m $\eta = 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.0$	x: 0 m $\eta = 12.6$	x: 0 m $\eta = 8.5$	$\eta = 1.5$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 28.4$	CUMPLE $\rho_t = 28.4$
V26/N38	x: 0.6 m $\eta = 0.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 11.0$	x: 0 m $\eta = 2.8$	x: 0.6 m $\eta = 0.2$	$\eta = 7.6$	x: 0 m $\eta = 16.9$	CUMPLE $\rho_t = 16.9$
V38/N42	x: 0.661 m $\eta = 1.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.661 m $\eta = 1.4$	x: 0 m $\eta = 7.5$	$\eta = 1.7$	x: 0.661 m $\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 8.9$	CUMPLE $\rho_t = 8.9$
N42/N43	x: 0.316 m $\eta = 1.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.316 m $\eta = 11.4$	x: 0 m $\eta = 4.1$	$\eta = 0.5$	x: 0.316 m $\eta = 3.8$	x: 0.316 m $\eta = 14.6$	CUMPLE $\rho_t = 14.6$
N43/N44	x: 0.316 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.6$	x: 0 m $\eta = 16.7$	x: 0.316 m $\eta = 6.1$	$\eta = 1.4$	x: 0 m $\eta = 4.0$	x: 0 m $\eta = 21.0$	CUMPLE $\rho_t = 21.0$
N46/N45	x: 0.61 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0.61 m $\eta = 8.3$	x: 0 m $\eta = 1.6$	x: 0.457 m $\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.61 m $\eta = 9.7$	CUMPLE $\rho_t = 9.7$
N47/N46	x: 0.62 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.3$	x: 0.62 m $\eta = 6.7$	x: 0 m $\eta = 3.7$	$\eta = 0.9$	x: 0 m $\eta = 1.6$	x: 0.62 m $\eta = 8.6$	CUMPLE $\rho_t = 8.6$
N49/N48	x: 0.32 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.32 m $\eta = 6.2$	x: 0 m $\eta = 9.2$	$\eta = 2.3$	x: 0.32 m $\eta = 2.2$	x: 0 m $\eta = 10.1$	CUMPLE $\rho_t = 10.1$
N48/N47	x: 0.32 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.6$	x: 0 m $\eta = 9.7$	x: 0 m $\eta = 5.1$	$\eta = 1.6$	x: 0 m $\eta = 3.2$	x: 0 m $\eta = 15.7$	CUMPLE $\rho_t = 15.7$
N20/N49	x: 0.671 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.671 m $\eta = 1.9$	x: 0 m $\eta = 22.3$	$\eta = 5.9$	x: 0.671 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 23.6$	CUMPLE $\rho_t = 23.6$
N39/N50	x: 0.661 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 5.7$	x: 0 m $\eta = 15.2$	x: 0.661 m $\eta = 0.7$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 27.2$	CUMPLE $\rho_t = 27.2$
N50/N51	x: 0.632 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 1.6$	x: 0.632 m $\eta = 2.9$	x: 0.632 m $\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	x: 0.632 m $\eta = 5.4$	CUMPLE $\rho_t = 5.4$
N53/N52	x: 0.61 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 2.4$	x: 0 m $\eta = 1.4$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 4.8$	CUMPLE $\rho_t = 4.8$

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_e	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N54/N53	x: 0.62 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 4.4$	x: 0.31 m $\eta = 1.4$	$\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 8.0$	CUMPLE $\rho_t = 8.0$
N55/N54	x: 0.639 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.639 m $\eta = 4.2$	x: 0 m $\eta = 2.3$	$\eta = 0.1$	x: 0.639 m $\eta = 0.2$	x: 0.639 m $\eta = 7.9$	CUMPLE $\rho_t = 7.9$
N32/N55	x: 0.671 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 22.7$	x: 0 m $\eta = 24.5$	$\eta = 1.2$	x: 0.671 m $\eta = 1.1$	x: 0 m $\eta = 54.7$	CUMPLE $\rho_t = 54.7$
N44/N68	x: 0.615 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.4$	x: 0 m $\eta = 7.7$	x: 0.615 m $\eta = 3.3$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 2.6$	x: 0 m $\eta = 10.2$	CUMPLE $\rho_t = 10.2$
N68/N45	x: 0.608 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0.608 m $\eta = 9.1$	x: 0.608 m $\eta = 2.0$	$\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 1.2$	x: 0.608 m $\eta = 11.8$	CUMPLE $\rho_t = 11.8$
N51/N69	x: 0.615 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 1.5$	x: 0 m $\eta = 3.0$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 5.1$	CUMPLE $\rho_t = 5.1$
N69/N52	x: 0.608 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.608 m $\eta = 1.0$	x: 0 m $\eta = 2.9$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 4.6$	CUMPLE $\rho_t = 4.6$
N72/N2	x: 0.662 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 39.7$	x: 0 m $\eta = 30.7$	$\eta = 7.4$	x: 0 m $\eta = 6.2$	x: 0 m $\eta = 70.7$	CUMPLE $\rho_t = 70.7$
V74/N73	x: 0.631 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.631 m $\eta = 26.2$	x: 0 m $\eta = 11.1$	$\eta = 2.5$	x: 0 m $\eta = 3.3$	x: 0.631 m $\eta = 28.0$	CUMPLE $\rho_t = 28.0$
V73/N75	x: 0.613 m $\eta = 1.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.613 m $\eta = 35.5$	x: 0.613 m $\eta = 5.5$	$\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 2.0$	x: 0.613 m $\eta = 41.6$	CUMPLE $\rho_t = 41.6$
V75/N76	x: 0.604 m $\eta = 1.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.604 m $\eta = 36.9$	x: 0.604 m $\eta = 6.8$	$\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.604 m $\eta = 44.2$	CUMPLE $\rho_t = 44.2$
V77/N76	x: 0.604 m $\eta = 1.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.604 m $\eta = 36.9$	x: 0.604 m $\eta = 6.7$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 1.4$	x: 0.604 m $\eta = 44.0$	CUMPLE $\rho_t = 44.0$
V78/N77	x: 0.613 m $\eta = 1.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.613 m $\eta = 30.4$	x: 0.613 m $\eta = 5.5$	$\eta = 1.0$	x: 0 m $\eta = 2.9$	x: 0.613 m $\eta = 36.4$	CUMPLE $\rho_t = 36.4$
V79/N78	x: 0.631 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.631 m $\eta = 16.5$	x: 0 m $\eta = 10.0$	$\eta = 2.0$	x: 0 m $\eta = 4.3$	x: 0.631 m $\eta = 17.1$	CUMPLE $\rho_t = 17.1$
V80/N74	x: 0.662 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 15.1$	x: 0 m $\eta = 22.9$	$\eta = 2.6$	x: 0 m $\eta = 4.8$	x: 0 m $\eta = 38.4$	CUMPLE $\rho_t = 38.4$
V72/N79	x: 0.662 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 41.8$	x: 0 m $\eta = 31.6$	$\eta = 7.7$	x: 0 m $\eta = 7.1$	x: 0 m $\eta = 73.6$	CUMPLE $\rho_t = 73.6$
V20/N81	x: 0.661 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0.661 m $\eta = 2.4$	x: 0 m $\eta = 16.5$	$\eta = 4.0$	x: 0.661 m $\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 18.2$	CUMPLE $\rho_t = 18.2$
N81/N82	x: 0.316 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0.316 m $\eta = 8.8$	x: 0 m $\eta = 6.0$	$\eta = 1.5$	x: 0.316 m $\eta = 2.5$	x: 0.316 m $\eta = 11.0$	CUMPLE $\rho_t = 11.0$
N82/N83	x: 0.316 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.4$	x: 0 m $\eta = 15.1$	x: 0.316 m $\eta = 3.2$	$\eta = 1.3$	x: 0 m $\eta = 3.7$	x: 0 m $\eta = 16.9$	CUMPLE $\rho_t = 16.9$
N83/N84	x: 0.615 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.3$	x: 0 m $\eta = 6.1$	x: 0.615 m $\eta = 2.8$	$\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 2.3$	x: 0 m $\eta = 9.1$	CUMPLE $\rho_t = 9.1$
N84/N85	x: 0.608 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.1$	x: 0.608 m $\eta = 8.8$	x: 0 m $\eta = 2.7$	$\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 0.9$	x: 0.608 m $\eta = 11.4$	CUMPLE $\rho_t = 11.4$
N86/N85	x: 0.61 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.1$	x: 0.61 m $\eta = 8.3$	x: 0.61 m $\eta = 2.5$	$\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0.61 m $\eta = 11.8$	CUMPLE $\rho_t = 11.8$
N87/N86	x: 0.62 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.3$	x: 0.62 m $\eta = 5.9$	x: 0 m $\eta = 3.5$	$\eta = 1.2$	x: 0 m $\eta = 1.9$	x: 0.62 m $\eta = 10.1$	CUMPLE $\rho_t = 10.1$
N89/N88	x: 0.32 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0.32 m $\eta = 7.4$	x: 0 m $\eta = 11.8$	$\eta = 3.1$	x: 0.32 m $\eta = 2.5$	x: 0 m $\eta = 13.1$	CUMPLE $\rho_t = 13.1$
N88/N87	x: 0.32 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.6$	x: 0 m $\eta = 12.4$	x: 0 m $\eta = 5.5$	$\eta = 2.4$	x: 0 m $\eta = 3.4$	x: 0 m $\eta = 19.6$	CUMPLE $\rho_t = 19.6$
N90/N89	x: 0.671 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0.671 m $\eta = 2.4$	x: 0 m $\eta = 19.8$	$\eta = 5.4$	x: 0.671 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 21.2$	CUMPLE $\rho_t = 21.2$
N90/N91	x: 0.661 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.8$	x: 0.661 m $\eta = 2.5$	x: 0 m $\eta = 29.1$	$\eta = 7.4$	x: 0.661 m $\eta = 0.9$	x: 0 m $\eta = 31.6$	CUMPLE $\rho_t = 31.6$

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_x M_y V_x V_y T$	
N91/N92	x: 0.316 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0.316 m $\eta = 9.0$	x: 0 m $\eta = 8.6$	$\eta = 1.4$	x: 0.316 m $\eta = 2.7$	x: 0.316 m $\eta = 14.3$	CUMPLE $\rho_t = 14.3$
N92/N93	x: 0.316 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.9$	x: 0 m $\eta = 14.7$	x: 0.316 m $\eta = 3.0$	$\eta = 1.3$	x: 0 m $\eta = 4.2$	x: 0 m $\eta = 26.9$	CUMPLE $\rho_t = 26.9$
N93/N94	x: 0.615 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.7$	x: 0.615 m $\eta = 7.3$	x: 0.615 m $\eta = 2.9$	$\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 2.5$	x: 0.615 m $\eta = 11.1$	CUMPLE $\rho_t = 11.1$
N94/N95	x: 0.608 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.7$	x: 0.608 m $\eta = 10.7$	x: 0 m $\eta = 3.8$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 0.9$	x: 0.608 m $\eta = 12.9$	CUMPLE $\rho_t = 12.9$
N96/N95	x: 0.61 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.7$	x: 0.61 m $\eta = 9.9$	x: 0.61 m $\eta = 4.7$	$\eta = 1.0$	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0.61 m $\eta = 15.8$	CUMPLE $\rho_t = 15.8$
N97/N96	x: 0.62 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.9$	x: 0 m $\eta = 6.2$	x: 0.62 m $\eta = 6.3$	$\eta = 1.5$	x: 0 m $\eta = 2.5$	x: 0.62 m $\eta = 14.1$	CUMPLE $\rho_t = 14.1$
N99/N98	x: 0.32 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.32 m $\eta = 12.0$	x: 0 m $\eta = 9.8$	$\eta = 1.2$	x: 0.32 m $\eta = 4.5$	x: 0.32 m $\eta = 19.4$	CUMPLE $\rho_t = 19.4$
N98/N97	x: 0.32 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 4.3$	x: 0 m $\eta = 18.3$	x: 0.32 m $\eta = 9.0$	$\eta = 3.1$	x: 0 m $\eta = 4.4$	x: 0 m $\eta = 38.6$	CUMPLE $\rho_t = 38.6$
N100/N99	x: 0.671 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0.671 m $\eta = 2.4$	x: 0 m $\eta = 9.5$	$\eta = 1.8$	x: 0.671 m $\eta = 0.4$	$\eta = 23.7$	CUMPLE $\rho_t = 23.7$
N90/N101	x: 0.63 m $\eta = 28.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 5.9$	x: 0 m $\eta = 9.1$	x: 0 m $\eta = 10.2$	$\eta = 1.3$	x: 0 m $\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 42.4$	CUMPLE $\rho_t = 42.4$
N101/N102	x: 0.57 m $\eta = 28.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 5.9$	x: 0 m $\eta = 6.3$	x: 0 m $\eta = 4.5$	$\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 36.9$	CUMPLE $\rho_t = 36.9$
N102/N103	x: 1.2 m $\eta = 22.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 5.1$	x: 1.2 m $\eta = 6.5$	x: 1.2 m $\eta = 5.1$	$\eta = 0.6$	x: 1.2 m $\eta = 0.5$	x: 1.2 m $\eta = 32.5$	CUMPLE $\rho_t = 32.5$
N103/N104	x: 0.03 m $\eta = 15.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.5$	x: 0 m $\eta = 6.5$	x: 0 m $\eta = 5.1$	$\eta = 1.8$	x: 0 m $\eta = 4.7$	x: 0 m $\eta = 18.7$	CUMPLE $\rho_t = 18.7$
N104/N105	x: 1.171 m $\eta = 16.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.8$	x: 1.171 m $\eta = 8.5$	x: 1.171 m $\eta = 5.4$	$\eta = 0.7$	x: 1.171 m $\eta = 0.8$	x: 1.171 m $\eta = 18.7$	CUMPLE $\rho_t = 18.7$
N105/N106	x: 0.46 m $\eta = 6.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.9$	x: 0 m $\eta = 8.5$	x: 0.46 m $\eta = 6.5$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0 m $\eta = 14.0$	CUMPLE $\rho_t = 14.0$
N106/N107	x: 0.417 m $\eta = 6.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.9$	x: 0.417 m $\eta = 5.6$	x: 0 m $\eta = 6.4$	$\eta = 1.4$	x: 0.417 m $\eta = 1.5$	x: 0 m $\eta = 10.0$	CUMPLE $\rho_t = 10.0$
N107/N72	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.7$	x: 0.877 m $\eta = 14.6$	x: 0.877 m $\eta = 9.6$	$\eta = 1.4$	x: 0 m $\eta = 3.3$	x: 0.877 m $\eta = 21.2$	CUMPLE $\rho_t = 21.2$
N100/N108	x: 1.202 m $\eta = 21.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 4.0$	x: 0 m $\eta = 5.8$	x: 0 m $\eta = 16.2$	$\eta = 1.1$	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 40.6$	CUMPLE $\rho_t = 40.6$
N108/N109	x: 0.043 m $\eta = 19.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.7$	x: 0.043 m $\eta = 3.7$	x: 0 m $\eta = 6.6$	$\eta = 1.1$	x: 0.043 m $\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 18.7$	CUMPLE $\rho_t = 19.1$
N109/N110	x: 1.157 m $\eta = 19.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.9$	x: 1.157 m $\eta = 5.7$	x: 1.157 m $\eta = 15.6$	$\eta = 2.3$	x: 1.157 m $\eta = 0.5$	x: 1.157 m $\eta = 30.9$	CUMPLE $\rho_t = 30.9$
N110/N111	x: 0.643 m $\eta = 16.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.5$	x: 0 m $\eta = 5.7$	x: 0.643 m $\eta = 27.2$	$\eta = 2.3$	x: 0 m $\eta = 0.8$	x: 0.643 m $\eta = 38.1$	CUMPLE $\rho_t = 38.1$
N111/N112	x: 0.561 m $\eta = 16.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.5$	x: 0.561 m $\eta = 7.5$	x: 0 m $\eta = 27.5$	x: 0 m $\eta = 1.7$	x: 0.561 m $\eta = 1.2$	x: 0.561 m $\eta = 39.1$	CUMPLE $\rho_t = 39.1$
N112/N113	x: 1.07 m $\eta = 13.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.3$	x: 0 m $\eta = 7.5$	x: 0 m $\eta = 23.3$	$\eta = 1.3$	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 37.4$	CUMPLE $\rho_t = 37.4$
N113/N114	x: 0.112 m $\eta = 13.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.2$	x: 0.112 m $\eta = 8.5$	x: 0 m $\eta = 15.7$	$\eta = 4.6$	x: 0.112 m $\eta = 1.9$	x: 0 m $\eta = 29.3$	CUMPLE $\rho_t = 29.3$
N114/N80	x: 1.182 m $\eta = 7.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0 m $\eta = 8.5$	x: 1.182 m $\eta = 31.4$	$\eta = 4.6$	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 1.182 m $\eta = 42.0$	CUMPLE $\rho_t = 42.0$
N115/N116	x: 0.425 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0.425 m $\eta = 2.3$	x: 0 m $\eta = 1.9$	$\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 4.7$	CUMPLE $\rho_t = 4.7$
N116/N90	x: 0.425 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.1$	x: 0.213 m $\eta = 2.5$	x: 0.425 m $\eta = 2.0$	$\eta = 0.6$	x: 0.425 m $\eta = 0.2$	x: 0.425 m $\eta = 4.5$	CUMPLE $\rho_t = 4.5$

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_x M_y V_x V_y T$	
N115/N117	x: 0.671 m $\eta = 1.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 26.9$	x: 0 m $\eta = 23.3$	$\eta = 1.1$	x: 0.671 m $\eta = 1.2$	x: 0 m $\eta = 59.2$	CUMPLE $\rho_1 = 59.2$
N117/N118	x: 0.639 m $\eta = 1.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0.639 m $\eta = 4.4$	x: 0 m $\eta = 1.0$	$\eta = 0.1$	x: 0.639 m $\eta = 0.3$	x: 0.639 m $\eta = 7.3$	CUMPLE $\rho_1 = 7.3$
N118/N119	x: 0.465 m $\eta = 1.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 4.7$	x: 0.62 m $\eta = 1.3$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 7.8$	CUMPLE $\rho_1 = 7.8$
N119/N120	x: 0.61 m $\eta = 1.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 3.0$	x: 0.61 m $\eta = 1.5$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 6.2$	CUMPLE $\rho_1 = 6.2$
N121/N120	x: 0 m $\eta = 1.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 1.6$	x: 0 m $\eta = 1.8$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 4.8$	CUMPLE $\rho_1 = 4.8$
N122/N121	x: 0.615 m $\eta = 1.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0.615 m $\eta = 1.6$	x: 0 m $\eta = 2.7$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 5.4$	CUMPLE $\rho_1 = 5.4$
N123/N122	x: 0.632 m $\eta = 1.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0.632 m $\eta = 1.6$	x: 0.632 m $\eta = 2.5$	x: 0.632 m $\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 5.9$	CUMPLE $\rho_1 = 5.9$
N32/N123	x: 0.661 m $\eta = 1.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 15.6$	x: 0 m $\eta = 21.6$	x: 0.661 m $\eta = 1.0$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 46.2$	CUMPLE $\rho_1 = 46.2$
N124/N125	x: 0.425 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0.425 m $\eta = 1.1$	x: 0 m $\eta = 4.5$	x: 0.425 m $\eta = 1.1$	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 4.8$	CUMPLE $\rho_1 = 4.8$
N125/N100	x: 0.425 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.6$	x: 0.425 m $\eta = 1.8$	x: 0.425 m $\eta = 3.2$	x: 0 m $\eta = 1.1$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.425 m $\eta = 4.8$	CUMPLE $\rho_1 = 4.8$
N124/N126	x: 0.671 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 37.6$	x: 0 m $\eta = 16.4$	$\eta = 0.7$	x: 0.671 m $\eta = 1.6$	x: 0 m $\eta = 69.9$	CUMPLE $\rho_1 = 69.9$
N126/N127	x: 0.639 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.639 m $\eta = 7.3$	x: 0 m $\eta = 1.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.639 m $\eta = 0.5$	x: 0.639 m $\eta = 12.7$	CUMPLE $\rho_1 = 12.7$
N127/N128	x: 0.31 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0.31 m $\eta = 0.4$	x: 0.62 m $\eta = 8.4$	x: 0 m $\eta = 0.7$	$\eta < 0.1$	x: 0.62 m $\eta = 0.1$	x: 0.62 m $\eta = 14.1$	CUMPLE $\rho_1 = 14.1$
N128/N129	x: 0.61 m $\eta = 1.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 8.5$	x: 0.61 m $\eta = 0.9$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 11.7$	CUMPLE $\rho_1 = 11.7$
N130/N129	x: 0.608 m $\eta = 1.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 1.2$	x: 0.608 m $\eta = 5.5$	x: 0.608 m $\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.608 m $\eta = 8.5$	CUMPLE $\rho_1 = 8.5$
N131/N130	x: 0.615 m $\eta = 1.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 1.4$	x: 0.615 m $\eta = 5.1$	x: 0 m $\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.615 m $\eta = 8.2$	CUMPLE $\rho_1 = 8.2$
N132/N131	x: 0.632 m $\eta = 1.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0.632 m $\eta = 1.4$	x: 0.632 m $\eta = 4.7$	x: 0.632 m $\eta = 0.4$	$\eta = 0.1$	x: 0.632 m $\eta = 8.0$	CUMPLE $\rho_1 = 8.0$
N115/N132	x: 0.661 m $\eta = 1.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 32.1$	x: 0 m $\eta = 38.3$	x: 0.661 m $\eta = 1.8$	$\eta = 1.5$	x: 0 m $\eta = 83.3$	CUMPLE $\rho_1 = 83.3$
N168/N18	$\eta = 1.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 1.8$	x: 4.864 m $\eta = 1.6$	x: 0 m $\eta = 0.6$	$\eta < 0.1$	x: 4.864 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 2.9$	CUMPLE $\rho_1 = 2.9$
N169/N168	$\eta = 1.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 1.9$	x: 0 m $\eta = 3.0$	x: 0 m $\eta = 1.2$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 5.8$	CUMPLE $\rho_1 = 5.8$
N170/N168	x: 2 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.0$	x: 0 m $\eta = 41.1$	x: 0 m $\eta = 3.9$	x: 1.2 m $\eta = 0.2$	$\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 45.1$	CUMPLE $\rho_1 = 45.1$
N168/N171	x: 0.449 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.3$	x: 0 m $\eta = 40.7$	x: 0 m $\eta = 3.5$	$\eta = 0.3$	$\eta = 0.6$	x: 0.449 m $\eta = 52.8$	CUMPLE $\rho_1 = 52.8$
N171/N90	x: 0.6 m $\eta = 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 35.3$	x: 0 m $\eta = 1.9$	$\eta = 0.1$	$\eta = 23.6$	x: 0 m $\eta = 37.2$	CUMPLE $\rho_1 = 37.2$
N172/N169	x: 2 m $\eta = 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.8$	x: 2 m $\eta = 23.3$	x: 2 m $\eta = 3.8$	$\eta = 0.2$	x: 1.2 m $\eta = 0.4$	x: 2 m $\eta = 32.5$	CUMPLE $\rho_1 = 32.5$
N173/N100	x: 0.6 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 21.0$	x: 0.6 m $\eta = 0.7$	$\eta = 0.1$	$\eta = 14.4$	x: 0 m $\eta = 24.6$	CUMPLE $\rho_1 = 24.6$
N169/N173	x: 0.349 m $\eta = 0.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.3$	x: 0.349 m $\eta = 23.5$	x: 0 m $\eta = 8.5$	$\eta = 1.9$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 40.6$	CUMPLE $\rho_1 = 40.6$
N19/N174	x: 0.602 m $\eta = 5.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 28.4$	x: 0 m $\eta = 21.8$	x: 0 m $\eta = 6.4$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 4.2$	x: 0 m $\eta = 51.8$	CUMPLE $\rho_1 = 51.8$

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N174/N175	x: 1.201 m $\eta = 4.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 25.5$	x: 1.201 m $\eta = 5.1$	x: 0 m $\eta = 5.0$	$\eta = 0.3$	x: 1.201 m $\eta = 0.4$	x: 1.201 m $\eta = 31.6$	CUMPLE $\rho_t = 31.6$
N175/N176	x: 1.201 m $\eta = 3.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 18.8$	x: 1.201 m $\eta = 5.2$	x: 0 m $\eta = 2.1$	x: 1.201 m $\eta = 0.3$	x: 1.201 m $\eta = 0.1$	x: 1.201 m $\eta = 19.0$	CUMPLE $\rho_t = 19.0$
N176/N177	x: 1.195 m $\eta = 2.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 9.9$	x: 0 m $\eta = 5.2$	x: 1.195 m $\eta = 3.1$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 1.195 m $\eta = 11.1$	CUMPLE $\rho_t = 11.1$
N177/N18	x: 0.676 m $\eta = 1.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 5.8$	x: 0.676 m $\eta = 15.3$	x: 0.676 m $\eta = 4.6$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 3.7$	x: 0.676 m $\eta = 20.8$	CUMPLE $\rho_t = 20.8$
N171/N178	x: 0.6 m $\eta = 6.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 34.8$	x: 0 m $\eta = 26.8$	x: 0 m $\eta = 3.6$	x: 0.6 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 5.2$	x: 0 m $\eta = 59.5$	CUMPLE $\rho_t = 59.5$
N178/N179	x: 1.203 m $\eta = 6.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 32.9$	x: 1.203 m $\eta = 6.3$	x: 0 m $\eta = 2.8$	x: 1.203 m $\eta = 0.2$	x: 1.203 m $\eta = 0.5$	x: 1.203 m $\eta = 38.7$	CUMPLE $\rho_t = 38.7$
N179/N180	x: 1.201 m $\eta = 4.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 24.9$	x: 1.201 m $\eta = 6.7$	x: 0 m $\eta = 1.2$	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 1.201 m $\eta = 0.1$	x: 1.201 m $\eta = 31.1$	CUMPLE $\rho_t = 31.1$
N180/N181	x: 1.281 m $\eta = 3.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 17.1$	x: 0 m $\eta = 6.7$	x: 1.281 m $\eta = 2.1$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 17.6$	CUMPLE $\rho_t = 17.6$
N181/N182	x: 0.6 m $\eta = 1.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 6.2$	x: 0 m $\eta = 3.8$	x: 0.6 m $\eta = 2.9$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 7.6$	CUMPLE $\rho_t = 7.6$
N182/N72	x: 0.6 m $\eta = 1.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.2$	x: 0.6 m $\eta = 17.2$	x: 0.6 m $\eta = 3.7$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 4.1$	x: 0.6 m $\eta = 20.0$	CUMPLE $\rho_t = 20.0$
N173/N183	x: 0.602 m $\eta = 3.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 21.2$	x: 0 m $\eta = 15.5$	x: 0 m $\eta = 4.2$	$\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 2.9$	x: 0 m $\eta = 37.3$	CUMPLE $\rho_t = 37.3$
N183/N184	x: 1.2 m $\eta = 3.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 21.4$	x: 1.2 m $\eta = 4.5$	x: 1.2 m $\eta = 2.6$	$\eta = 0.4$	x: 1.2 m $\eta = 0.3$	x: 1.2 m $\eta = 27.4$	CUMPLE $\rho_t = 27.4$
N184/N185	x: 1.2 m $\eta = 3.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 18.5$	x: 1.2 m $\eta = 4.7$	x: 1.2 m $\eta = 5.5$	$\eta = 0.3$	x: 1.2 m $\eta = 0.1$	x: 1.2 m $\eta = 19.5$	CUMPLE $\rho_t = 19.5$
N185/N186	x: 1.201 m $\eta = 2.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 15.1$	x: 1.201 m $\eta = 5.8$	x: 1.201 m $\eta = 8.7$	$\eta = 0.3$	x: 1.201 m $\eta = 0.2$	x: 1.201 m $\eta = 22.1$	CUMPLE $\rho_t = 22.1$
N186/N187	x: 1.146 m $\eta = 2.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 9.5$	x: 1.146 m $\eta = 10.9$	x: 1.146 m $\eta = 11.8$	$\eta = 0.3$	x: 1.146 m $\eta = 0.6$	x: 1.146 m $\eta = 27.5$	CUMPLE $\rho_t = 27.5$
N187/N80	x: 0.746 m $\eta = 1.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 6.8$	x: 0 m $\eta = 10.9$	x: 0.746 m $\eta = 13.9$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 1.6$	x: 0 m $\eta = 26.1$	CUMPLE $\rho_t = 26.1$
N26/N188	x: 0.289 m $\eta = 0.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 11.0$	x: 0 m $\eta = 8.2$	$\eta = 1.4$	x: 0.289 m $\eta = 4.9$	x: 0 m $\eta = 19.3$	CUMPLE $\rho_t = 19.3$
N188/N39	x: 0.668 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0.668 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 5.0$	$\eta = 1.4$	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 5.4$	CUMPLE $\rho_t = 5.4$
N27/N38	x: 0.711 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.356 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.356 m $\eta = 0.4$	CUMPLE $\rho_t = 0.6$
N27/N37	x: 0.869 m $\eta = 0.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.0$	x: 0.434 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.434 m $\eta = 1.6$	CUMPLE $\rho_t = 3.0$
N28/N37	x: 0.594 m $\eta = 1.2$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.297 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.297 m $\eta = 0.7$	CUMPLE $\rho_t = 1.2$
N28/N36	x: 0.793 m $\eta = 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.6$	x: 0.396 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.396 m $\eta = 1.4$	CUMPLE $\rho_t = 2.6$
N29/N36	x: 0.507 m $\eta = 1.4$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.254 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.254 m $\eta = 0.7$	CUMPLE $\rho_t = 1.4$
N29/N34	x: 0.424 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.9$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 3.9$
N30/N34	x: 0.254 m $\eta = 2.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.4$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 2.0$
N19/N189	x: 0.289 m $\eta = 1.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0 m $\eta = 27.9$	x: 0 m $\eta = 4.9$	$\eta = 0.7$	x: 0.289 m $\eta = 12.3$	x: 0 m $\eta = 33.4$	CUMPLE $\rho_t = 33.4$
N189/N32	x: 0.668 m $\eta = 1.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.5$	x: 0.668 m $\eta = 1.8$	x: 0 m $\eta = 3.4$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 4.3$	CUMPLE $\rho_t = 4.3$

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N171/N190	x: 0.289 m $\eta = 1.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 34.7$	x: 0 m $\eta = 1.6$	$\eta = 0.3$	x: 0.289 m $\eta = 15.4$	x: 0 m $\eta = 36.5$	CUMPLE $\rho_t = 36.5$
N190/N115	x: 0.668 m $\eta = 1.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0.668 m $\eta = 2.6$	x: 0 m $\eta = 1.0$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 0.6$	x: 0.668 m $\eta = 4.0$	CUMPLE $\rho_t = 4.0$
N173/N191	x: 0.289 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 21.0$	x: 0 m $\eta = 10.3$	$\eta = 1.9$	x: 0.289 m $\eta = 9.4$	x: 0 m $\eta = 31.6$	CUMPLE $\rho_t = 31.6$
N191/N124	x: 0.668 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.668 m $\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 6.0$	$\eta = 1.9$	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 6.6$	CUMPLE $\rho_t = 6.6$
N188/N38	x: 0.526 m $\eta = 2.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.6$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 2.8$
N188/N40	x: 0.425 m $\eta < 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 0.1$
N189/N20	x: 0.526 m $\eta = 7.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.7$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 7.1$
N189/N33	x: 0.425 m $\eta < 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 0.1$
N190/N90	x: 0.526 m $\eta = 8.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 8.8$
N190/N116	x: 0.425 m $\eta < 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 0.1$
N191/N100	x: 0.526 m $\eta = 5.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.0$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 5.2$
N191/N125	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 0.1$
N174/N20	x: 0.721 m $\eta = 1.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.36 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.36 m $\eta = 1.0$	CUMPLE $\rho_t = 1.9$
N174/N21	x: 0.871 m $\eta = 1.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 9.1$	x: 0.435 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.435 m $\eta = 4.7$	CUMPLE $\rho_t = 9.1$
N175/N21	x: 0.618 m $\eta = 5.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.9$	x: 0.309 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.309 m $\eta = 2.6$	CUMPLE $\rho_t = 5.0$
N175/N23	x: 0.803 m $\eta = 1.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 10.3$	x: 0.401 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.401 m $\eta = 5.2$	CUMPLE $\rho_t = 10.3$
N176/N23	x: 0.532 m $\eta = 4.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0.266 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.266 m $\eta = 2.4$	CUMPLE $\rho_t = 4.8$
N176/N25	x: 0.724 m $\eta = 2.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 13.5$	x: 0.362 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.362 m $\eta = 6.9$	CUMPLE $\rho_t = 13.5$
N25/N177	$\eta = 7.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 1.6$	x: 0.252 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.252 m $\eta = 3.7$	CUMPLE $\rho_t = 7.3$
N178/N90	x: 0.726 m $\eta = 1.0$	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.363 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.363 m $\eta = 0.6$	CUMPLE $\rho_t = 1.0$
N178/N102	x: 0.877 m $\eta = 1.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 8.3$	x: 0.438 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.438 m $\eta = 4.3$	CUMPLE $\rho_t = 8.3$
N179/N102	x: 0.635 m $\eta = 6.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.3$	x: 0.318 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.318 m $\eta = 3.3$	CUMPLE $\rho_t = 6.5$
N179/N103	x: 0.809 m $\eta = 2.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 12.2$	x: 0.405 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.405 m $\eta = 6.2$	CUMPLE $\rho_t = 12.2$
N180/N103	x: 0.558 m $\eta = 5.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0.279 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.279 m $\eta = 2.6$	CUMPLE $\rho_t = 5.1$
N180/N105	x: 0.76 m $\eta = 1.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 11.8$	x: 0.38 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.38 m $\eta = 6.0$	CUMPLE $\rho_t = 11.8$
N181/N105	x: 0.576 m $\eta = 9.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.7$	x: 0.288 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.288 m $\eta = 4.7$	CUMPLE $\rho_t = 9.3$
N181/N107	x: 0.341 m $\eta = 2.2$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 10.8$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 10.8$

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N182/N107	x: 0.288 m $\eta = 6.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.4$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\rho_t = 6.1$
N183/N100	x: 0.732 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.6$	x: 0.366 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.366 m $\eta = 0.4$	CUMPLE $\rho_t = 0.6$
N183/N108	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.7$	x: 0.44 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.44 m $\eta = 1.5$	CUMPLE $\rho_t = 2.7$
N184/N108	x: 0.647 m $\eta = 2.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.323 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.323 m $\eta = 1.3$	CUMPLE $\rho_t = 2.5$
N184/N110	x: 0.819 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 4.2$	x: 0.41 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.41 m $\eta = 2.2$	CUMPLE $\rho_t = 4.2$
N185/N110	x: 0.574 m $\eta = 2.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0.287 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.287 m $\eta = 1.2$	CUMPLE $\rho_t = 2.3$
N185/N112	x: 0.775 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 5.1$	x: 0.387 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.387 m $\eta = 2.6$	CUMPLE $\rho_t = 5.1$
N186/N112	x: 0.515 m $\eta = 2.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.1$	x: 0.257 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.257 m $\eta = 1.3$	CUMPLE $\rho_t = 2.5$
N186/N114	x: 0.725 m $\eta = 1.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 8.8$	x: 0.362 m $\eta = 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.362 m $\eta = 4.5$	CUMPLE $\rho_t = 8.8$
N114/N187	$\eta = 4.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta = 1.0$	x: 0.223 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.223 m $\eta = 2.4$	CUMPLE $\rho_t = 4.7$
N35/N59	x: 0.662 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.331 m $\eta = 2.3$	CUMPLE $\rho_t = 2.3$
N59/N57	x: 0.631 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.9$	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.316 m $\eta = 2.1$	CUMPLE $\rho_t = 2.1$
N57/N71	x: 0.613 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.9$	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.306 m $\eta = 2.0$	CUMPLE $\rho_t = 2.0$
N71/N61	x: 0.604 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.8$	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.302 m $\eta = 1.9$	CUMPLE $\rho_t = 1.9$
N63/N61	x: 0.604 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.8$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.302 m $\eta = 2.0$	CUMPLE $\rho_t = 2.0$
N65/N63	x: 0.613 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.9$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.306 m $\eta = 2.1$	CUMPLE $\rho_t = 2.1$
N67/N65	x: 0.631 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.9$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.316 m $\eta = 2.0$	CUMPLE $\rho_t = 2.0$
N24/N67	x: 0.662 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 1.9$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.331 m $\eta = 2.0$	CUMPLE $\rho_t = 2.0$
N24/N146	x: 0.662 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.4$	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.331 m $\eta = 3.6$	CUMPLE $\rho_t = 3.6$
N146/N144	x: 0.631 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.2$	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.316 m $\eta = 3.3$	CUMPLE $\rho_t = 3.3$
N144/N142	x: 0.613 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.1$	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.306 m $\eta = 3.2$	CUMPLE $\rho_t = 3.2$
N142/N140	x: 0.604 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.0$	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.302 m $\eta = 3.2$	CUMPLE $\rho_t = 3.2$
N138/N140	x: 0.604 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.0$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.302 m $\eta = 3.2$	CUMPLE $\rho_t = 3.2$
N106/N134	x: 0.662 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.3$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.331 m $\eta = 3.5$	CUMPLE $\rho_t = 3.5$
N106/N149	x: 0.662 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.7$	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.331 m $\eta = 2.9$	CUMPLE $\rho_t = 2.9$
N149/N152	x: 0.631 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.6$	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.316 m $\eta = 2.7$	CUMPLE $\rho_t = 2.7$
N152/N155	x: 0.613 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.5$	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.306 m $\eta = 2.6$	CUMPLE $\rho_t = 2.6$

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N155/N158	x: 0.604 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.5$	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.302 m $\eta = 2.6$	CUMPLE $\rho_t = 2.6$
N161/N158	x: 0.604 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.5$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.302 m $\eta = 2.7$	CUMPLE $\rho_t = 2.7$
N113/N167	x: 0.662 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.7$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.331 m $\eta = 2.8$	CUMPLE $\rho_t = 2.8$
N37/N58	x: 0.662 m $\eta = 0.4$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.331 m $\eta = 2.3$	CUMPLE $\rho_t = 2.3$
N58/N56	x: 0.631 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.2$	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.316 m $\eta = 2.4$	CUMPLE $\rho_t = 2.4$
N56/N70	x: 0.613 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.3$	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.306 m $\eta = 2.5$	CUMPLE $\rho_t = 2.5$
N70/N60	x: 0.604 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.4$	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.302 m $\eta = 2.6$	CUMPLE $\rho_t = 2.6$
N62/N60	x: 0.604 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.6$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.302 m $\eta = 2.7$	CUMPLE $\rho_t = 2.7$
N64/N62	x: 0.613 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.8$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.306 m $\eta = 2.9$	CUMPLE $\rho_t = 2.9$
N66/N64	x: 0.631 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.0$	x: 0.631 m $\eta = 12.6$	x: 0.631 m $\eta = 2.5$	x: 0 m $\eta = 0.2$	$\eta = 0.6$	x: 0.631 m $\eta = 15.8$	CUMPLE $\rho_t = 15.8$
N22/N66	x: 0.662 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.4$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.331 m $\eta = 3.5$	CUMPLE $\rho_t = 3.5$
N22/N145	x: 0.662 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 4.0$	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.331 m $\eta = 4.1$	CUMPLE $\rho_t = 4.1$
N145/N143	x: 0.631 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.7$	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.316 m $\eta = 3.9$	CUMPLE $\rho_t = 3.9$
N143/N141	x: 0.613 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.6$	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.306 m $\eta = 3.7$	CUMPLE $\rho_t = 3.7$
N141/N139	x: 0.604 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.5$	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.302 m $\eta = 3.7$	CUMPLE $\rho_t = 3.7$
N137/N139	x: 0.604 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.5$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.302 m $\eta = 3.7$	CUMPLE $\rho_t = 3.7$
N104/N133	x: 0.662 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 4.0$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.331 m $\eta = 4.1$	CUMPLE $\rho_t = 4.1$
N104/N148	x: 0.662 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.4$	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.331 m $\eta = 3.6$	CUMPLE $\rho_t = 3.6$
N148/N151	x: 0.631 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.1$	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.316 m $\eta = 3.3$	CUMPLE $\rho_t = 3.3$
N151/N154	x: 0.613 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.9$	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.306 m $\eta = 3.0$	CUMPLE $\rho_t = 3.0$
N154/N157	x: 0.604 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.8$	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.302 m $\eta = 2.9$	CUMPLE $\rho_t = 2.9$
N160/N157	x: 0.604 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.7$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.302 m $\eta = 2.9$	CUMPLE $\rho_t = 2.9$
N111/N166	x: 0.662 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.4$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.331 m $\eta = 2.5$	CUMPLE $\rho_t = 2.5$
N109/N165	x: 0.662 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.331 m $\eta = 0.8$	CUMPLE $\rho_t = 0.8$
N165/N162	x: 0.631 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.316 m $\eta = 0.9$	CUMPLE $\rho_t = 0.9$
N162/N159	x: 0.613 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.306 m $\eta = 0.9$	CUMPLE $\rho_t = 0.9$
N159/N156	x: 0.604 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.302 m $\eta = 0.8$	CUMPLE $\rho_t = 0.8$

Barras	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N153/N156	x: 0.604 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.302 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.302 m $\eta = 0.7$	CUMPLE $\rho_t = 0.7$
N150/N153	x: 0.613 m $\eta = 0.6$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.306 m $\eta = 0.7$	CUMPLE $\rho_t = 0.7$
N147/N150	x: 0.631 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.2$	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.316 m $\eta = 0.7$	CUMPLE $\rho_t = 0.7$
N101/N147	x: 0.662 m $\eta = 0.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0.331 m $\eta = 0.2$	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0.331 m $\eta = 0.4$	CUMPLE $\rho_t = 0.4$
N26/N43	x: 1.314 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 5.1$	x: 1.314 m $\eta = 5.3$	x: 1.314 m $\eta = 10.1$	$\eta = 1.2$	x: 1.314 m $\eta = 0.6$	x: 1.314 m $\eta = 17.9$	CUMPLE $\rho_t = 17.9$
N19/N48	x: 1.341 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.6$	x: 1.341 m $\eta = 3.5$	x: 0 m $\eta = 9.3$	$\eta = 0.7$	x: 1.341 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 11.1$	CUMPLE $\rho_t = 11.1$
N19/N82	x: 1.314 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 4.3$	x: 1.314 m $\eta = 6.2$	x: 0 m $\eta = 8.8$	$\eta = 0.3$	x: 1.314 m $\eta = 1.0$	x: 1.314 m $\eta = 14.5$	CUMPLE $\rho_t = 14.5$
N171/N88	x: 1.341 m $\eta = 0.9$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 4.1$	x: 1.341 m $\eta = 4.9$	x: 0 m $\eta = 10.1$	$\eta = 0.7$	x: 1.341 m $\eta = 0.6$	x: 0 m $\eta = 13.5$	CUMPLE $\rho_t = 13.5$
N171/N92	x: 1.314 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 4.6$	x: 1.314 m $\eta = 5.7$	x: 0 m $\eta = 10.8$	$\eta = 0.3$	x: 1.314 m $\eta = 0.8$	x: 1.314 m $\eta = 17.7$	CUMPLE $\rho_t = 17.7$
N173/N98	x: 1.341 m $\eta = 1.3$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 6.0$	x: 1.341 m $\eta = 6.3$	x: 1.341 m $\eta = 16.6$	$\eta = 2.0$	x: 1.341 m $\eta = 0.7$	x: 1.341 m $\eta = 25.8$	CUMPLE $\rho_t = 25.8$
N164/N161	x: 0.613 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.5$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.306 m $\eta = 2.6$	CUMPLE $\rho_t = 2.6$
N163/N160	x: 0.613 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.6$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.306 m $\eta = 2.7$	CUMPLE $\rho_t = 2.7$
N166/N163	x: 0.631 m $\eta = 0.7$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.4$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.316 m $\eta = 2.5$	CUMPLE $\rho_t = 2.5$
N167/N164	x: 0.631 m $\eta = 0.5$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 2.5$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.316 m $\eta = 2.6$	CUMPLE $\rho_t = 2.6$
N135/N137	x: 0.613 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.6$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.306 m $\eta = 3.7$	CUMPLE $\rho_t = 3.7$
N133/N135	x: 0.631 m $\eta = 1.0$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.7$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.316 m $\eta = 3.9$	CUMPLE $\rho_t = 3.9$
N136/N138	x: 0.613 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.1$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.306 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.306 m $\eta = 3.2$	CUMPLE $\rho_t = 3.2$
N134/N136	x: 0.631 m $\eta = 0.8$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 3.2$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.316 m $\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.316 m $\eta = 3.4$	CUMPLE $\rho_t = 3.4$

Notación:

P_t : Resistencia a tracción
 λ_c : Limitación de esbeltez para compresión
 P_c : Resistencia a compresión
 M_x : Resistencia a flexión eje X
 M_y : Resistencia a flexión eje Y
 V_x : Resistencia a corte X
 V_y : Resistencia a corte Y
 $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión
 x : Distancia al origen de la barra
 η : Coeficiente de aprovechamiento (%)
 N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):

- ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.
⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.
⁽⁵⁾ No hay torsión u otros esfuerzos combinados, por lo que la comprobación no procede.

Barras	COMPROBACIONES (AISI S100-16 (2016))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _{Tr}	M _{Tr}	M _V	M _V	MT	MP	TPT/MV	
N51/N44	x: 0.213 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 10.4	x: 0.85 m η = 9.2	η = 0.5	x: 0.85 m η = 2.3	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	x: 0.85 m η = 1.1	x: 0.85 m η = 0.8	x: 0.85 m η = 18.5	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.85 m η = 17.9	CUMPLE ρ _t = 18.5
N44/N56	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.355 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.3	η = 23.5	x: 0 m η = 27.0	x: 0 m η = 11.6	η = 0.7	x: 0 m η = 3.9	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m η = 12.1	x: 1.355 m η = 4.4	x: 0 m η = 16.2	x: 0 m η = 50.0	x: 0 m η = 33.8	CUMPLE ρ _t = 50.0
N56/N57	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.632 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.3	η = 12.1	x: 1.224 m η = 12.0	x: 0 m η = 10.6	x: 0 m η = 0.4	x: 0 m η = 2.2	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	x: 1.224 m η = 2.5	x: 0 m η = 2.2	x: 1.224 m η = 8.4	x: 0.612 m η = 25.9	x: 1.02 m η = 14.5	CUMPLE ρ _t = 25.9

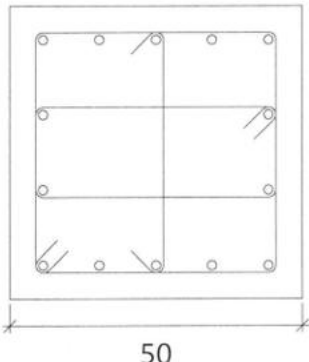
Barras	COMPROBACIONES (AISI S100-16 (2016))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _x Tr	M _y Tr	M _x V	M _y V	MT	MP	TPTrMV	
N57/N14	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.294 m η = 0.2	x: 0 m η = 1.2	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 10.7	x: 0 m η = 3.2	x: 0 m η = 0.2	x: 1.294 m η = 2.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 1.2	x: 0 m η = 0.1	x: 0.431 m η = 4.2	x: 0 m η = 12.3	x: 0 m η = 12.0	CUMPLE p _s = 12.3
N50/N42	x: 0.213 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.2	x: 0 m η = 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 11.7	x: 0.85 m η = 8.0	η = 0.4	x: 0.85 m η = 2.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 1.4	x: 0.85 m η = 0.6	x: 0.85 m η = 19.5	x: 0.85 m η = 4.3	x: 0.85 m η = 18.8	CUMPLE p _s = 19.5
N42/N58	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.279 m η = 0.3	x: 0 m η = 2.1	η = 28.6	x: 0 m η = 27.7	x: 1.279 m η = 10.8	η = 0.6	x: 0 m η = 3.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 15.4	x: 1.279 m η = 5.9	x: 0 m η = 20.7	x: 0 m η = 56.1	x: 0 m η = 33.7	CUMPLE p _s = 56.1
N58/N59	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.632 m η = 0.3	x: 0 m η = 2.5	η = 14.7	x: 1.224 m η = 11.0	x: 0 m η = 10.8	x: 0 m η = 0.5	x: 0 m η = 2.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.224 m η = 2.7	x: 0 m η = 2.7	x: 1.224 m η = 11.1	x: 0.816 m η = 28.4	x: 0 m η = 17.1	CUMPLE p _s = 28.4
N59/N15	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.294 m η = 0.4	x: 0 m η = 1.9	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.216 m η = 9.7	x: 0 m η = 2.6	x: 0 m η = 0.2	x: 1.294 m η = 2.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.216 m η = 0.9	x: 0 m η = 0.1	x: 0.431 m η = 4.8	x: 0 m η = 12.2	x: 0 m η = 12.2	CUMPLE p _s = 12.2
N52/N45	x: 0.213 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 6.8	x: 0.85 m η = 7.2	η = 0.4	x: 0.85 m η = 1.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 0.5	x: 0.85 m η = 0.5	x: 0.85 m η = 11.3	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 10.9	CUMPLE p _s = 11.3
N45/N60	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.509 m η = 0.2	x: 0 m η = 0.9	η = 9.4	x: 0 m η = 21.5	x: 0 m η = 10.3	η = 0.5	x: 0 m η = 3.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 4.8	x: 0 m η = 1.5	x: 0 m η = 20.1	x: 0 m η = 29.7	x: 0 m η = 25.9	CUMPLE p _s = 29.7
N60/N61	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.632 m η = 0.2	x: 0 m η = 0.7	η = 6.0	x: 1.224 m η = 14.9	x: 0 m η = 9.3	x: 1.02 m η = 0.3	x: 0 m η = 2.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.224 m η = 2.2	x: 0 m η = 1.0	x: 0.816 m η = 15.7	x: 0.816 m η = 21.5	x: 0.816 m η = 19.0	CUMPLE p _s = 21.5
N61/N12	x: 0 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.294 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.3	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 13.4	x: 0 m η = 4.6	η = 0.2	x: 1.294 m η = 2.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 1.8	x: 0 m η = 0.2	x: 0.216 m η = 9.9	x: 0 m η = 15.5	x: 0 m η = 14.8	CUMPLE p _s = 15.5
N53/N46	x: 0.213 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 8.0	x: 0.85 m η = 5.7	η = 0.3	x: 0.85 m η = 1.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 0.7	x: 0.85 m η = 0.3	x: 0.85 m η = 11.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 11.0	CUMPLE p _s = 11.1
N46/N62	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.586 m η = 0.2	x: 0 m η = 1.5	η = 13.9	x: 0 m η = 21.9	x: 0 m η = 9.6	η = 0.5	x: 0 m η = 3.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 6.1	x: 1.586 m η = 2.1	x: 0 m η = 13.2	x: 0 m η = 35.8	x: 0 m η = 26.8	CUMPLE p _s = 35.8
N62/N63	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.632 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.2	η = 7.2	x: 1.224 m η = 15.6	x: 0 m η = 9.2	η = 0.3	x: 0 m η = 2.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.224 m η = 2.6	x: 0 m η = 1.2	x: 0.816 m η = 9.2	x: 0.816 m η = 24.1	x: 0.816 m η = 19.3	CUMPLE p _s = 24.1
N63/N11	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.294 m η = 0.2	x: 0 m η = 1.0	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 13.9	x: 0 m η = 6.1	η = 0.2	x: 1.294 m η = 2.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 1.9	x: 0 m η = 0.4	x: 0.216 m η = 4.2	x: 0 m η = 17.6	x: 0 m η = 15.8	CUMPLE p _s = 17.6
N54/N47	x: 0.213 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 12.0	x: 0.85 m η = 4.9	x: 0 m η = 0.3	x: 0.85 m η = 2.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 1.5	x: 0.85 m η = 0.2	x: 0.85 m η = 13.7	x: 0.85 m η = 4.2	x: 0.85 m η = 13.2	CUMPLE p _s = 13.7
N47/N64	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.662 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.8	η = 0.4	x: 0 m η = 25.2	x: 0 m η = 7.2	x: 0 m η = 0.4	x: 0 m η = 3.8	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 6.5	x: 0 m η = 0.5	x: 0 m η = 10.6	x: 0 m η = 27.7	x: 0 m η = 27.5	CUMPLE p _s = 27.7
N64/N65	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.632 m η = 0.2	x: 0 m η = 2.0	η = 29.4	x: 1.224 m η = 15.2	x: 0 m η = 14.6	η = 0.6	x: 0 m η = 2.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.224 m η = 7.3	x: 0 m η = 6.6	x: 1.632 m η = 15.2	x: 1.428 m η = 51.6	x: 1.632 m η = 31.3	CUMPLE p _s = 51.6
N65/N10	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.294 m η = 0.2	x: 0 m η = 1.4	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 13.7	x: 0 m η = 7.8	η = 0.3	x: 1.294 m η = 2.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 1.9	x: 0 m η = 0.6	x: 0 m η = 4.8	x: 0 m η = 18.0	x: 0 m η = 16.5	CUMPLE p _s = 18.0
N55/N49	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.7	x: 0 m η = 0.3	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 19.3	x: 0.85 m η = 8.5	x: 0 m η = 0.6	x: 0.85 m η = 3.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 3.8	x: 0.85 m η = 0.7	x: 0.85 m η = 27.0	x: 0.85 m η = 11.0	x: 0.85 m η = 26.1	CUMPLE p _s = 27.0
N49/N66	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.739 m η = 6.3	x: 0 m η = 3.5	η = 35.6	x: 0 m η = 25.7	x: 0 m η = 12.5	x: 0 m η = 0.8	x: 0 m η = 3.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 15.3	x: 0 m η = 8.9	x: 0 m η = 72.1	x: 0 m η = 30.3	x: 0 m η = 43.3	CUMPLE p _s = 72.1
N66/N67	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.224 m η = 6.6	x: 0 m η = 3.1	η = 15.9	x: 1.224 m η = 14.1	x: 0 m η = 10.4	x: 1.632 m η = 0.4	x: 0 m η = 2.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.224 m η = 3.8	x: 0 m η = 2.8	x: 1.02 m η = 37.8	x: 0.816 m η = 16.7	x: 1.02 m η = 23.2	CUMPLE p _s = 37.8
N67/N9	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.294 m η = 6.6	x: 0 m η = 2.5	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 12.7	x: 0 m η = 5.4	η = 0.3	x: 1.294 m η = 2.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 1.6	x: 0 m η = 0.3	x: 0 m η = 23.8	x: 0.431 m η = 7.8	x: 0 m η = 21.1	CUMPLE p _s = 23.8
N69/N68	x: 0.213 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 8.6	x: 0.85 m η = 8.4	η = 0.5	x: 0.85 m η = 2.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 0.8	x: 0.85 m η = 0.7	x: 0.85 m η = 13.6	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 13.0	CUMPLE p _s = 13.6
N68/N70	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.432 m η < 0.1	x: 0 m η = 0.5	η = 15.1	x: 0 m η = 24.1	x: 0 m η = 11.8	η = 0.6	x: 0 m η = 3.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 7.6	x: 1.432 m η = 2.4	x: 0 m η = 8.7	x: 0 m η = 36.1	x: 0 m η = 29.2	CUMPLE p _s = 36.1
N70/N71	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.632 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.5	η = 7.7	x: 1.224 m η = 14.2	x: 0 m η = 9.7	η = 0.3	x: 0 m η = 2.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.224 m η = 2.3	x: 0 m η = 1.3	x: 1.02 m η = 14.3	x: 1.02 m η = 24.0	x: 0.816 m η = 17.7	CUMPLE p _s = 24.0
N71/N13	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.294 m η = 0.2	x: 0 m η = 0.4	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 12.7	x: 0 m η = 4.5	η = 0.2	x: 1.294 m η = 2.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 1.6	x: 0 m η = 0.2	x: 0 m η = 9.8	x: 0 m η = 13.8	x: 0 m η = 13.2	CUMPLE p _s = 13.8
N117/N89	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.7	x: 0 m η = 0.3	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 22.9	x: 0.85 m η = 3.7	x: 0 m η = 0.4	x: 0.85 m η = 4.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 5.4	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0.85 m η = 25.5	x: 0.85 m η = 10.2	x: 0.85 m η = 24.3	CUMPLE p _s = 25.5
N89/N133	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 2.353 m η = 6.5	x: 0 m η = 5.5	η = 42.5	x: 0 m η = 33.7	x: 0 m η = 10.1	x: 0 m η = 0.7	x: 0 m η = 4.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 25.6	x: 0 m η = 7.8	x: 0 m η = 80.4	x: 0 m η = 37.9	x: 0 m η = 47.7	CUMPLE p _s = 80.4
N133/N134	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.632 m η = 6.6	x: 0 m η = 3.0	η = 19.8	x: 1.02 m η = 14.5	x: 1.632 m η = 5.9	x: 0 m η = 0.4	x: 0 m η = 2.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.02 m η = 4.9	x: 1.632 m η = 2.3	x: 1.224 m η = 41.0	x: 1.02 m η = 17.3	x: 1.02 m η = 22.7	CUMPLE p _s = 41.0
N134/N2	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.294 m η = 6.6	x: 0 m η = 2.4	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 11.8	x: 0 m η = 6.0	x: 1.294 m η = 0.3	x: 1.294 m η = 2.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 1.4	x: 0 m η = 0.4	x: 0 m η = 23.0	x: 0.216 m η = 8.6	x: 0 m η = 20.3	CUMPLE p _s = 23.0
N118/N87	x: 0.213 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 15.1	x: 0.85 m η = 8.8	η = 0.5	x: 0.85 m η = 3.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 2.4	x: 0.85 m η = 0.8	x: 0.85 m η = 21.7	x: 0.85 m η = 5.9	x: 0.85 m η = 21.4	CUMPLE p _s = 21.7
N87/N135	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 2.277 m η = 0.1	x: 0 m η = 3.7	η = 34.1	x: 0 m η = 30.8	x: 0 m η = 6.0	x: 0 m η = 0.4	x: 0 m η = 4.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 16.7	x: 2.277 m η = 4.3	x: 0 m η = 22.7	x: 0 m η = 62.7	x: 0 m η = 38.8	CUMPLE p _s = 62.7
N135/N136	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.632 m η = 0.2	x: 0 m η = 2.0	η = 16.3	x: 1.02 m η = 15.7	x: 1.632 m η = 8.4	x: 0 m η = 0.2	x: 0 m η = 1.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.02 m η = 4.1	x: 1.632 m η = 2.7	x: 1.02 m η = 11.3	x: 1.428 m η = 36.3	x: 1.02 m η = 18.5	CUMPLE p _s = 36.3
N136/N1	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.294 m η = 0.2	x: 0 m η = 1.5	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 14.0	x: 0 m η = 8.6	η = 0.3	x: 1.294 m η = 2.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 2.0	x: 0 m η = 0.7	x: 0.216 m η = 5.3	x: 0 m η = 17.6	x: 0 m η = 15.8	CUMPLE p _s = 17.6
N119/N86	x: 0.213 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 11.4	x: 0.85 m η = 9.8	η = 0.5	x: 0.85 m η = 2.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 1.4	x: 0.85 m η = 1.0	x: 0.85 m η = 19.2	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 19.1	CUMPLE p _s = 19.2
N86/N137	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 2.2 m η = 0.1	x: 0 m η = 2.2	η = 19.3	x: 0 m η = 27.3	x: 0 m η = 7.9	x: 0 m η = 0.2	x: 0 m η = 4.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 9.8	x: 0 m η = 1.8	x: 0 m η = 14.9	x: 0 m η = 46.3	x: 0 m η = 31.0	CUMPLE p _s = 46.3
N137/N138	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.632 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.2	η = 9.7	x: 1.02 m η = 16.8	x: 1.632 m η = 4.8	η = 0.1	x: 0 m η = 1.8	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.02 m η = 3.5	x: 1.632 m η = 0.6	x: 0.816 m η = 8.2	x: 1.02 m η = 26.6	x: 1.02 m η = 18.3	CUMPLE p _s = 26.6
N138/N3	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.294 m η = 0.2	x: 0 m η = 0.8	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 14.5	x: 0 m η = 4.9	η = 0.2	x: 1.294 m η = 2.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 2.1	x: 0 m η = 0.2	x: 0.216 m η = 4.5	x: 0 m η = 16.8	x: 0 m η = 16.6	CUMPLE p _s = 16.8
N120/N85	x: 0.213 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 10.0	x: 0.85 m η = 8.2	η = 0.4	x: 0.85 m η = 2.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 1.0	x: 0.85 m η = 0.7	x: 0.85 m η = 16.8	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 16.8	CUMPLE p _s = 16.8
N85/N139	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 2.123 m η < 0.1	x: 0 m η = 1.0	η = 11.9	x: 0 m η = 25.4	x: 0 m η = 8.0	η = 0.2	x: 0 m η = 4.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 6.6	x: 0 m η = 1.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 36.3	x: 0 m η = 28.1	CUMPLE p _s = 36.3
N139/N140	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.632 m η < 0.1	x: 0 m η = 0.5	η = 7.7	x: 1.02 m η = 16.6	x: 1.632 m η = 3.5	η = 0.1	x: 0 m η = 1.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x:					

Barras	COMPROBACIONES (AISI S100-16 (2016))														Estado	
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _{Tr}	M _V	M _V	MT	MP	TPIrMV		
N142/N5	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.213 m η = 0.1	x: 1.294 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.6	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 13.4	x: 0 m η = 5.6	η = 0.2	x: 1.294 m η = 2.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 1.8	x: 0 m η = 0.3	x: 0 m η = 5.5	x: 0 m η = 18.7	x: 0 m η = 18.3	CUMPLE p _s = 18.7
N122/N83	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.85 m η = 0.1	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 14.9	x: 0.85 m η = 4.4	η = 0.2	x: 0.85 m η = 3.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 2.3	x: 0.85 m η = 0.2	x: 0.85 m η = 16.5	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 16.0	CUMPLE p _s = 16.5
N83/N143	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.97 m η = 0.1	x: 1.97 m η = 0.1	x: 0 m η = 2.3	η = 33.5	x: 0 m η = 26.9	x: 0 m η = 8.3	η = 0.4	x: 0 m η = 4.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 14.1	x: 0 m η = 5.5	x: 0 m η = 21.2	x: 0 m η = 62.6	x: 0 m η = 37.8	CUMPLE p _s = 62.6
N143/N144	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.632 m η = 0.2	x: 1.632 m η = 0.2	x: 0 m η = 1.6	η = 17.0	x: 1.02 m η = 13.1	x: 1.632 m η = 7.6	η = 0.3	x: 0 m η = 2.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.02 m η = 3.2	x: 1.632 m η = 2.4	x: 1.02 m η = 10.3	x: 1.428 m η = 32.5	x: 0 m η = 19.2	CUMPLE p _s = 32.5
N144/N6	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.294 m η = 0.2	x: 1.294 m η = 0.2	x: 0 m η = 1.2	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 11.7	x: 0 m η = 7.8	η = 0.3	x: 1.294 m η = 2.1	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 1.4	x: 0 m η = 0.6	x: 0.216 m η = 5.1	x: 0 m η = 18.8	x: 0 m η = 18.5	CUMPLE p _s = 18.8
N123/N81	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.85 m η = 0.5	x: 0.85 m η = 0.5	x: 0 m η = 0.2	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 20.2	x: 0.85 m η = 3.7	η = 0.3	x: 0.85 m η = 3.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 4.2	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0.85 m η = 22.2	x: 0.85 m η = 8.9	x: 0.85 m η = 22.1	CUMPLE p _s = 22.2
N81/N145	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.893 m η = 0.5	x: 1.893 m η = 0.5	x: 0 m η = 2.5	η = 30.8	x: 0 m η = 27.6	x: 0 m η = 10.7	η = 0.5	x: 0 m η = 3.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 20.5	x: 0 m η = 7.2	x: 0 m η = 67.9	x: 0 m η = 32.3	x: 0 m η = 36.0	CUMPLE p _s = 67.9
N145/N146	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.632 m η = 4.3	x: 1.632 m η = 4.3	x: 0 m η = 2.0	η = 14.0	x: 1.02 m η = 12.0	x: 1.632 m η = 6.6	η = 0.4	x: 0 m η = 2.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.02 m η = 3.0	x: 1.632 m η = 1.3	x: 1.428 m η = 30.7	x: 1.02 m η = 16.1	x: 1.428 m η = 20.3	CUMPLE p _s = 30.7
N146/N7	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.294 m η = 4.3	x: 1.294 m η = 4.3	x: 0 m η = 1.6	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 11.2	x: 0 m η = 6.8	η = 0.3	x: 1.294 m η = 2.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 1.3	x: 0 m η = 0.5	x: 0 m η = 19.8	x: 0.216 m η = 7.3	x: 0 m η = 19.8	CUMPLE p _s = 19.8
N132/N91	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.85 m η = 0.9	x: 0.85 m η = 0.9	x: 0 m η = 0.4	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 26.0	x: 0.85 m η = 10.1	η = 0.7	x: 0.85 m η = 4.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 7.0	x: 0.85 m η = 1.0	x: 0.85 m η = 36.0	x: 0.85 m η = 13.4	x: 0.85 m η = 35.6	CUMPLE p _s = 36.0
N91/N147	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.707 m η = 6.7	x: 0.707 m η = 6.7	x: 0 m η = 2.1	η = 28.5	x: 0 m η = 36.1	x: 0 m η = 32.6	η = 2.0	x: 0 m η = 4.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 23.7	x: 0 m η = 20.4	x: 0 m η = 87.0	x: 0 m η = 36.9	x: 0 m η = 59.6	CUMPLE p _s = 87.0
N147/N148	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.8 m η = 6.8	x: 1.8 m η = 6.8	x: 0 m η = 3.8	η = 31.4	x: 0 m η = 14.1	x: 1.8 m η = 9.5	η = 0.5	x: 0 m η = 3.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 8.4	x: 1.8 m η = 5.5	x: 1.8 m η = 55.5	x: 1.26 m η = 22.4	x: 0.816 m η = 35.2	CUMPLE p _s = 55.5
N148/N149	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.632 m η = 6.9	x: 1.632 m η = 6.9	x: 0 m η = 3.2	η = 17.3	x: 0.816 m η = 17.6	x: 0 m η = 9.7	η = 0.3	x: 0 m η = 1.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.816 m η = 4.9	x: 0 m η = 2.9	x: 0.816 m η = 41.4	x: 0.816 m η = 18.8	x: 0 m η = 32.2	CUMPLE p _s = 41.4
N149/N79	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.294 m η = 6.9	x: 1.294 m η = 6.9	x: 0 m η = 2.6	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 14.2	x: 0 m η = 7.7	η = 0.3	x: 1.294 m η = 2.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 2.0	x: 0 m η = 0.6	x: 0 m η = 27.8	x: 0.216 m η = 9.4	x: 0 m η = 27.6	CUMPLE p _s = 27.8
N131/N93	x: 0.213 m w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.85 m η = 0.1	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 14.8	x: 0.85 m η = 6.2	η = 0.4	x: 0.85 m η = 3.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 2.3	x: 0.85 m η = 0.4	x: 0.85 m η = 18.5	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 18.3	CUMPLE p _s = 18.5
N93/N150	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.784 m η = 0.1	x: 0.784 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.3	η = 17.6	x: 0 m η = 36.8	x: 0 m η = 17.3	η = 0.8	x: 0 m η = 5.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 17.9	x: 0 m η = 4.6	x: 0 m η = 26.6	x: 0 m η = 64.7	x: 0 m η = 49.9	CUMPLE p _s = 64.7
N150/N151	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.8 m η = 0.1	x: 1.8 m η = 0.1	x: 0 m η = 2.0	η = 21.9	x: 1.8 m η = 15.4	x: 1.8 m η = 11.1	η = 0.4	x: 0 m η = 3.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.8 m η = 5.6	x: 1.8 m η = 3.8	x: 1.44 m η = 15.4	x: 1.8 m η = 44.2	x: 1.8 m η = 27.8	CUMPLE p _s = 44.2
N151/N152	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.632 m η = 0.2	x: 1.632 m η = 0.2	x: 0 m η = 1.7	η = 14.3	x: 0.816 m η = 20.7	x: 0 m η = 11.3	η = 0.3	x: 0 m η = 1.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.816 m η = 5.5	x: 0 m η = 2.4	x: 0.816 m η = 13.3	x: 0.612 m η = 37.4	x: 0.612 m η = 30.3	CUMPLE p _s = 37.4
N152/N78	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.294 m η = 0.2	x: 1.294 m η = 0.2	x: 0 m η = 1.2	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 16.4	x: 0 m η = 7.6	η = 0.3	x: 1.294 m η = 2.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 2.7	x: 0 m η = 0.6	x: 0.216 m η = 6.3	x: 0 m η = 22.8	x: 0 m η = 22.4	CUMPLE p _s = 22.8
N130/N94	x: 0.213 m w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.85 m η = 0.1	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 10.2	x: 0.85 m η = 8.2	η = 0.4	x: 0.85 m η = 2.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 1.1	x: 0.85 m η = 0.7	x: 0.85 m η = 16.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 16.0	CUMPLE p _s = 16.1
N94/N123	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.86 m η = 0.1	x: 0.86 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.1	η = 17.3	x: 0 m η = 34.9	x: 0 m η = 17.9	η = 0.8	x: 0 m η = 5.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 13.8	x: 0 m η = 4.7	x: 0 m η = 16.8	x: 0 m η = 56.7	x: 0 m η = 46.5	CUMPLE p _s = 56.7
N153/N154	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.8 m η = 0.1	x: 1.8 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.7	η = 18.7	x: 1.8 m η = 20.1	x: 1.8 m η = 11.6	η = 0.4	x: 0 m η = 3.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.8 m η = 6.1	x: 1.8 m η = 2.9	x: 1.62 m η = 12.5	x: 1.8 m η = 42.9	x: 1.8 m η = 32.5	CUMPLE p _s = 42.9
N154/N155	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.632 m η = 0.1	x: 1.632 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.3	η = 15.1	x: 0.816 m η = 24.0	x: 0 m η = 11.7	η = 0.4	x: 0 m η = 1.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.816 m η = 6.8	x: 0 m η = 3.3	x: 0.612 m η = 11.1	x: 0 m η = 42.2	x: 0.408 m η = 33.6	CUMPLE p _s = 42.2
N154/N155	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.294 m η = 0.2	x: 1.294 m η = 0.2	x: 0 m η = 0.9	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 18.7	x: 0 m η = 10.2	η = 0.4	x: 1.294 m η = 2.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 3.5	x: 0 m η = 1.0	x: 0 m η = 5.7	x: 0 m η = 23.1	x: 0 m η = 22.8	CUMPLE p _s = 23.1
N129/N95	x: 0.213 m w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.85 m η = 0.1	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 8.2	x: 0.85 m η = 11.5	η = 0.6	x: 0.85 m η = 2.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 0.7	x: 0.85 m η = 1.3	x: 0.85 m η = 18.2	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 18.2	CUMPLE p _s = 18.2
N95/N156	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.937 m η = 0.1	x: 0.937 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.7	η = 18.5	x: 0 m η = 35.6	x: 0 m η = 19.5	η = 0.9	x: 0 m η = 5.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 13.7	x: 0 m η = 6.9	x: 0 m η = 10.8	x: 0 m η = 62.7	x: 0 m η = 48.6	CUMPLE p _s = 62.7
N156/N157	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.8 m η = 0.1	x: 1.8 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.1	η = 19.5	x: 1.8 m η = 22.7	x: 1.8 m η = 11.5	η = 0.4	x: 0 m η = 3.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.8 m η = 7.6	x: 1.8 m η = 4.5	x: 1.8 m η = 14.1	x: 1.8 m η = 49.3	x: 1.8 m η = 34.2	CUMPLE p _s = 49.3
N157/N158	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.632 m η = 0.1	x: 1.632 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.8	η = 18.5	x: 0.612 m η = 26.0	x: 0 m η = 11.6	η = 0.5	x: 1.632 m η = 1.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.612 m η = 8.7	x: 0 m η = 4.3	x: 0.612 m η = 14.2	x: 0 m η = 48.2	x: 0.204 m η = 34.8	CUMPLE p _s = 48.2
N158/N76	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.294 m η = 0.1	x: 1.294 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.5	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 19.7	x: 0 m η = 11.6	η = 0.4	x: 1.294 m η = 3.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 3.9	x: 0 m η = 1.3	x: 0 m η = 7.4	x: 0 m η = 25.6	x: 0 m η = 25.3	CUMPLE p _s = 25.6
N128/N96	x: 0.213 m w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.85 m η = 0.1	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 10.8	x: 0.85 m η = 14.9	η = 0.8	x: 0.85 m η = 2.4	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 1.2	x: 0.85 m η = 2.2	x: 0.85 m η = 24.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 24.2	CUMPLE p _s = 24.2
N96/N159	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.014 m η = 0.1	x: 1.014 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.0	η = 23.7	x: 0 m η = 40.4	x: 0 m η = 18.6	η = 0.8	x: 0 m η = 5.8	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 19.2	x: 0 m η = 6.8	x: 0 m η = 15.6	x: 0 m η = 65.8	x: 0 m η = 53.7	CUMPLE p _s = 65.8
N159/N160	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.8 m η = 0.1	x: 1.8 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.3	η = 25.1	x: 1.8 m η = 23.6	x: 1.8 m η = 11.4	η = 0.3	x: 0 m η = 3.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.8 m η = 9.7	x: 1.8 m η = 5.0	x: 1.8 m η = 15.6	x: 1.8 m η = 54.2	x: 1.8 m η = 35.2	CUMPLE p _s = 54.2
N160/N161	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.632 m η = 0.1	x: 1.632 m η = 0.1	x: 0 m η = 1.0	η = 16.6	x: 0.612 m η = 26.6	x: 0 m η = 11.4	η = 0.5	x: 1.632 m η = 1.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.612 m η = 8.6	x: 0 m η = 3.7	x: 0 m η = 9.6	x: 0 m η = 47.0	x: 0 m η = 35.5	CUMPLE p _s = 47.0
N161/N75	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.294 m η = 0.1	x: 1.294 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.6	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 19.8	x: 0 m η = 7.9	η = 0.3	x: 1.294 m η = 3.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 3.9	x: 0 m η = 0.6	x: 0 m η = 6.2	x: 0 m η = 22.4	x: 0 m η = 21.3	CUMPLE p _s = 22.4
N127/N97	x: 0.213 m w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 0.85 m η = 0.1	x: 0.85 m η = 0.1	x: 0 m η < 0.1	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 13.2	x: 0.85 m η = 18.4	η = 1.0	x: 0.85 m η = 2.7	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 1.8	x: 0.85 m η = 3.4	x: 0.85 m η = 30.7	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.85 m η = 30.8	CUMPLE p _s = 30.8
N97/N162	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.091 m η = 0.2	x: 1.091 m η = 0.2	x: 0 m η = 2.1	x: 0.182 m η = 33.0	x: 0 m η = 49.1	x: 0 m η = 17.1	η = 0.7	x: 0 m η = 6.2	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 30.0	x: 0 m η = 8.0	x: 0 m η = 25.2	x: 0 m η = 78.8	x: 0 m η = 59.6	CUMPLE p _s = 78.8
N162/N163	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.8 m η = 0.2	x: 1.8 m η = 0.2	x: 0 m η = 3.0	η = 37.6	x: 1.8 m η = 22.3	x: 1.8 m η = 11.6	η = 0.4	x: 0 m η = 3.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.8 m η = 13.3	x: 1.8 m η = 8.9	x: 1.8 m η = 19.7	x: 1.8 m η = 68.4	x: 1.8 m η = 41.8	CUMPLE p _s = 68.4
N163/N164	w / t s (w / t) _{lim} Cumple x: 1.632 m η = 0.2	x: 1.632 m η = 0.2	x: 0 m η = 2.5	x: 1.632 m η = 29.7	x: 0.612 m η = 25.4	x: 0 m η = 11.7	η = 0.5	x: 1.632 m η = 1.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.612 m η = 13.2	x: 0 m η = 7.5				

Barras	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _x Tr	M _y Tr	M _v V _x	M _v V _y	MT	MP	TPT+MV	Estado
Notación:																
w / t : Limitaciones geométricas																
T : Resistencia a tracción																
P : Resistencia a compresión																
Tr : Resistencia a torsión																
M _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X																
M _y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y																
V _x : Resistencia a corte en la dirección del eje X																
V _y : Resistencia a corte en la dirección del eje Y																
MTr : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión																
MYTr : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión																
MV _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y																
MV _y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X																
MT : Resistencia a flexión combinada con tracción																
MP : Resistencia a flexión combinada con compresión																
TPT+MV : Flexión combinada con cortante, axil y torsión Comprobación de Von Mises																
x : Distancia al origen de la barra																
I' : Coeficiente de aprovechamiento (%)																
N.P. : No procede																
Comprobaciones que no proceden (N.P.):																
- La comprobación no procede, ya que no hay torsión.																
- No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																
- No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																
- No hay interacción entre axial de comprensión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																
- No hay interacción entre axial de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																

14.4. DISEÑO DE PEDESTAL

1. NIVEL +0.60 (0 - 0.6 M)

Datos de la columna	
	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 0.000/0.600 m
	Altura libre : 0.60 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : $f'c=210$
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 0.60 m
	Plano ZY : 0.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø5/8"
	Cara X : 6Ø5/8"
	Cara Y : 4Ø5/8"
	Cuantía : 1.11 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ3/8"+1eØ3/8"+Y1rØ3/8"
	Separación : 10 cm

D, sposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$80 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{24} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_t \geq s_{t,min}$$

$$100 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

$$s_{t,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar 2

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 16 \cdot d_b$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$$

$$s_3 = b_{min}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

b_{min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$d_b \leq 1-1/4" \text{ ó } 32 \text{ mm} \rightarrow d_{b,t} \geq 3/8" \text{ ó } 10 \text{ mm}$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} \leq 255 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{255} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{255} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{457} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{500} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

$$d_{b,t} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \underline{500} \text{ mm}$$

$$\emptyset 3/8" \geq 3/8" \text{ ó } 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$d_b : \underline{\emptyset 5/8"} \text{ mm}$$

$$d_{b,t} : \underline{\emptyset 3/8"} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$27.86 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$27.86 \text{ cm}^2 \leq 100.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_g : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar 2

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\lambda\lambda : \underline{0.028} \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+0.9·CM1+V(+Yexc.+)+V1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{130.16} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{130.16} \text{ kN}$$

([MPa] f_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{238.79} \text{ kN}$$

([MPa] N_u / A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.010}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{17.91} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{500} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{357} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{55.14} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar 2

M_u : Momento mayorado en la sección.
 N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.
 h : Altura de un elemento.
 A_g : Área total de la sección de hormigón.

M_u : 61.01 kN·m
 N_u : 28.57 kN
 h : 500.00 mm
 A_g : 2500.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

$\lambda\lambda$: 0.106 ✓

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x}$: 0.25 kN

$V_{u,y}$: 10.44 kN

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,x}$: 185.90 kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: 98.94 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+Q1(2)+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

V_n : 247.87 kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 247.87 kN

([MPa] N_u/A_g y f')

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 20.60 MPa

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 500 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 370 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : -5.30 kN·m

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

M_u : -0.72 kN·m

Comprobaciones del pilar 2

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$N_u : \underline{29.53} \text{ kN}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$A_g : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{131.92} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{131.92} \text{ kN}$$

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{238.92} \text{ kN}$$

([MPa] N_u / A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.010}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{17.91} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{500} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{357} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{49.32} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{55.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{29.53} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar 2

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

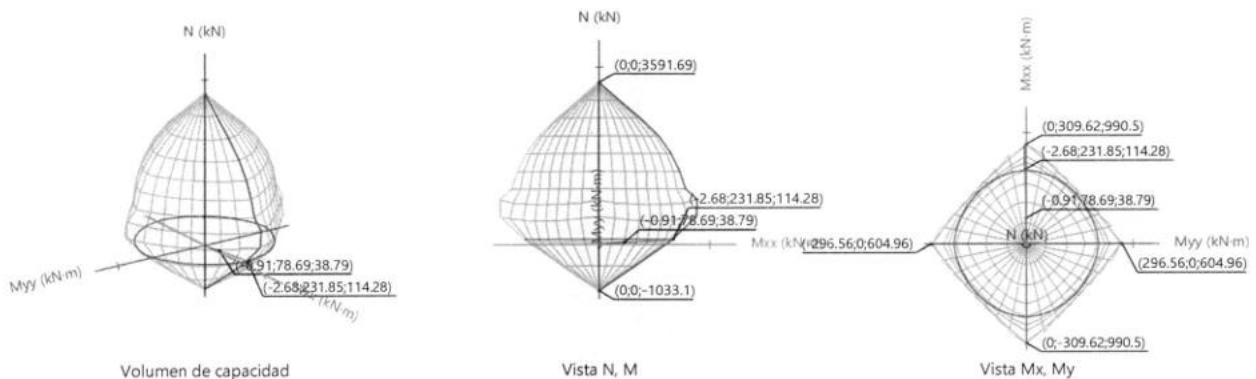
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+1.6·Q1(2)".

Se debe satisfacer:

$$\eta_I = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$\lambda\lambda : 0.339 \checkmark$



Comprobación de resistencia de la sección ($\lambda\lambda_1$)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$P_u : 38.79 \text{ kN}$

$M_{u,x} : 78.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{u,y} : -0.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\phi \cdot P_n : 114.28 \text{ kN}$

$\phi \cdot M_{n,x} : 231.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\phi \cdot M_{n,y} : -2.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Cálculo de la capacidad resistente

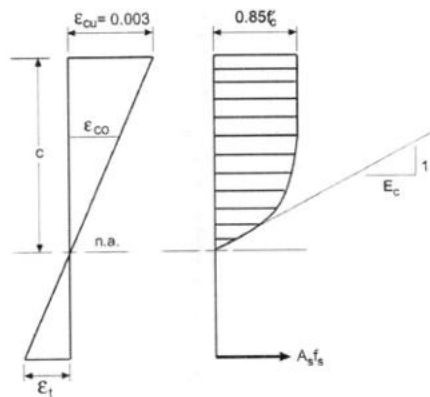
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

Comprobaciones del pilar 2

- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_c : 20.60 MPa

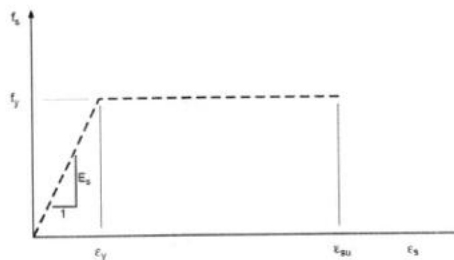
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

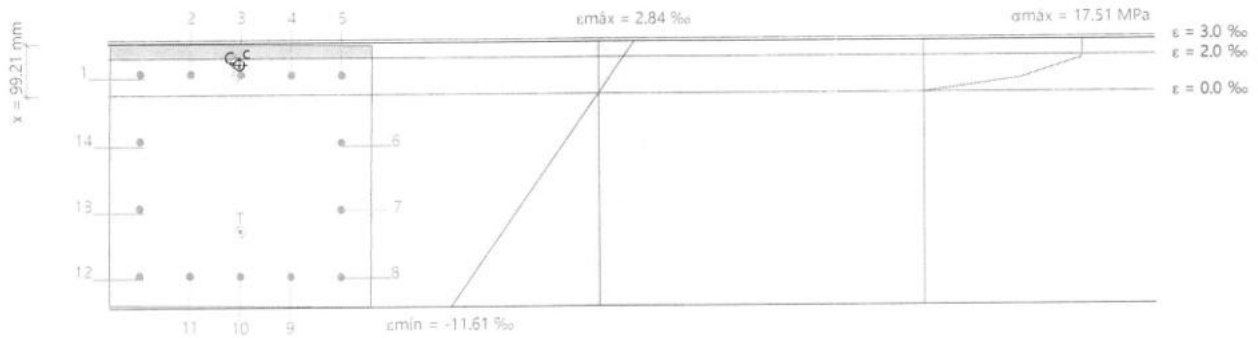


f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Comprobaciones del pilar 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+235.47	+0.001177
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+229.77	+0.001149
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+224.07	+0.001120
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+218.37	+0.001092
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+212.68	+0.001063
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-412.02	-0.002608
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-412.02	-0.006279
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-412.02	-0.009950
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-412.02	-0.009922
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-412.02	-0.009893
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-412.02	-0.009865
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-412.02	-0.009836
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-412.02	-0.006165
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-412.02	-0.002494

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	641.95	-2.94	211.47
C _s	222.95	-4.90	192.54
T	737.93	0.00	-106.97

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$P_n : 126.98 \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : 257.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : -2.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 641.95 \text{ kN}$$

$$C_s : 222.95 \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 2

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_r: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

T: 737.93 kN

e_{cc,x}: -2.94 mm

e_{cc,y}: 211.47 mm

e_{cs,x}: -4.90 mm

e_{cs,y}: 192.54 mm

e_{T,x}: 0.00 mm

e_{T,y}: -106.97 mm

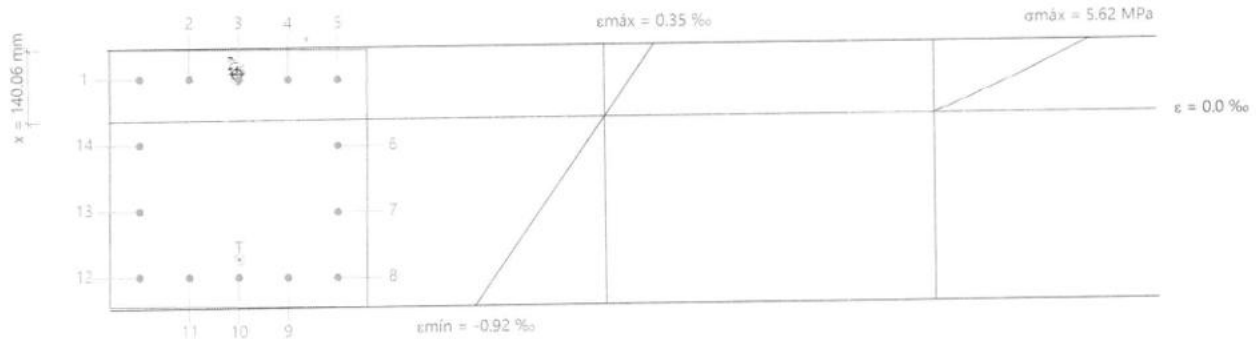
E_{cmax}: 0.0028

E_{smax}: 0.0099

α_{cmax}: 17.51 MPa

α_{smax}: 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+41.26	+0.000206
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+40.77	+0.000204
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+40.29	+0.000201
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+39.80	+0.000199
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+39.32	+0.000197
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-25.24	-0.000126
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-89.79	-0.000449
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-154.35	-0.000772
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-153.86	-0.000769
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-153.38	-0.000767
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-152.90	-0.000764
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-152.41	-0.000762
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-87.86	-0.000439
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-23.30	-0.000116

Comprobaciones del pilar 2

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	196.32	-2.93	203.43
Cs	40.09	-2.31	192.54
T	197.62	1.22	-157.03

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{t,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{t,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 38.79 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 78.69 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : -0.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 196.32 \text{ kN}$$

$$C_s : 40.09 \text{ kN}$$

$$T : 197.62 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -2.93 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 203.43 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -2.31 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 192.54 \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : 1.22 \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : -157.03 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0004$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0008$$

$$\alpha_{cmax} : 5.62 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{smax} : 154.35 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

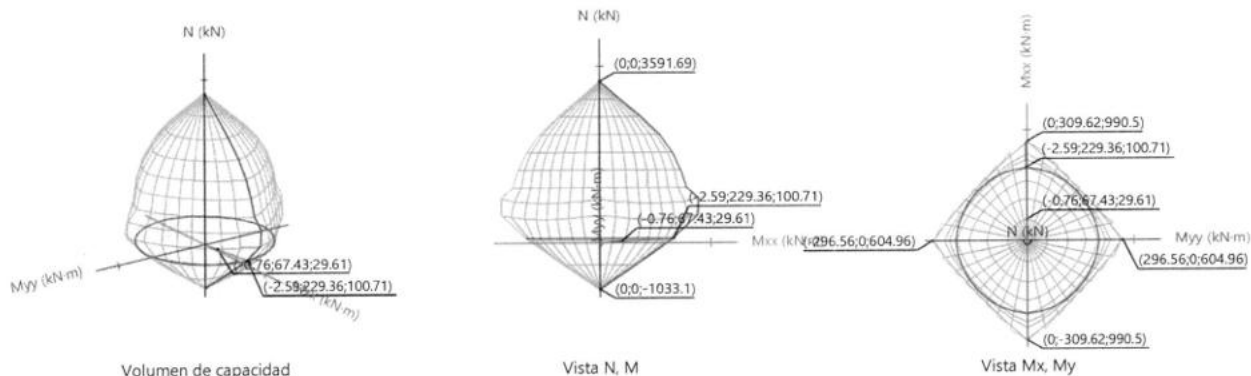
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+Q1(2)+0.3·SX+SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\lambda\lambda : 0.294 \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 2



Comprobación de resistencia de la sección ($\lambda\lambda_1$)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$P_u : 29.61 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 67.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : -0.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot P_n : 100.71 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : 229.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : -2.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

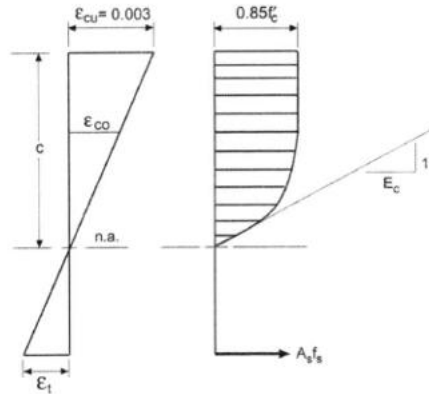
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

Comprobaciones del pilar 2

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

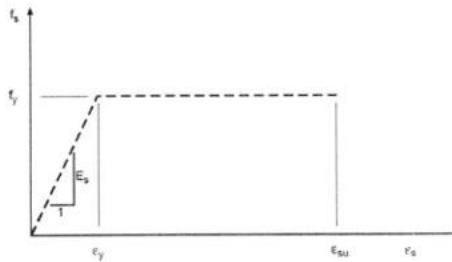


f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_c : 20.60 MPa

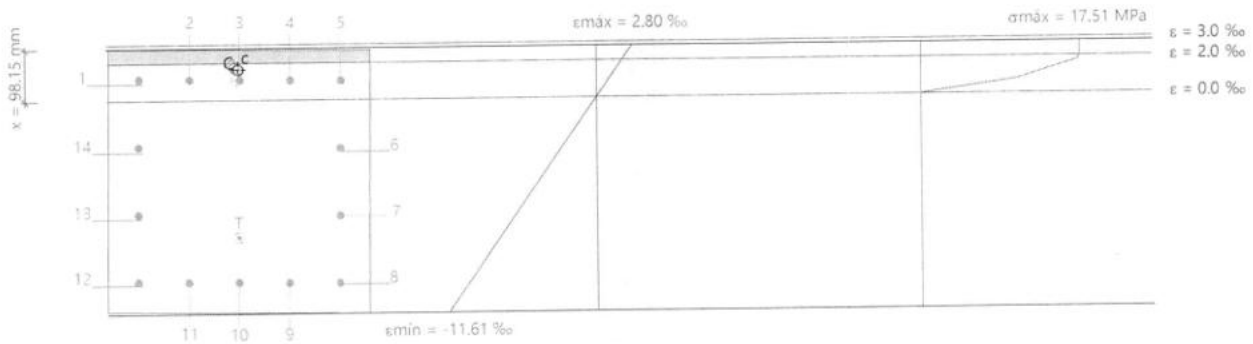
ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : 0.0020

f_y : 412.02 MPa

Comprobaciones del pilar 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+228.94	+0.001145
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+223.46	+0.001117
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+217.97	+0.001090
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+212.48	+0.001062
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+207.00	+0.001035
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-412.02	-0.002627
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-412.02	-0.006288
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-412.02	-0.009950
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-412.02	-0.009923
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-412.02	-0.009895
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-412.02	-0.009868
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-412.02	-0.009840
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-412.02	-0.006179
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-412.02	-0.002517

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	632.95	-2.88	211.95
Cs	216.88	-4.85	192.54
T	737.93	0.00	-106.97

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$P_n : \underline{111.90} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{254.84} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{-2.87} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{632.95} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{216.88} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 2

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

T: 737.93 kN

e_{cc,x}: -2.88 mm

e_{cc,y}: 211.95 mm

e_{cs,x}: -4.85 mm

e_{cs,y}: 192.54 mm

e_{T,x}: 0.00 mm

e_{T,y}: -106.97 mm

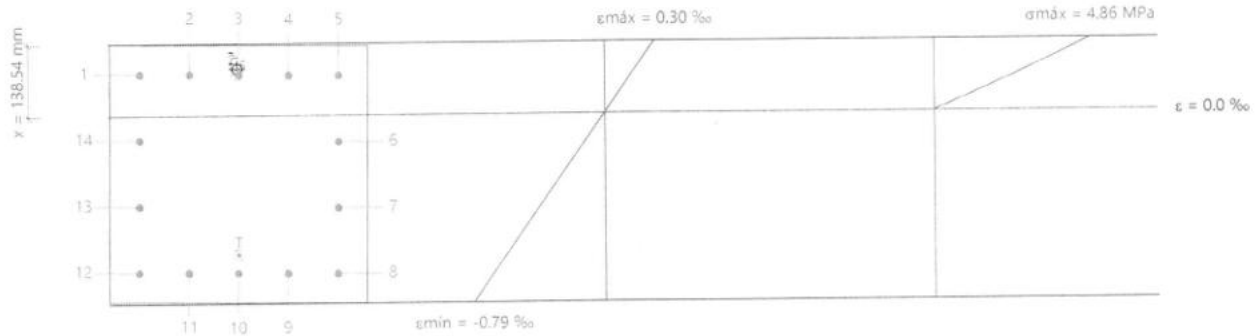
E_{cmax}: 0.0028

E_{smax}: 0.0100

α_{cmax}: 17.51 MPa

α_{smax}: 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+34.86	+0.000174
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+34.46	+0.000172
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+34.06	+0.000170
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+33.65	+0.000168
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+33.25	+0.000166
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-22.32	-0.000112
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-77.90	-0.000389
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-133.47	-0.000667
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-133.07	-0.000665
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-132.67	-0.000663
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-132.26	-0.000661
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-131.86	-0.000659
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-76.29	-0.000381
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-20.71	-0.000104

Comprobaciones del pilar 2

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	166.97	-2.89	204.03
Cs	33.89	-2.28	192.54
T	171.25	1.17	-156.70

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 29.61 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 67.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : -0.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 166.97 \text{ kN}$$

$$C_s : 33.89 \text{ kN}$$

$$T : 171.25 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -2.89 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 204.03 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -2.28 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 192.54 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 1.17 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -156.70 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0003$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0007$$

$$\alpha_{cmax} : 4.86 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{smax} : 133.47 \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm (Artículo C.21.3.5.1).

$$b_1 \geq 250 \text{ mm}$$

$$500 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \checkmark$$

El área del refuerzo longitudinal A_{st} , no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$$A_{st} \geq A_{st,min}$$

$$2786.00 \text{ mm}^2 \geq 2500.00 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

$$A_{st,min} = 0.01 \cdot A_g$$

$$A_{st,min} : 2500.00 \text{ mm}^2$$

Siendo:

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

$$A_g : 250000.00 \text{ mm}^2$$

El área del refuerzo longitudinal A_{st} , no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$$A_{st} \leq A_{st,max}$$

$$2786.00 \text{ mm}^2 \leq 10000.00 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

$$A_{st,max} = 0.04 \cdot A_g$$

$$A_{st,max} : 10000.00 \text{ mm}^2$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 2

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

$$A_g : 250000.00 \text{ mm}^2$$

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento como mínimo de diámetro N° 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.5.8).

$$d_b \geq 9,5 \text{ mm}$$

$$9.5 \text{ mm} \zeta 9.5 \text{ mm} \checkmark$$

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos h_x , no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.3.5.8).

$$h_x \leq 350 \text{ mm}$$

$$205 \text{ mm} \} 350 \text{ mm} \checkmark$$

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} , no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo C.21.3.5.7).

En el eje X:

$$A_{sh} \geq A_{sh,min}$$

$$285.02 \text{ mm}^2 \zeta 175.23 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde: $A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1 y A_2 .

$$A_{sh,min} : 175.23 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_1 : 175.23$$

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_2 : 125.99$$

Siendo:

s : Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal.

$$s : 100 \text{ mm}$$

b_c : Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal.

$$b_c : 420 \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : 20.60 \text{ MPa}$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : 412.02 \text{ MPa}$$

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

$$A_g : 250000.00 \text{ mm}^2$$

A_{ch} : Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$A_{ch} : 176400.00 \text{ mm}^2$$

En el eje Y:

$$A_{sh} \geq A_{sh,min}$$

$$213.77 \text{ mm}^2 \zeta 175.23 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde: $A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1 y A_2 .

$$A_{sh,min} : 175.23 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_1 : 175.23$$

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_2 : 125.99$$

Siendo:

s : Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal.

$$s : 100 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar 2

b_c : Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

A_{ch} : Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$b_c : \underline{420} \text{ mm}$$

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$A_g : \underline{250000.00} \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} : \underline{176400.00} \text{ mm}^2$$

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.5.6).

$$s_0 \leq s_{max}$$

$$100 \text{ mm } \} \text{ 127 mm } \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 , y s_4 .

$$s_1 = 8 \cdot \phi_{min}$$

$$s_2 = 16 \cdot \phi_t$$

$$s_3 = \frac{c_1}{3}$$

$$s_4 = 150 \text{ mm}$$

$$s_{max} : \underline{127} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{127} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{152} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{167} \text{ mm}$$

$$s_4 : \underline{150} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas.

ϕ_t : Diámetro de la barra del estribo.

c_1 : Menor dimensión de la sección transversal de la columna.

$$\phi_{min} : \underline{15.9} \text{ mm}$$

$$\phi_t : \underline{9.5} \text{ mm}$$

$$c_1 : \underline{500} \text{ mm}$$

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

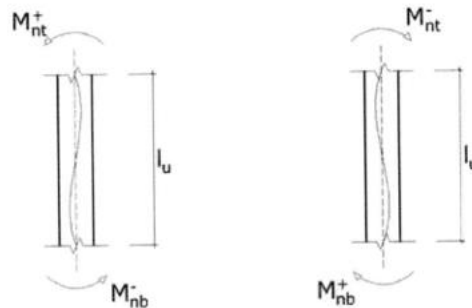
En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de columnas que resisten efectos sísmicos, E , no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.2):

(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la columna en cada extremo restringido de la longitud libre. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión.

Comprobaciones del pilar 2



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_e$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

$$\phi : 0.75$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_e : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1} , V_{e2} .

$$V_{e1} = \frac{M_{nt}^- + M_{nb}^+}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{nt}^+ + M_{nb}^-}{l_u}$$

Siendo:

l_u : Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

M_n : Momentos nominales del elemento en cada extremo.

	l_u (m)	$M_{nb}^+ (t \cdot m)$	$M_{nb}^- (t \cdot m)$	$M_{nt}^+ (t \cdot m)$	$M_{nt}^- (t \cdot m)$	$V (t)$	$V_{e1} (t)$	$V_{e2} (t)$	$\phi \cdot V_n (t)$	
Cortante en el eje X	0.60	21.72	21.72	21.64	21.64	72.27	72.27	72.27	52.20	X
Cortante en el eje Y	0.60	22.09	22.09	22.00	22.00	73.48	73.48	73.48	33.98	X *

(*): pésimo

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0 .

$$\phi \cdot V_n \geq V_E$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

$$\phi : 0.75$$

Ω_0 : Factor de sobrerresistencia.

$$\Omega_0 : 3.0$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

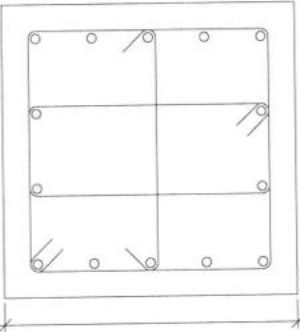
V_E : El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0 .

	$V_E (t)$	$\phi \cdot V_n (t)$	
Cortante en el eje X	0.09	51.99	✓
Cortante en el eje Y	0.27	34.28	✓ *

(*): pésimo

Comprobaciones del pilar 2

2. LOSA 2 (-1.1 - 0 M)

Datos de la columna	
	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : -1.100/0.000 m
	Altura libre : 0.70 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : $f'c=210$
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 0.70 m
	Plano ZY : 0.70 m
	Armadura longitudinal
	Armadura transversal
	Esquina : 4Ø5/8"
	Estribos : 1eØ3/8"+1eØ3/8"+Y1rØ3/8"
	Cara X : 6Ø5/8"
	Separación : 10 cm
	Cara Y : 4Ø5/8"
	Cuantía : 1.11 %

D. sposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$80 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$



Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$s_{l,min} : 40 \text{ mm}$$

$$s_1 : 24 \text{ mm}$$

$$s_2 : 40 \text{ mm}$$

$$s_3 : 20 \text{ mm}$$

$$d_b : 15.9 \text{ mm}$$

$$d_{ag} : 15 \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_t \geq s_{t,min}$$

$$100 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$



Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

$$s_{t,min} : 40 \text{ mm}$$

$$s_1 : 14 \text{ mm}$$

$$s_2 : 40 \text{ mm}$$

$$s_3 : 20 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar 2

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 16 \cdot d_b$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$$

$$s_3 = b_{min}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

b_{min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$d_b \leq 1-1/4" \text{ ó } 32 \text{ mm} \rightarrow d_{b,t} \geq 3/8" \text{ ó } 10 \text{ mm}$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} \leq 255 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{255} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{255} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{457} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{500} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

$$d_{b,t} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \underline{500} \text{ mm}$$

$$\emptyset 3/8" \geq 3/8" \text{ ó } 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$d_b : \underline{\emptyset 5/8"} \text{ mm}$$

$$d_{b,t} : \underline{\emptyset 3/8"} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$27.86 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$27.86 \text{ cm}^2 \leq 100.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_g : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar 2

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$\lambda\lambda : \underline{0.239} \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{1.06} \text{ kN}$$

$$V_{u,y} : \underline{24.03} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{189.22} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{100.71} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+1.6·Q1(2)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{252.29} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{252.29} \text{ kN}$$

([MPa] N_u/A_g y f)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{500} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{370} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{-8.88} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-3.67} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{61.61} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

Comprobaciones del pilar 2

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{134.28} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{134.28} \text{ kN}$$

([MPa] f_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{243.18} \text{ kN}$$

([MPa] N_u / A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.010}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{17.91} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{500} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{357} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{55.95} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{68.60} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{61.61} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$\lambda\lambda : \underline{0.309}$$



Donde:

Comprobaciones del pilar 2

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : 0.66 \text{ kN}$$

$\{ \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u,y} : 31.67 \text{ kN}$$

$$\{ \cdot V_{n,x} : 188.27 \text{ kN}$$

$$\{ \cdot V_{n,y} : 102.62 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+Q1(2)+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : 251.03 \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : 251.03 \text{ kN}$$

([MPa] N_u/A_g y f')

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : 20.60 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : 500 \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 370 \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : -7.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : -3.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : 52.43 \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : 2500.00 \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : 136.83 \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : 136.83 \text{ kN}$$

([MPa] f')

Comprobaciones del pilar 2

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : 241.97 \text{ kN}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : 20.60 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : 0.010$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : 17.91 \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : 500 \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 357 \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : 47.71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : 58.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : 52.43 \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : 2500.00 \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

(NSR-10, Título C, Artículo 10)

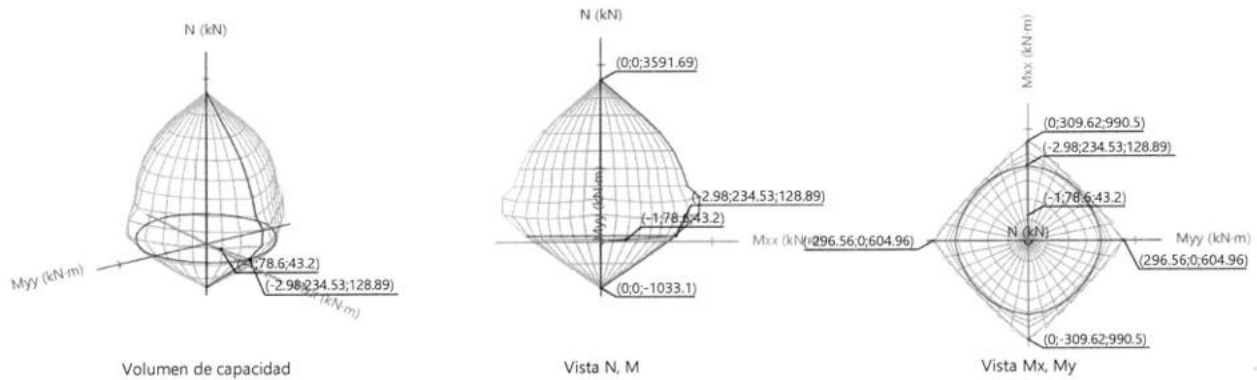
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+1.6·Q1(2)".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\lambda\lambda : 0.335 \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 2



Comprobación de resistencia de la sección (λ_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$P_u : 43.20 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 78.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u,y} : -1.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot P_n : 128.89 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : 234.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : -2.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

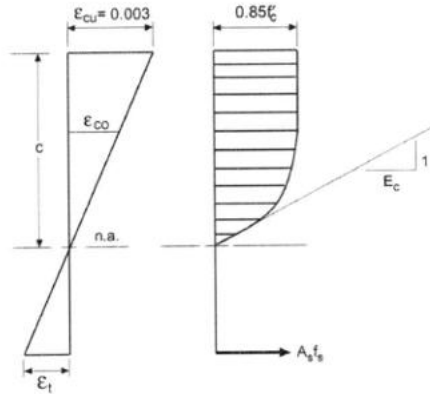
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

Comprobaciones del pilar 2

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

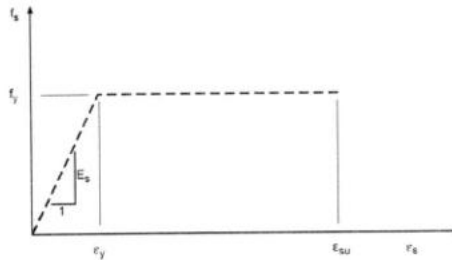


f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f'_c : 20.60 MPa

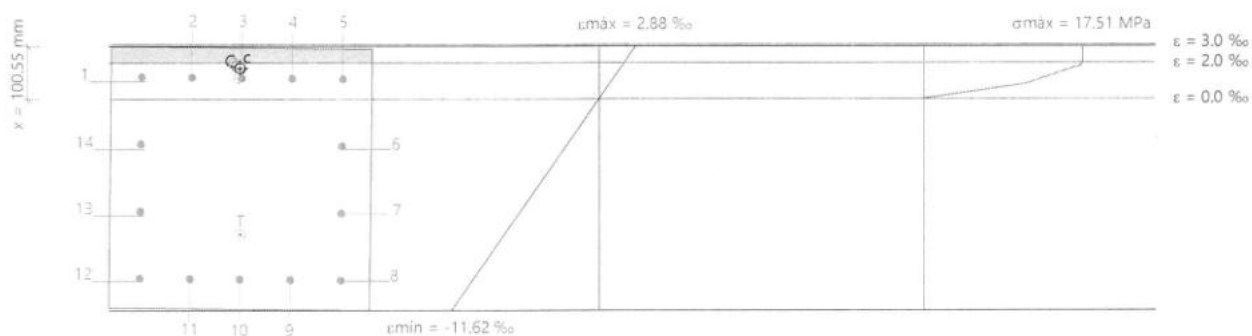
ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : 0.0020

f_y : 412.02 MPa

Comprobaciones del pilar 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+243.33	+0.001217
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+236.99	+0.001185
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+230.64	+0.001153
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+224.29	+0.001121
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+217.95	+0.001090
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-412.02	-0.002590
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-412.02	-0.006270
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-412.02	-0.009950
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-412.02	-0.009918
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-412.02	-0.009887
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-412.02	-0.009855
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-412.02	-0.009823
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-412.02	-0.006143
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-412.02	-0.002463

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	651.65	-3.22	210.95
Cs	229.49	-5.30	192.54
T	737.93	0.00	-106.97

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$P_n : 143.21 \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : 260.58 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : -3.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 651.65 \text{ kN}$$

$$C_s : 229.49 \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 2

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

T: 737.93 kN

e_{cc,x}: -3.22 mm

e_{cc,y}: 210.95 mm

e_{cs,x}: -5.30 mm

e_{cs,y}: 192.54 mm

e_{t,x}: 0.00 mm

e_{t,y}: -106.97 mm

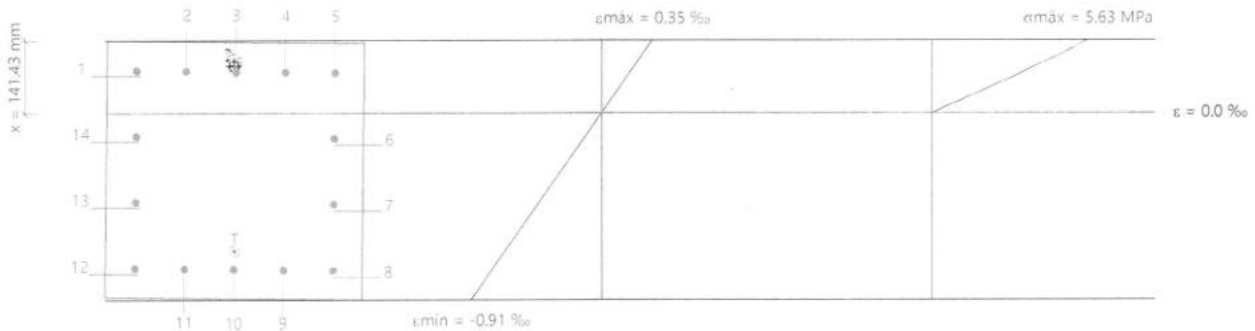
E_{cmax}: 0.0029

E_{smax}: 0.0100

α_{cmax}: 17.51 MPa

α_{smax}: 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+41.57	+0.000208
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+41.04	+0.000205
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+40.51	+0.000203
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+39.98	+0.000200
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+39.45	+0.000197
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-24.57	-0.000123
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-88.58	-0.000443
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-152.60	-0.000763
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-152.07	-0.000760
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-151.54	-0.000758
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-151.01	-0.000755
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-150.48	-0.000752
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-86.47	-0.000432
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-22.45	-0.000112

Comprobaciones del pilar 2

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	197.87	-3.21	203.05
Cs	40.31	-2.51	192.54
T	194.97	1.35	-157.29

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 43.20 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 78.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : -1.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 197.87 \text{ kN}$$

$$C_s : 40.31 \text{ kN}$$

$$T : 194.97 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -3.21 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 203.05 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -2.51 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 192.54 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 1.35 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -157.29 \text{ mm}$$

$$E_{cmax} : 0.0004$$

$$E_{smax} : 0.0008$$

$$\alpha_{cmax} : 5.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{smax} : 152.60 \text{ MPa}$$

E: tado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

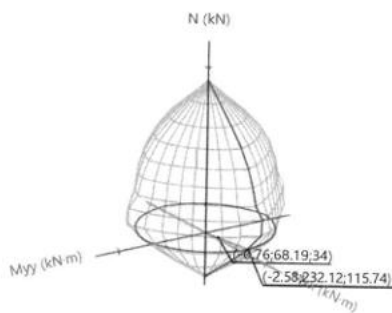
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+Q1(2)+0.3·SX+SY".

Se debe satisfacer:

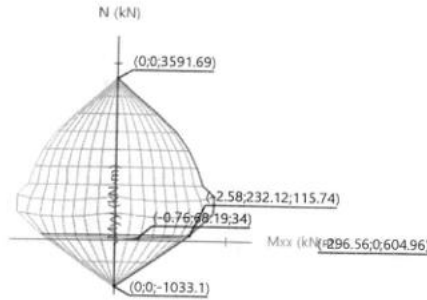
$$\eta_I = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\lambda\lambda : 0.294 \checkmark$$

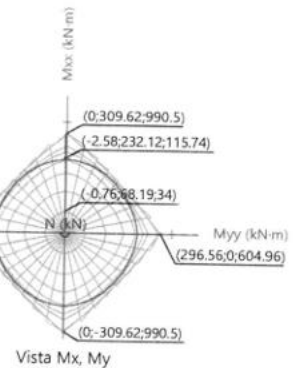
Comprobaciones del pilar 2



Volumen de capacidad



Vista N, M



Comprobación de resistencia de la sección ($\lambda\lambda_1$)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$P_u : 34.00 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 68.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : -0.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot P_n : 115.74 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : 232.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : -2.58 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

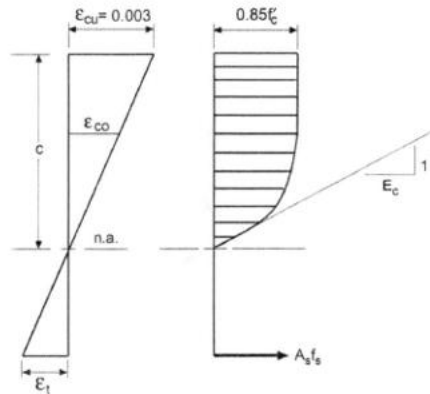
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

Comprobaciones del pilar 2

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

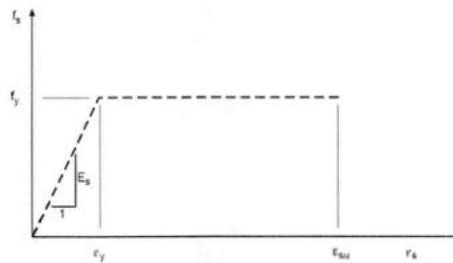
ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

f_c : 20.60 MPa

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : 0.0020

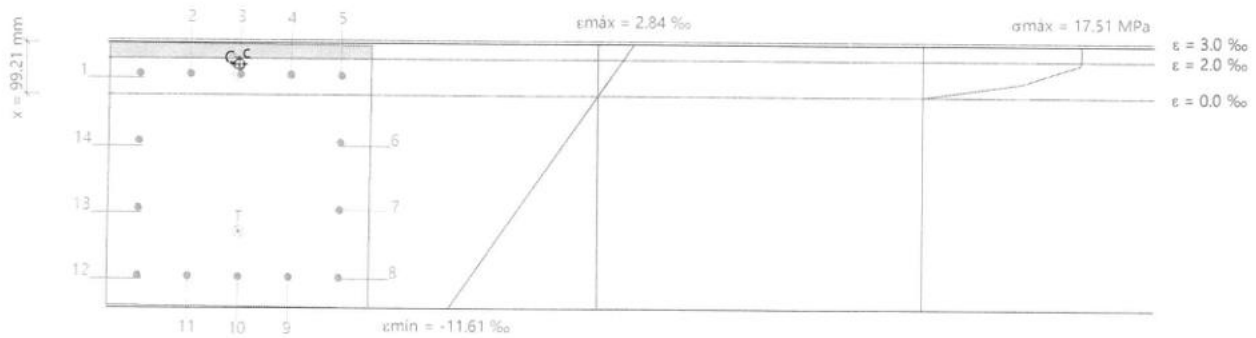


f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Comprobaciones del pilar 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	�5/8"	-192.54	192.54	+235.70	+0.001178
2	�5/8"	-96.27	192.54	+230.22	+0.001151
3	�5/8"	0.00	192.54	+224.74	+0.001124
4	�5/8"	96.27	192.54	+219.27	+0.001096
5	�5/8"	192.54	192.54	+213.79	+0.001069
6	�5/8"	192.54	64.18	-412.02	-0.002604
7	�5/8"	192.54	-64.18	-412.02	-0.006277
8	�5/8"	192.54	-192.54	-412.02	-0.009950
9	�5/8"	96.27	-192.54	-412.02	-0.009923
10	�5/8"	0.00	-192.54	-412.02	-0.009895
11	�5/8"	-96.27	-192.54	-412.02	-0.009868
12	�5/8"	-192.54	-192.54	-412.02	-0.009840
13	�5/8"	-192.54	-64.18	-412.02	-0.006168
14	�5/8"	-192.54	64.18	-412.02	-0.002495

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	642.91	-2.82	211.42
Cs	223.62	-4.69	192.54
T	737.93	0.00	-106.97

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$P_n : 128.60 \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : 257.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : -2.86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 642.91 \text{ kN}$$

$$C_s : 223.62 \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 2

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

T: 737.93 kN

e_{cc,x}: -2.82 mm

e_{cc,y}: 211.42 mm

e_{cs,x}: -4.69 mm

e_{cs,y}: 192.54 mm

e_{t,x}: 0.00 mm

e_{t,y}: -106.97 mm

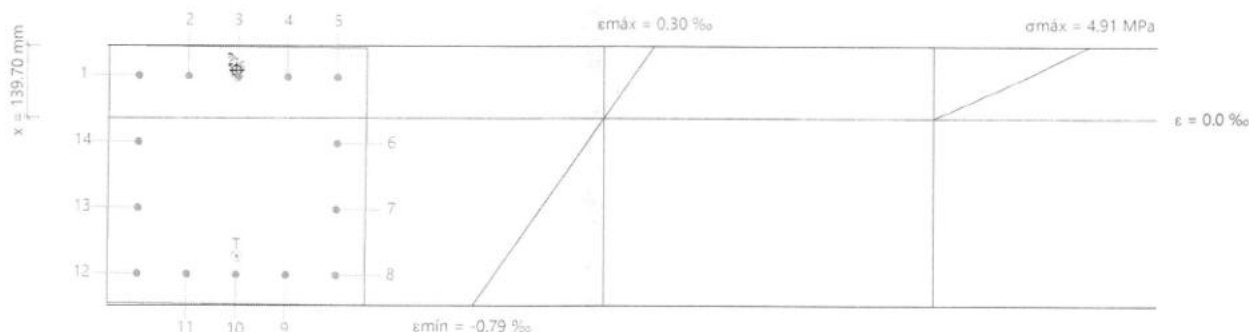
E_{cmax}: 0.0028

E_{smax}: 0.0099

α_{cmax}: 17.51 MPa

α_{smax}: 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+35.50	+0.000177
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+35.10	+0.000175
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+34.70	+0.000173
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+34.30	+0.000172
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+33.90	+0.000170
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-21.88	-0.000109
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-77.67	-0.000388
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-133.45	-0.000667
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-133.05	-0.000665
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-132.65	-0.000663
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-132.25	-0.000661
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-131.85	-0.000659
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-76.07	-0.000380
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-20.28	-0.000101

Comprobaciones del pilar 2

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	170.44	-2.82	203.62
Cs	34.53	-2.22	192.54
T	170.97	1.16	-156.97

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 34.00 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 68.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : -0.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 170.44 \text{ kN}$$

$$C_s : 34.53 \text{ kN}$$

$$T : 170.97 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -2.82 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 203.62 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -2.22 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 192.54 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 1.16 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -156.97 \text{ mm}$$

$$E_{cmax} : 0.0003$$

$$E_{smax} : 0.0007$$

$$\alpha_{cmax} : 4.91 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{smax} : 133.45 \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm (Artículo C.21.3.5.1).

$$b_1 \geq 250 \text{ mm}$$

$$500 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \checkmark$$

El área del refuerzo longitudinal A_{st} , no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$$A_{st} \geq A_{st,min}$$

$$2786.00 \text{ mm}^2 \geq 2500.00 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

$$A_{st,min} = 0.01 \cdot A_g$$

$$A_{st,min} : 2500.00 \text{ mm}^2$$

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto.

$$A_g : 250000.00 \text{ mm}^2$$

El área del refuerzo longitudinal A_{st} , no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$$A_{st} \leq A_{st,max}$$

$$2786.00 \text{ mm}^2 \leq 10000.00 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

$$A_{st,max} = 0.04 \cdot A_g$$

$$A_{st,max} : 10000.00 \text{ mm}^2$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 2

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

A_g : 250000.00 mm²

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento como mínimo de diámetro N° 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.5.8).

$d_b \geq 9,5$ mm

9.5 mm ζ 9.5 mm ✓

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos h_x , no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.3.5.8).

$h_x \leq 350$ mm

205 mm ζ 350 mm ✓

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} , no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo C.21.3.5.7).

En el eje X:

$$A_{sh} \geq A_{sh,min}$$

285.02 mm² ζ 175.23 mm² ✓

Donde: $A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1 y A_2 .

$A_{sh,min}$: 175.23 mm²

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

A_1 : 175.23

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

A_2 : 125.99

Siendo:

s : Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal.

s : 100 mm

b_c : Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal.

b_c : 420 mm

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 20.60 MPa

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{yt} : 412.02 MPa

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

A_g : 250000.00 mm²

A_{ch} : Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

A_{ch} : 176400.00 mm²

En el eje Y:

$$A_{sh} \geq A_{sh,min}$$

213.77 mm² ζ 175.23 mm² ✓

Donde: $A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1 y A_2 .

$A_{sh,min}$: 175.23 mm²

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

A_1 : 175.23

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

A_2 : 125.99

Siendo:

s : Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal.

s : 100 mm

Comprobaciones del pilar 2

b_c : Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

A_{ch} : Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$b_c : \underline{420} \text{ mm } f'$$

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$A_g : \underline{250000.00} \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} : \underline{176400.00} \text{ mm}^2$$

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.5.6).

$$s_0 \leq s_{max}$$

$$100 \text{ mm } \} 127 \text{ mm } \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 , y s_4 .

$$s_{max} : \underline{127} \text{ mm}$$

$$s_1 = 8 \cdot \phi_{min}$$

$$s_1 : \underline{127} \text{ mm}$$

$$s_2 = 16 \cdot \phi_t$$

$$s_2 : \underline{152} \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{c_1}{3}$$

$$s_3 : \underline{167} \text{ mm}$$

$$s_4 = 150 \text{ mm}$$

$$s_4 : \underline{150} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas.

$$\phi_{min} : \underline{15.9} \text{ mm}$$

ϕ_t : Diámetro de la barra del estribo.

$$\phi_t : \underline{9.5} \text{ mm}$$

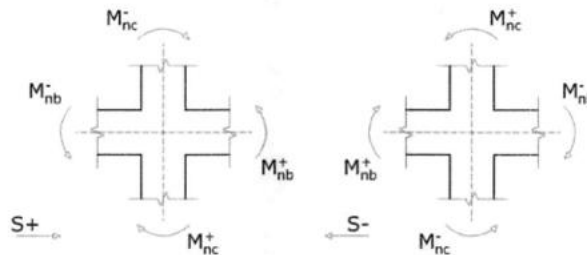
c_1 : Menor dimensión de la sección transversal de la columna.

$$c_1 : \underline{500} \text{ mm}$$

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 21.3.6.2):

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 2.80 \text{ t}$.



$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \cdot \sum M_{nb}$$

$$43.18 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 20.16 \text{ t}\cdot\text{m} \checkmark$$

Donde:

ΔM_{nc} : Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas.

ΔM_{nb} : Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-

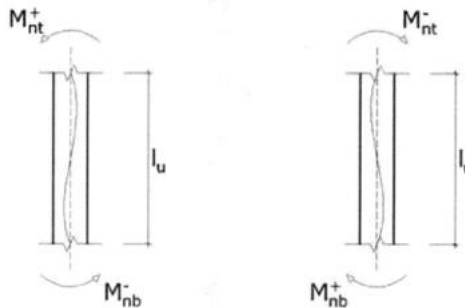
Comprobaciones del pilar 2

$\Sigma M_{nc} (t \cdot m)$	43.18	43.18	43.92	43.92
$\Sigma M_{nb} (t \cdot m)$	16.80	16.80	2.11	2.11
(*): pésimo	✓	✓ *	✓	✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.2):

(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la columna en cada extremo restringido de la longitud libre. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_e$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

$$\phi: 0.75$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_e : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1} , V_{e2} .

$$V_{e1} = \frac{M_{nt}^- + M_{nb}^+}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{nt}^+ + M_{nb}^-}{l_u}$$

Siendo:

l_u : Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

M_n : Momentos nominales del elemento en cada extremo.

	$l_u (m)$	$M_{nb}^+ (t \cdot m)$	$M_{nb}^- (t \cdot m)$	$M_{nt}^+ (t \cdot m)$	$M_{nt}^- (t \cdot m)$	$V_{e1} (t)$	$V_{e2} (t)$	$V_e (t)$	$\phi \cdot V_n (t)$	
Cortante en el eje X	0.70	22.18	22.18	22.08	22.08	63.23	63.23	63.23	52.44	X
Cortante en el eje Y	0.70	22.57	22.57	22.47	22.47	64.34	64.34	64.34	34.43	X *

(*): pésimo

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0 .

$$\phi \cdot V_n \geq V_E$$

Comprobaciones del pilar 2

Donde:

λ : Factor de reducción de resistencia.

λ : 0.75

ϕ : Factor de sobrerresistencia.

ϕ : 3.0

V_n : Resistencia nominal a cortante.

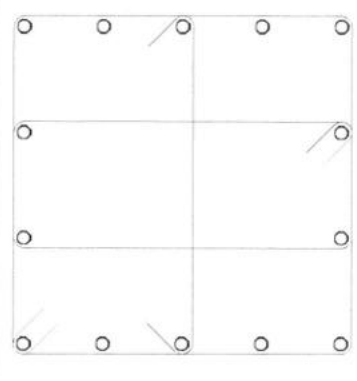
V_E : El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0 .

	$V_E(t)$	$\phi \cdot V_n(t)$	
Cortante en el eje X	0.19	52.44	✓
Cortante en el eje Y	2.83	34.43	✓ *

(*): pésimo

Comprobaciones del pilar 2

3. NIVEL -1.50

Datos de la columna	
	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : -1.425/-1.100 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : f'c=210
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)
	Longitud de pandeo
Armadura longitudinal	Plano ZX : 0.70 m
	Plano ZY : 0.70 m
	Armadura transversal
	Esquina : 4Ø5/8"
	Estribos : 1eØ3/8"+1eØ3/8"+Y1rØ3/8"
Cuantía : 1.11 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+1.6·Q1(2).

Se debe satisfacer:

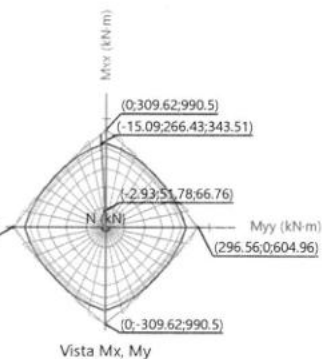
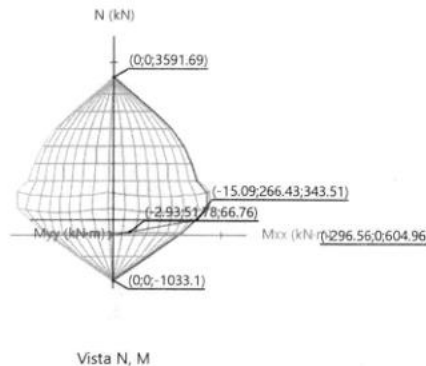
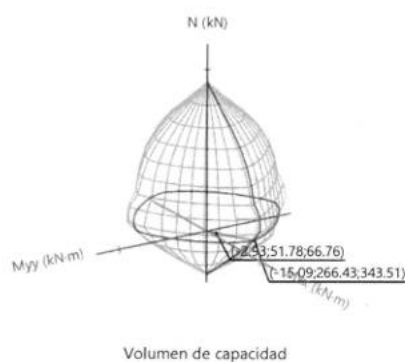
$$\eta_i = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2} \leq 1$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

$$\lambda\lambda : \underline{0.194} \quad \checkmark$$

$$66.76 \text{ kN} \leq 2669.95 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 2



Comprobación de resistencia de la sección ($\lambda_{1.1}$)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$P_u : 66.76 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 51.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : -2.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot P_n : 343.51 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : 266.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : -15.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$4.8 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

$$kl_u : 0.700 \text{ m}$$

$$r : 14.43 \text{ cm}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$4.8 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

$$kl_u : 0.700 \text{ m}$$

$$r : 14.43 \text{ cm}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

Comprobaciones del pilar 2

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$\phi \cdot P_{n,max} : \underline{2669.95 \text{ kN}}$$

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{20.60 \text{ MPa}}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02 \text{ MPa}}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{2500.00 \text{ cm}^2}$$

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

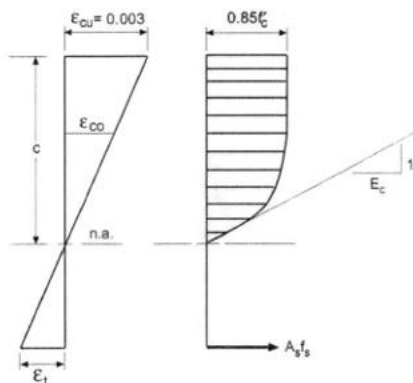
$$A_{st} : \underline{27.86 \text{ cm}^2}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar 2

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_c : 20.60 MPa

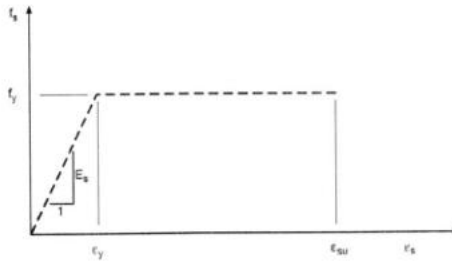
E_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

E_{cu} : 0.0030

E_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

E_{co} : 0.0020

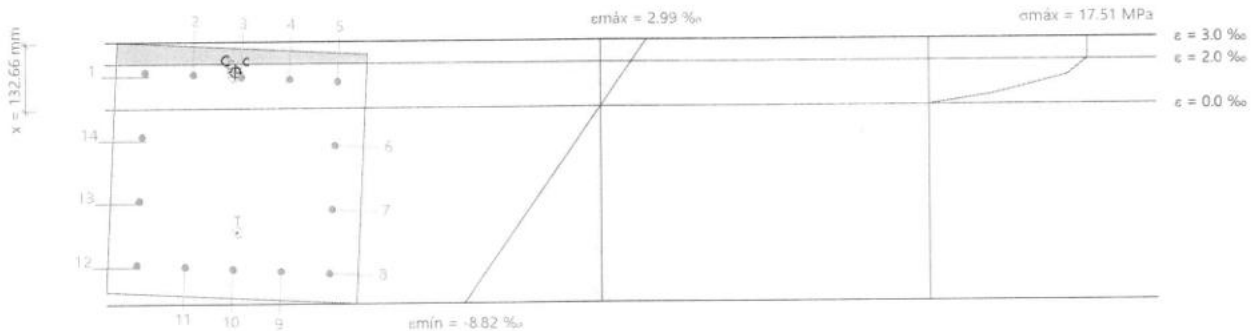
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+325.71	+0.001628
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+303.83	+0.001519
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+281.94	+0.001410
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+260.06	+0.001300
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+238.18	+0.001191
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-338.82	-0.001694
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-412.02	-0.004579
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-412.02	-0.007463
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-412.02	-0.007354
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-412.02	-0.007244

Comprobaciones del pilar 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-412.02	-0.007135
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-412.02	-0.007026
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-412.02	-0.004141
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-251.29	-0.001256

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	792.52	-11.64	202.02
Cs	280.53	-14.94	192.54
T	691.38	4.85	-118.49

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_n : 381.68 \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : 296.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : -16.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 792.52 \text{ kN}$$

$$C_s : 280.53 \text{ kN}$$

$$T : 691.38 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -11.64 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 202.02 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -14.94 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 192.54 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 4.85 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -118.49 \text{ mm}$$

$$E_{cmax} : 0.0030$$

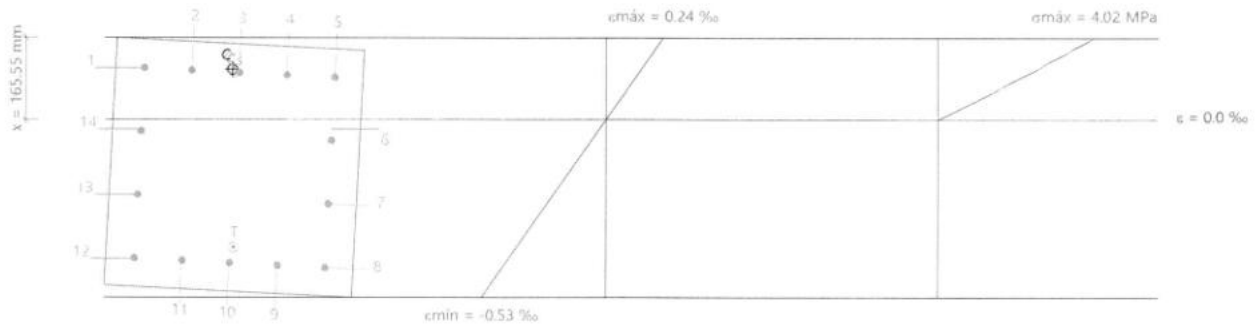
$$E_{smax} : 0.0075$$

$$\alpha_{cmax} : 17.51 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{smax} : 412.02 \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+31.15	+0.000156
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+29.72	+0.000149
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+28.30	+0.000141
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+26.87	+0.000134
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+25.45	+0.000127
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-12.48	-0.000062
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-50.40	-0.000252
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-88.32	-0.000442
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-86.90	-0.000434
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-85.47	-0.000427
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-84.05	-0.000420
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-82.62	-0.000413
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-44.70	-0.000223
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-6.78	-0.000034

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	146.41	-13.32	198.19
Cs	28.15	-9.69	192.54
T	107.80	6.58	-160.88

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$P_u : 66.76 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 51.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : -2.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 146.41 \text{ kN}$$

$$C_s : 28.15 \text{ kN}$$

$$T : 107.80 \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 2

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$e_{cc,x} : \underline{-13.32} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{198.19} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-9.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{192.54} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{6.58} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{-160.88} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0002}$$

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0004}$$

$$\alpha_{cmax} : \underline{4.02} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{smax} : \underline{88.32} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.2 \cdot CM1 + Q1(2) + 0.3 \cdot SX + SY$.

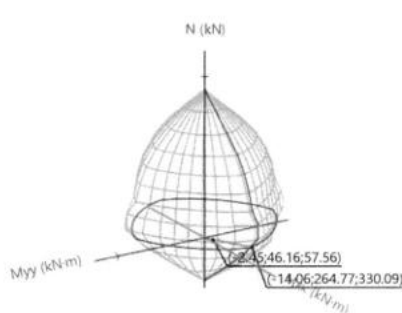
Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

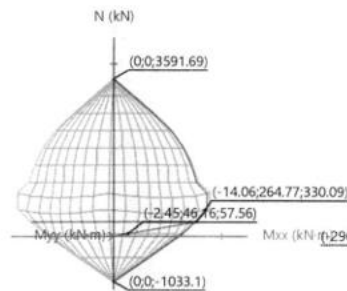
$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

$$\lambda\lambda : \underline{0.174} \checkmark$$

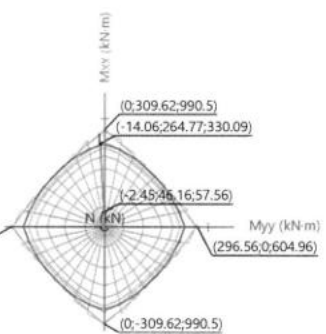
$$57.56 \text{ kN} \leq 2669.95 \text{ kN} \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección ($\lambda\lambda_1$)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\lambda \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$P_u : \underline{57.56} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{46.16} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{-2.45} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda \cdot P_n : \underline{330.09} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 2

$\{ \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} \{ \cdot M_{n,x} &: \underline{264.77} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \{ \cdot M_{n,y} &: \underline{-14.06} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$4.8 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

$$kl_u : \underline{0.700} \text{ m}$$

$$r : \underline{14.43} \text{ cm}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$4.8 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

$$kl_u : \underline{0.700} \text{ m}$$

$$r : \underline{14.43} \text{ cm}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$\{ \cdot P_{n,max} : \underline{2669.95} \text{ kN}$$

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$A_g : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A_{st} : \underline{27.86} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

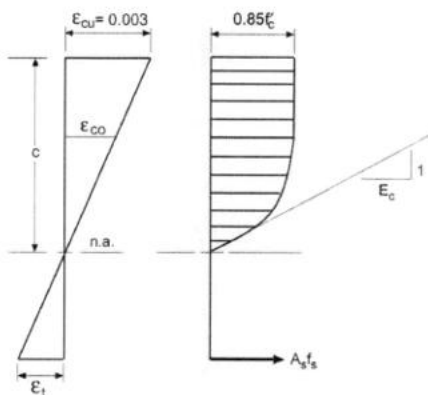
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .

Comprobaciones del pilar 2

- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_c : 20.60 MPa

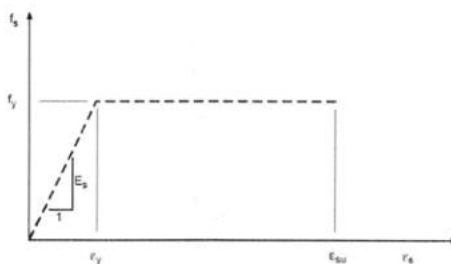
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

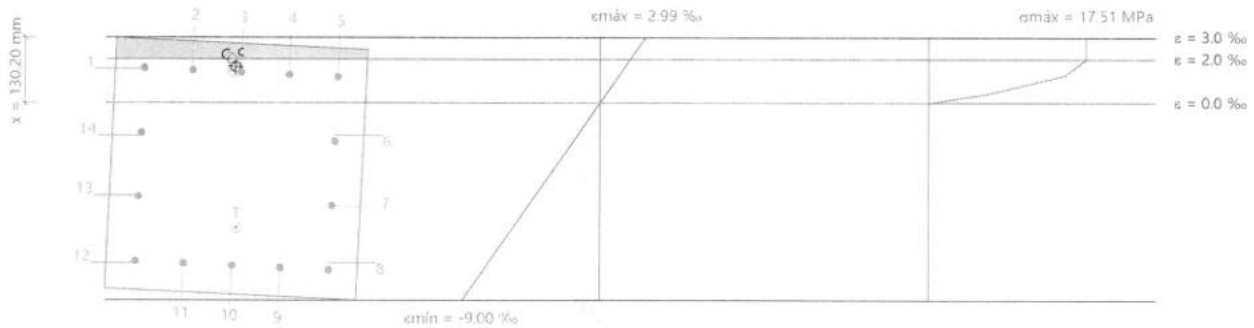


f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Comprobaciones del pilar 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+321.57	+0.001608
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+300.98	+0.001505
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+280.39	+0.001402
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+259.79	+0.001299
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+239.20	+0.001196
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-348.77	-0.001744
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-412.02	-0.004683
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-412.02	-0.007623
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-412.02	-0.007520
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-412.02	-0.007417
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-412.02	-0.007314
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-412.02	-0.007211
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-412.02	-0.004271
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-266.40	-0.001332

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	784.15	-10.86	202.60
Cs	278.98	-14.14	192.54
T	696.36	4.53	-117.18

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$P_n : \underline{366.77 \text{ kN}}$$

$$M_{n,x} : \underline{294.18 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{n,y} : \underline{-15.62 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$C_c : \underline{784.15 \text{ kN}}$$

$$C_s : \underline{278.98 \text{ kN}}$$

Comprobaciones del pilar 2

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

T : 696.36 kN

$e_{cc,x}$: -10.86 mm

$e_{cc,y}$: 202.60 mm

$e_{cs,x}$: -14.14 mm

$e_{cs,y}$: 192.54 mm

$e_{T,x}$: 4.53 mm

$e_{T,y}$: -117.18 mm

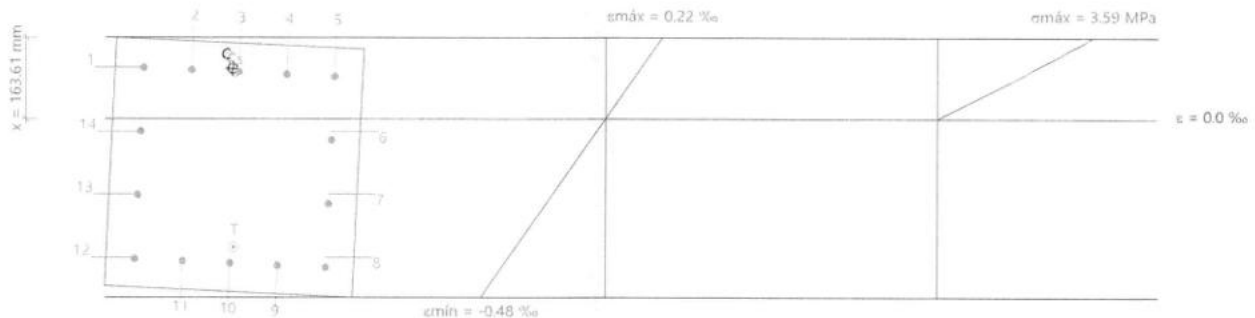
ϵ_{cmax} : 0.0030

ϵ_{smax} : 0.0076

α_{cmax} : 17.51 MPa

α_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	Ø5/8"	-192.54	192.54	+27.43	+0.000137
2	Ø5/8"	-96.27	192.54	+26.24	+0.000131
3	Ø5/8"	0.00	192.54	+25.05	+0.000125
4	Ø5/8"	96.27	192.54	+23.85	+0.000119
5	Ø5/8"	192.54	192.54	+22.66	+0.000113
6	Ø5/8"	192.54	64.18	-11.31	-0.000057
7	Ø5/8"	192.54	-64.18	-45.28	-0.000226
8	Ø5/8"	192.54	-192.54	-79.25	-0.000396
9	Ø5/8"	96.27	-192.54	-78.05	-0.000390
10	Ø5/8"	0.00	-192.54	-76.86	-0.000384
11	Ø5/8"	-96.27	-192.54	-75.67	-0.000378
12	Ø5/8"	-192.54	-192.54	-74.48	-0.000372
13	Ø5/8"	-192.54	-64.18	-40.51	-0.000203
14	Ø5/8"	-192.54	64.18	-6.54	-0.000033

Comprobaciones del pilar 2

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	129.74	-12.56	198.66
Cs	24.92	-9.16	192.54
T	97.10	6.11	-160.58

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : 57.56 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : 46.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : -2.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 129.74 \text{ kN}$$

$$C_s : 24.92 \text{ kN}$$

$$T : 97.10 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -12.56 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 198.66 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -9.16 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 192.54 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 6.11 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -160.58 \text{ mm}$$

$$E_{cmax} : 0.0002$$

$$E_{smax} : 0.0004$$

$$\alpha_{cmax} : 3.59 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{smax} : 79.25 \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La comprobación no procede

Ristencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



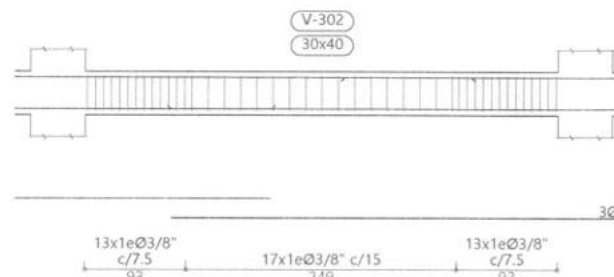
Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



14.5. DISEÑO DE VIGA DE AMARRE

1. DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 30x40
	Luz libre : 4.4 m
Materiales	
Hormigón : f'c=210	
Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica)	
Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)	

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NSR-10, TÍTULO C)																				
Vano	Disp.	Arm.	Q	Q.S.	N.M	N.M.S.	T.	T _a	T _d	T.N.M.	T.V.	T.V _a	T.V _d	T _d Disp.	T _d Disp.	T _d Geom.	T _d Arm.	Disp. S.	Cap. S	Estado
V-302: 2 - 3	Cumple	0.000 mm	4.012 mm	4.012 mm	4.012 mm	4.012 mm	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	0.934 mm	4.012 mm	CUMPLE
Cumple η = 2.9 η = 2.9 η = 8.7 η = 9.3																				
Notación: Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras Arm.: Armadura mínima y máxima Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) Q.S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) N.M.S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) T.: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua T _a : Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma T _d : Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales T.N.M.: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. T.V.: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua T.V _a : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua T.V _d : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma T _d Disp.: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal T _d Disp.: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal T _d Geom.: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal T _d Arm.: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados Ing. S.: Criterios de diseño por sismo ap. S.: Cortante de diseño para vigas x: Distancia al origen de la barra 17: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																				
Comprobaciones que no proceden (N.P.): La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor. La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.																				

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NSR-10, TÍTULO C)				Estado
	S _{C,sup.}	S _{C,lat.Der.}	S _{C,inf.}	S _{C,lat.Izq.}	
V-302: 2 - 3	x: 4.36 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.18 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE
Notación: S_{C,sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior S_{C,lat.Der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha S_{C,inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior S_{C,lat.Izq.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda x: Distancia al origen de la barra 17: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.					

Viga	Activa (Característica)	Estado
V-302: 2 - 3	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$ $f_{A,max}: 0.08 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 9.08 \text{ mm}$	CUMPLE

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-302: 2 - 3 (2 - 0.934 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$77 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{16} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

A madura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$5.97 \text{ cm}^2 \geq 3.49 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1} , A_{s2} .

$$A_{s,min} : \underline{3.49} \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s1} : \underline{2.83} \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s2} : \underline{3.49} \text{ cm}^2$$

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\rho_t : \underline{0.028} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{7.34} \text{ kN}$$

$V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{n,y} : \underline{264.84} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.4·CM1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{353.12} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{84.78} \text{ kN}$$

([MPa] f_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{135.26} \text{ kN}$$

([MPa] N_u / A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.006}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{5.97} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$M_m : \underline{2.31} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_u : \underline{-2.31} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$V_s : \underline{268.34} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{310.94} \text{ kN}$$

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$s : \underline{75} \text{ mm}$$

$$f_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$s \leq s_{max}$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_1 = d/2$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$75 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \checkmark$$

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.19 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.15} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.19} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{75} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.027} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{7.00} \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{264.16} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+sx+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{352.21} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{83.87} \text{ kN}$$

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{135.26} \text{ kN}$$

([MPa] N_u / A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.006}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{5.97} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{2.63} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : \underline{-2.63} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{268.34} \text{ kN}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{310.94} \text{ kN}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_y del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{\quad 343 \quad} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{\quad 75 \quad} \text{ mm}$$

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{\quad 20.60 \quad} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{\quad 300 \quad} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$75 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_{max} : \underline{\quad 175 \quad} \text{ mm}$$

$$s_1 = d/2$$

$$s_1 : \underline{\quad 175 \quad} \text{ mm}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{\quad 600 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{\quad 343 \quad} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.19 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} : \underline{\quad 0.15 \quad} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

$$A_{v,min} : \underline{\quad 0.19 \quad} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{\quad 20.60 \quad} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{\quad 300 \quad} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{\quad 75 \quad} \text{ mm}$$

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{\quad 412.02 \quad} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\rho_i : \underline{0.073} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (ρ_i)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-5.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-70.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

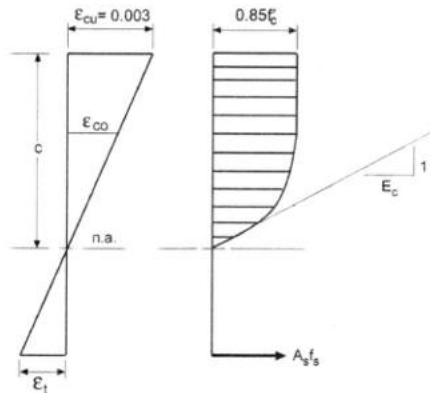
$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_c : 20.60 MPa

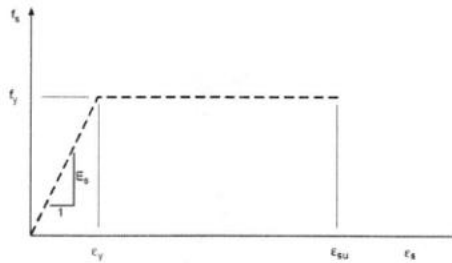
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

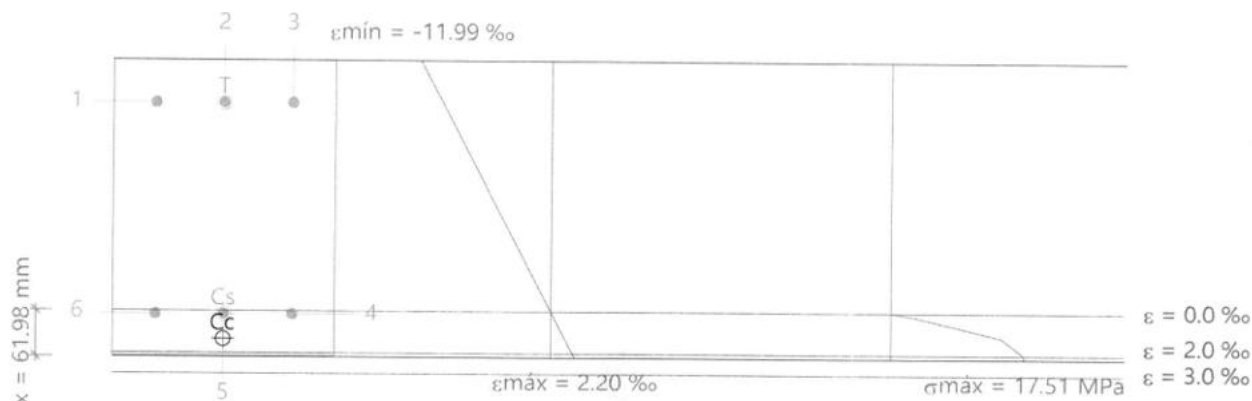
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-412.02	-0.009950
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-412.02	-0.009950
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-412.02	-0.009950
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+32.04	+0.000160
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+32.04	+0.000160
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+32.04	+0.000160

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	226.85	0.00	-176.36
Cs	19.13	0.00	-142.54
T	245.98	0.00	142.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-77.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{226.85} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{19.13} \text{ kN}$$

$$T : \underline{245.98} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-176.36} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{142.54} \text{ mm}$$

$$E_{cmax} : \underline{0.0022}$$

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

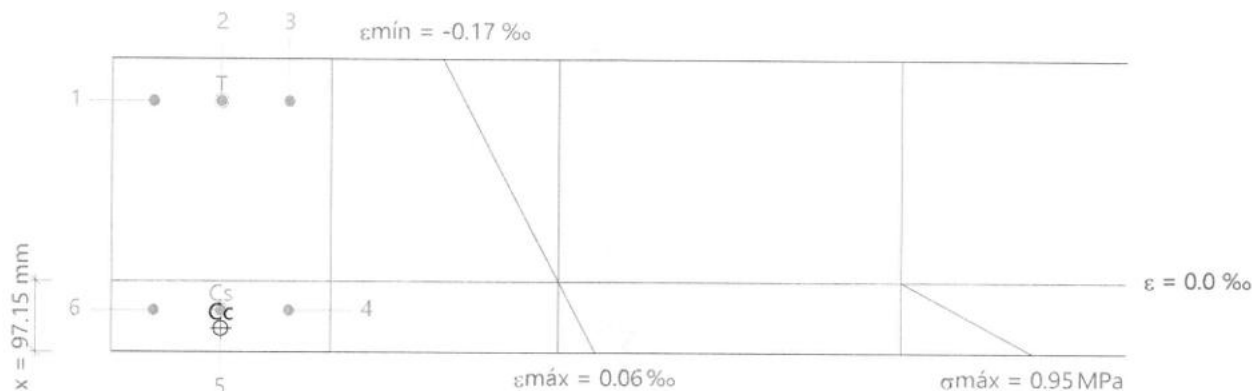
α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

E_{smax} : 0.0099

α_{cmax} : 17.51 MPa

α_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-27.91	-0.000140
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-27.91	-0.000140
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-27.91	-0.000140
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+4.51	+0.000023
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+4.51	+0.000023
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+4.51	+0.000023

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	13.97	0.00	-167.54
Cs	2.69	0.00	-142.54
T	16.66	0.00	142.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-5.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{13.97} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{2.69} \text{ kN}$$

$$T : \underline{16.66} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-167.54} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: 142.54 mm

E_{cmax} : 0.0001

E_{smax} : 0.0001

α_{cmax} : 0.95 MPa

α_{smax} : 27.91 MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$\eta_i : 0.073 \checkmark$

Comprobación de resistencia de la sección (ρ_{ti})

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$P_u : 0.00$ kN

$M_{u,x} : -5.14$ kN·m

$M_{u,y} : 0.00$ kN·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot P_n : 0.00$ kN

$\phi \cdot M_{n,x} : -70.02$ kN·m

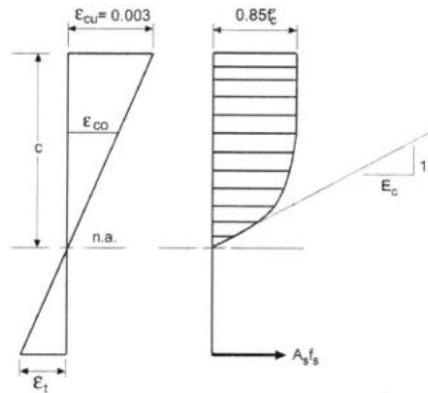
$\phi \cdot M_{n,y} : 0.00$ kN·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 20.60 MPa

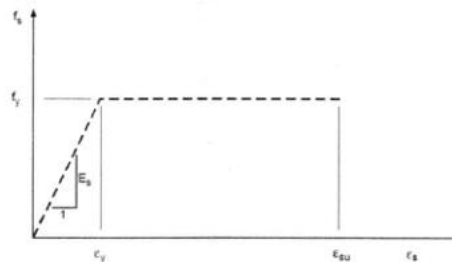
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

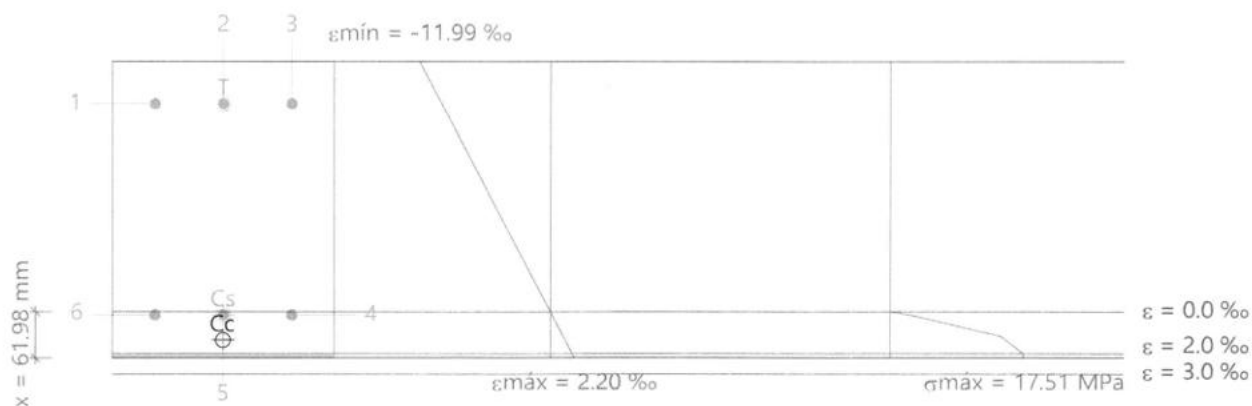
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-412.02	-0.009950
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-412.02	-0.009950
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-412.02	-0.009950
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+32.04	+0.000160
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+32.04	+0.000160
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+32.04	+0.000160

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	226.85	0.00	-176.36
Cs	19.13	0.00	-142.54
T	245.98	0.00	142.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-77.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{226.85} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{19.13} \text{ kN}$$

$$T : \underline{245.98} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-176.36} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

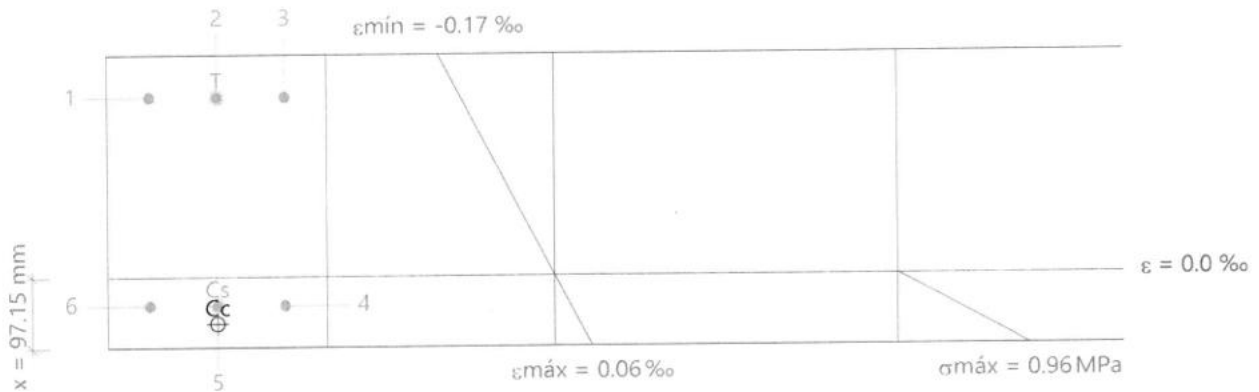
$$e_{T,y} : \underline{142.54} \text{ mm}$$

$$E_{cmax} : \underline{0.0022}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.
 α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.
 α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

ϵ_{smax} : 0.0099
 α_{cmax} : 17.51 MPa
 α_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-28.14	-0.000141
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-28.14	-0.000141
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-28.14	-0.000141
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+4.55	+0.000023
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+4.55	+0.000023
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+4.55	+0.000023

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	14.08	0.00	-167.54
C _s	2.72	0.00	-142.54
T	16.80	0.00	142.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{-5.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{14.08} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{2.72} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{16.80} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-167.54} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

e_r : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: 142.54 mm

E_{cmax} : 0.0001

E_{smax} : 0.0001

α_{cmax} : 0.96 MPa

α_{smax} : 28.14 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que 200 mm (Artículo C.21.3.4.1).

$$b_w \geq 200 \text{ mm}$$

300 mm $\geq$ 200 mm ✓

Debe haber, al menos, dos barras con diámetro igual o superior a N° 4 (1/2"), o 12M (12 mm) (Artículo C.21.3.4.3).

$$d_b \geq 12 \text{ mm}$$

16 mm $\geq$ 12 mm ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$$\rho \leq 0,025$$

0.005 $\leq$ 0.025 ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$$\rho \leq 0,025$$

0.010 $\leq$ 0.025 ✓

Debe haber, al menos, dos barras continuas a lo largo de la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.3).

$$n \geq 2$$

3 $\geq$ 2 ✓

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de $d/2$ en toda la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.8).

$$s_0 \leq \frac{d}{2}$$

75 mm $\leq$ 175 mm ✓

Donde:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 343 mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n, \text{pos}} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n, \text{a, neg}}$$

80822916 N·mm $\geq$ 15558974 N·mm ✓

Donde:

$\phi \cdot M_{n, \text{pos}}$: Resistencia a momento positivo.

$\phi \cdot M_{n, \text{pos}}$: 80822916 N·mm

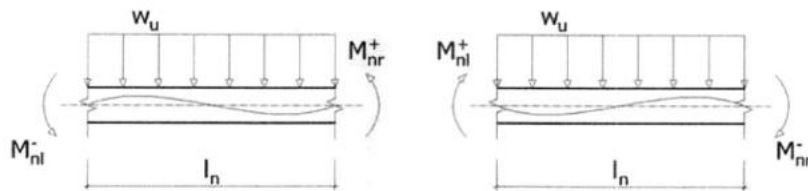
$\phi \cdot M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\phi \cdot M_{n,a,neg} : 77794871 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de vigas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.1):

(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la viga en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_e$$

Donde:

λ : Factor de reducción de resistencia

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_e : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2} .

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{nl}^- + M_{nr}^+}{l_n}$$

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{nl}^+ + M_{nr}^-}{l_n}$$

Siendo:

w_u : Carga mayorada por unidad de longitud de viga.

l_n : Luz libre medida entre caras de los apoyos.

M_n : Momentos nominales del elemento en cada extremo.

$$26.93 \text{ t} \geq 4.29 \text{ t} \quad \checkmark$$

$$\lambda : 0.75$$

$$V_n : 35.91 \text{ t}$$

$$V_e : 4.29 \text{ t}$$

$$V_{e1} : 4.29 \text{ t}$$

$$V_{e2} : 4.29 \text{ t}$$

$$w_u : 0.30 \text{ t/m}$$

$$l_n : 4.36 \text{ m}$$

$$M_{nl}^+ : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nl}^- : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nr}^+ : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nr}^- : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(b) El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente.

$$\phi \cdot V_n \geq V_E ; V_E = 2 \cdot V_u$$

$$26.93 \text{ t} \geq 0.71 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Factor de reducción de resistencia.

$$\lambda : 0.75$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_n : 35.91 t

V_E : El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente.

V_E : 0.71 t

V-302: 2 - 3 (2 - 4.012 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_1 \geq s_{l,min}$$

$$77 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{16} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

A madura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$5.97 \text{ cm}^2 \geq 3.49 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1} , A_{s2} .

$$A_{s,min} : \underline{3.49} \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s1} : \underline{2.83} \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s2} : \underline{3.49} \text{ cm}^2$$

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.029} \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,y}$: 7.75 kN

$\lambda \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\lambda \cdot V_{n,y}$: 263.81 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.012 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.4·CM1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : 351.75 kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 83.41 kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 135.26 kN

([MPa] N_u / A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 20.60 MPa

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.006

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 5.97 cm²

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 300 mm

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 343 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 3.07 kN·m

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

M_u : -3.07 kN·m

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

N_u : 0.00 kN

h : Altura de un elemento.

h : 400.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 1200.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
(Artículo 11.4.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{268.34} \text{ kN}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{310.94} \text{ kN}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{75} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$75 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 = d/2$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.19 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.15} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.19} \text{ cm}^2$$

$$f_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s : \underline{75} \text{ mm}$$

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

E: tado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 1.)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.029} \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.012 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+Q1(2)-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{350.01} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{81.67} \text{ kN}$$

([MPa] f_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{135.26} \text{ kN}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$f_c: \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\rho_w: \underline{0.006}$$

$$A_s: \underline{5.97} \text{ cm}^2$$

$$b_w: \underline{300} \text{ mm}$$

$$d: \underline{343} \text{ mm}$$

$$M_m: \underline{3.76} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u: \underline{-3.76} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_u: \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$h: \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$A_g: \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$V_s: \underline{268.34} \text{ kN}$$

$$V_s: \underline{310.94} \text{ kN}$$

$$A_v: \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

$$f_{yt}: \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$d: \underline{343} \text{ mm}$$

$$s: \underline{75} \text{ mm}$$

$$f_c: \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$b_w: \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$s \leq s_{max}$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_1 = d/2$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$75 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.19 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{v,min} : \underline{0.15} \text{ cm}^2$$

$$A_{v,min} : \underline{0.19} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s : \underline{75} \text{ mm}$$

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.012 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\rho_i : \underline{0.087} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (ρ_i)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-6.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-70.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

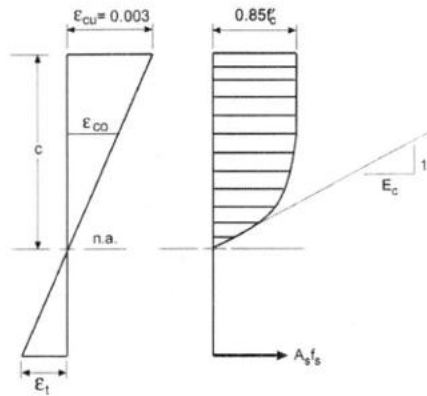
$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 20.60 MPa

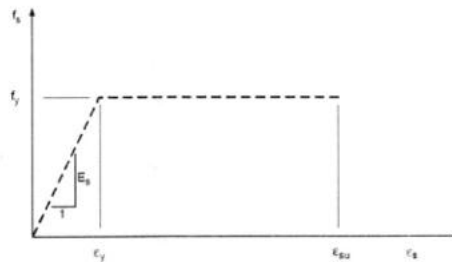
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

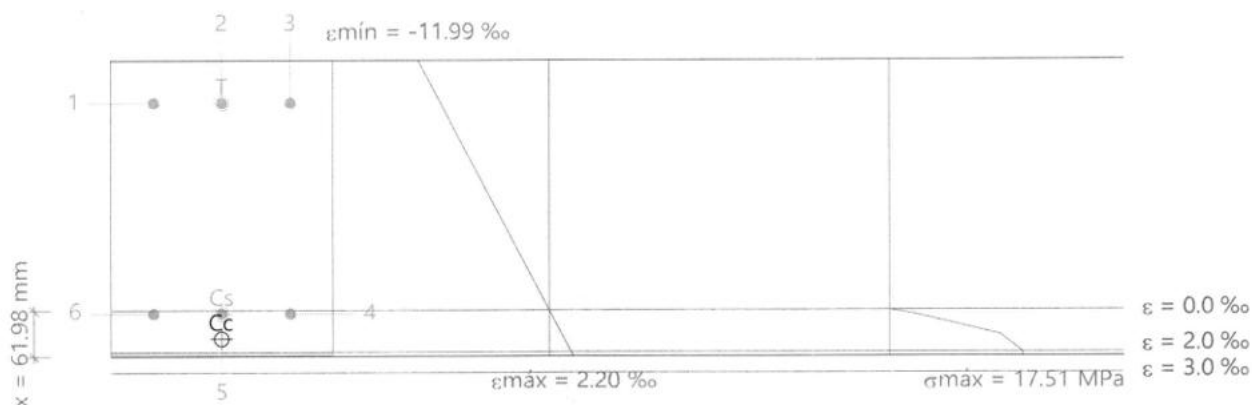
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-412.02	-0.009950
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-412.02	-0.009950
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-412.02	-0.009950
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+32.04	+0.000160
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+32.04	+0.000160
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+32.04	+0.000160

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	226.85	0.00	-176.36
Cs	19.13	0.00	-142.54
T	245.98	0.00	142.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : -77.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : 226.85 \text{ kN}$$

$$C_s : 19.13 \text{ kN}$$

$$T : 245.98 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -176.36 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -142.54 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 142.54 \text{ mm}$$

$$E_{cmax} : 0.0022$$

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

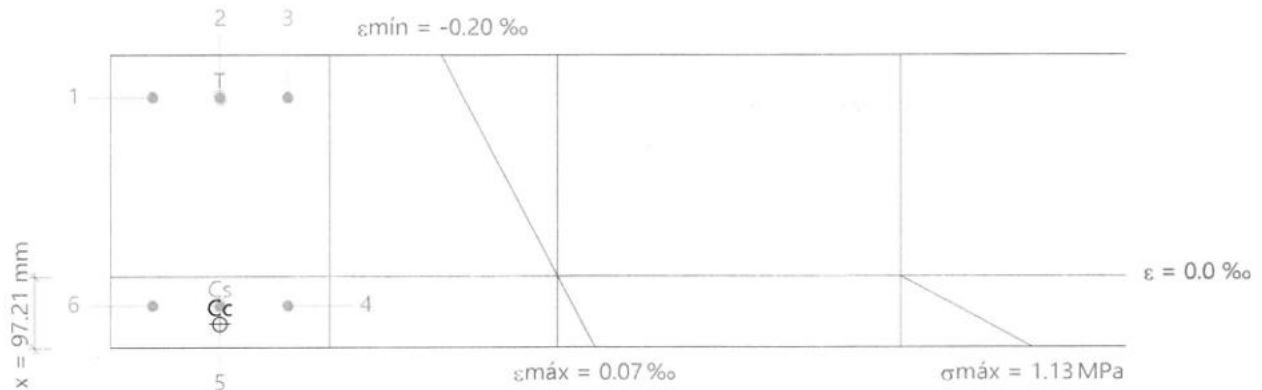
α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

E_{smax} : 0.0099

α_{cmax} : 17.51 MPa

α_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-33.16	-0.000166
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-33.16	-0.000166
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-33.16	-0.000166
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+5.37	+0.000027
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+5.37	+0.000027
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+5.37	+0.000027

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	16.59	0.00	-167.51
Cs	3.21	0.00	-142.54
T	19.80	0.00	142.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-6.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{16.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{3.21} \text{ kN}$$

$$T : \underline{19.80} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-167.51} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: 142.54 mm

E_{cmax} : 0.0001

E_{smax} : 0.0002

α_{cmax} : 1.13 MPa

α_{smax} : 33.16 MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_u se producen en '4.012 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$\rho_1 : 0.093 \checkmark$

Comprobación de resistencia de la sección (ρ_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$P_u : 0.00 \text{ kN}$

$M_{u,x} : -6.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{u,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p_u.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot P_n : 0.00 \text{ kN}$

$\phi \cdot M_{n,x} : -70.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$

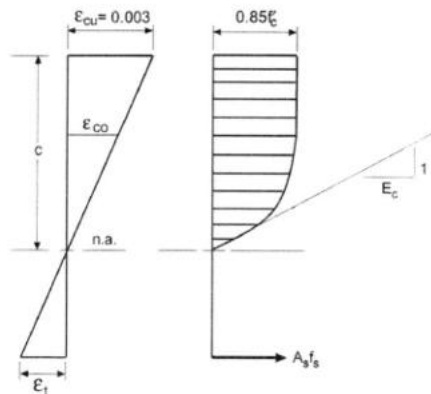
$\phi \cdot M_{n,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_c : 20.60 MPa

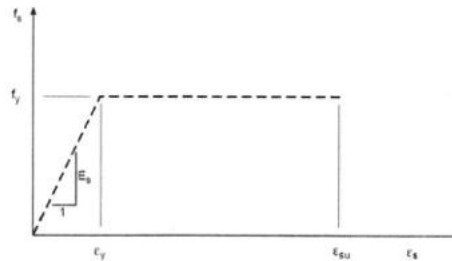
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

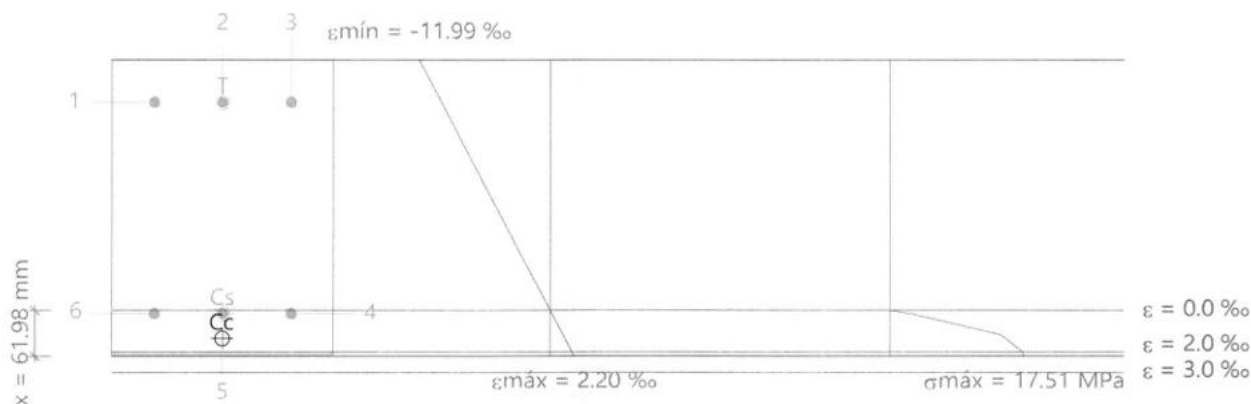
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-412.02	-0.009950
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-412.02	-0.009950
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-412.02	-0.009950
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+32.04	+0.000160
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+32.04	+0.000160
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+32.04	+0.000160

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	226.85	0.00	-176.36
Cs	19.13	0.00	-142.54
T	245.98	0.00	142.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-77.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{226.85} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{19.13} \text{ kN}$$

$$T : \underline{245.98} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-176.36} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{142.54} \text{ mm}$$

$$E_{cmax} : \underline{0.0022}$$

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

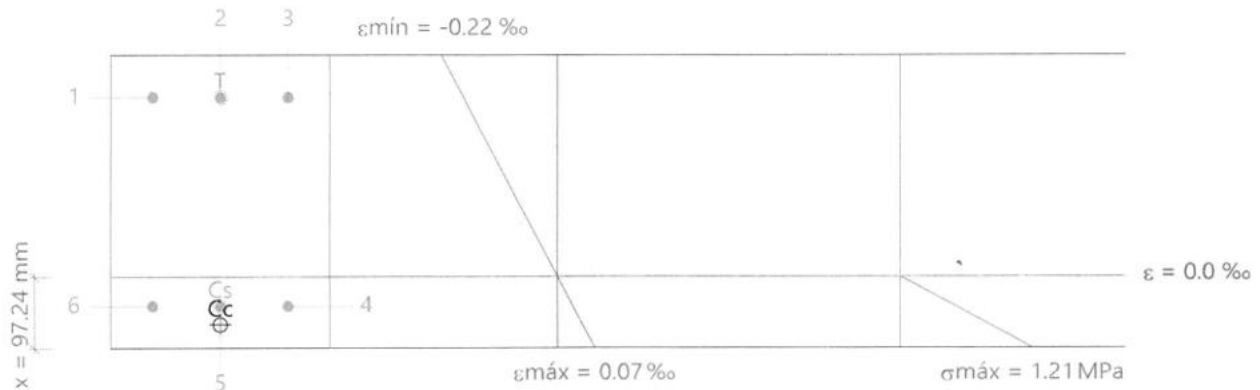
α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

E_{smax} : 0.0099

α_{cmax} : 17.51 MPa

α_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-35.49	-0.000177
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-35.49	-0.000177
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-35.49	-0.000177
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+5.75	+0.000029
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+5.75	+0.000029
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+5.75	+0.000029

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	17.75	0.00	-167.49
Cs	3.44	0.00	-142.54
T	21.19	0.00	142.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-6.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{17.75} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{3.44} \text{ kN}$$

$$T : \underline{21.19} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-167.49} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: 142.54 mm

E_{cmax} : 0.0001

E_{smax} : 0.0002

α_{cmax} : 1.21 MPa

α_{smax} : 35.49 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que 200 mm (Artículo C.21.3.4.1).

$$b_w \geq 200 \text{ mm}$$

300 mm ζ 200 mm ✓

Debe haber, al menos, dos barras con diámetro igual o superior a N° 4 (1/2"), o 12M (12 mm) (Artículo C.21.3.4.3).

$$d_b \geq 12 \text{ mm}$$

16 mm ζ 12 mm ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$$\rho \leq 0,025$$

0.005 ζ 0.025 ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$$\rho \leq 0,025$$

0.010 ζ 0.025 ✓

Debe haber, al menos, dos barras continuas a lo largo de la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.3).

$$n \geq 2$$

3 ζ 2 ✓

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de $d/2$ en toda la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.8).

$$s_0 \leq \frac{d}{2}$$

75 mm ζ 175 mm ✓

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 343 \text{ mm}$$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n, \text{pos}} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n, a, \text{neg}}$$

80822916 N·mm ζ 15558974 N·mm ✓

Donde:

$\phi \cdot M_{n, \text{pos}}$: Resistencia a momento positivo.

$$\phi \cdot M_{n, \text{pos}} : 80822916 \text{ N·mm}$$

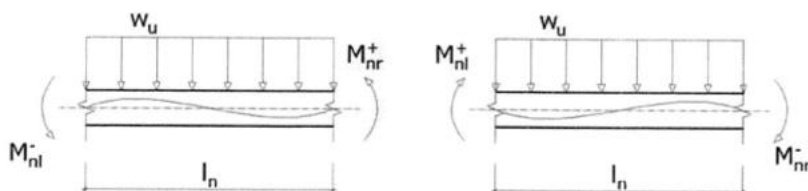
$\phi \cdot M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\phi \cdot M_{n,a,neg} : 77794871 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de vigas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.1):

(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la viga en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_e$$

$$26.76 \text{ t} \geq 4.29 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia

$$\phi : 0.75$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

$$V_n : 35.68 \text{ t}$$

V_e : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2} .

$$V_e : 4.29 \text{ t}$$

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{ni}^- + M_{nr}^+}{l_n}$$

$$V_{e1} : 4.29 \text{ t}$$

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{ni}^+ + M_{nr}^-}{l_n}$$

$$V_{e2} : 4.29 \text{ t}$$

Siendo:

w_u : Carga mayorada por unidad de longitud de viga.

$$w_u : 0.30 \text{ t/m}$$

l_n : Luz libre medida entre caras de los apoyos.

$$l_n : 4.36 \text{ m}$$

M_n : Momentos nominales del elemento en cada extremo.

$$M_{ni}^+ : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ni}^- : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nr}^+ : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nr}^- : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(b) El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente.

$$\phi \cdot V_n \geq V_E ; V_E = 2 \cdot V_u$$

$$26.76 \text{ t} \geq 0.78 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

$$\phi : 0.75$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_n : 35.68 t

V_E : El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente.

V_E : 0.78 t

V-302: 2 - 3 (2.803 m - 3, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$46 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{16} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

A madura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$5.97 \text{ cm}^2 \geq 3.49 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1} , A_{s2} .

$$A_{s,min} : \underline{3.49} \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s1} : \underline{2.83} \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s2} : \underline{3.49} \text{ cm}^2$$

Siendo:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.029} \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\lambda \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.012 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.4·CM1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

([MPa] N_u / A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$V_{u,y} : \underline{7.75} \text{ kN}$$

$$\lambda \cdot V_{n,y} : \underline{263.81} \text{ kN}$$

$$V_n : \underline{351.75} \text{ kN}$$

$$V_c : \underline{83.41} \text{ kN}$$

$$V_c : \underline{135.26} \text{ kN}$$

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\pi_w : \underline{0.006}$$

$$A_s : \underline{5.97} \text{ cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{3.07} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u : \underline{-3.07} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{268.34} \text{ kN}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{310.94} \text{ kN}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{75} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$75 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 = d/2$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.19 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.15} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia especifica a compresión del hormigón.

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.19} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s : \underline{75} \text{ mm}$$

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

E: todo límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 1.)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\rho_t : \underline{0.029} \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.012 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+Q1(2)-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{350.01} \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{81.67} \text{ kN}$$

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{135.26} \text{ kN}$$

$$([MPa] N_u/A_g y f_c)$$

Donde:

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$([MPa] f_c)$$

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$f_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$\rho_w : \underline{0.006}$$

$$A_s : \underline{5.97} \text{ cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{3.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_u : \underline{-3.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

$$V_s : \underline{268.34} \text{ kN}$$

$$V_s : \underline{310.94} \text{ kN}$$

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

$$s : \underline{75} \text{ mm}$$

$$f_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$s \leq s_{max}$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_1 = d/2$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$75 \text{ mm} \leq 175 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{max} : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{175} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{343} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.19 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{v,min} : \underline{0.15} \text{ cm}^2$$

$$A_{v,min} : \underline{0.19} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s : \underline{75} \text{ mm}$$

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.012 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_I = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\rho_I : \underline{0.087} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (ρ_{II})

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-6.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-70.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

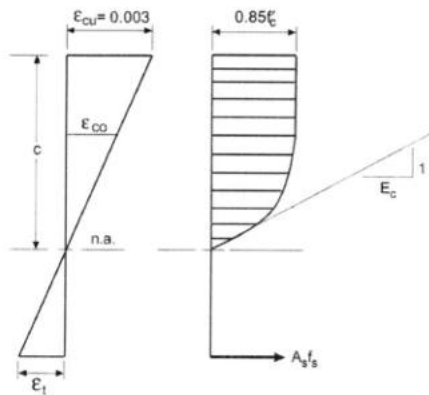
$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 20.60 MPa

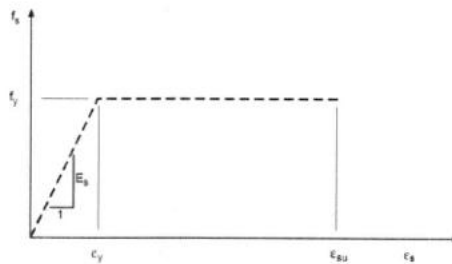
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

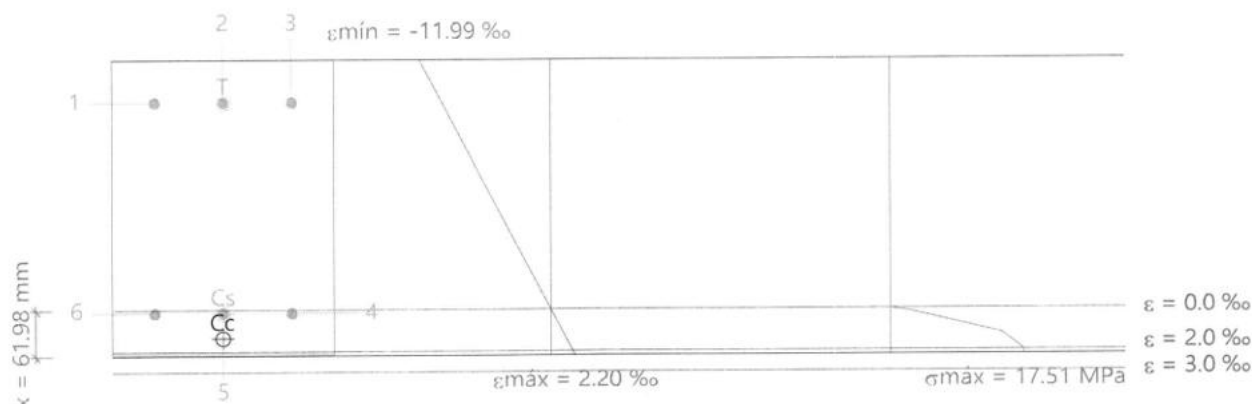
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-412.02	-0.009950
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-412.02	-0.009950
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-412.02	-0.009950
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+32.04	+0.000160
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+32.04	+0.000160
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+32.04	+0.000160

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	226.85	0.00	-176.36
Cs	19.13	0.00	-142.54
T	245.98	0.00	142.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{t,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{t,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$E_{cmáx}$: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-77.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{226.85} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{19.13} \text{ kN}$$

$$T : \underline{245.98} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-176.36} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{142.54} \text{ mm}$$

$$E_{cmáx} : \underline{0.0022}$$

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

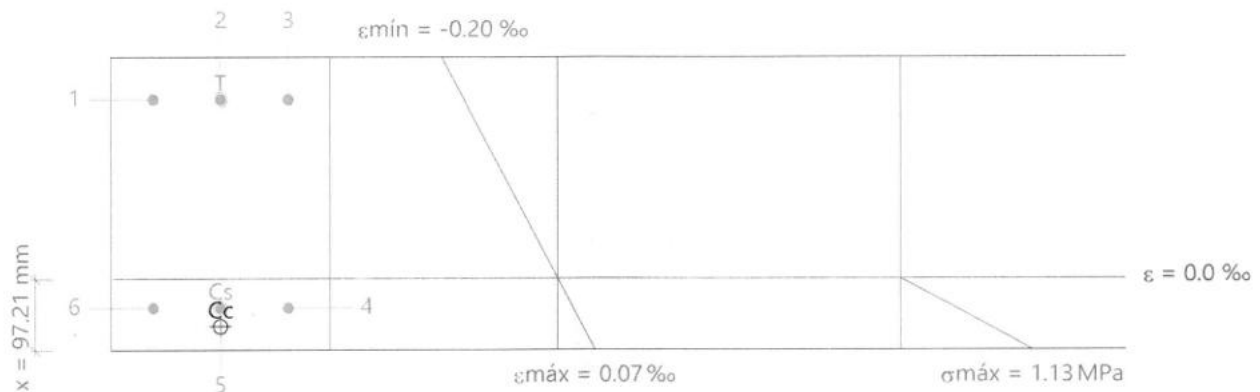
α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

E_{smax} : 0.0099

α_{cmax} : 17.51 MPa

α_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-33.16	-0.000166
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-33.16	-0.000166
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-33.16	-0.000166
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+5.37	+0.000027
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+5.37	+0.000027
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+5.37	+0.000027

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	16.59	0.00	-167.51
Cs	3.21	0.00	-142.54
T	19.80	0.00	142.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-6.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{16.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{3.21} \text{ kN}$$

$$T : \underline{19.80} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-167.51} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

e_r : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: 142.54 mm

E_{cmax} : 0.0001

E_{smax} : 0.0002

α_{cmax} : 1.13 MPa

α_{smax} : 33.16 MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.012 m', para la combinación de hipótesis "Envoltente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\rho_1 : \underline{0.093} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (ρ_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-6.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-70.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

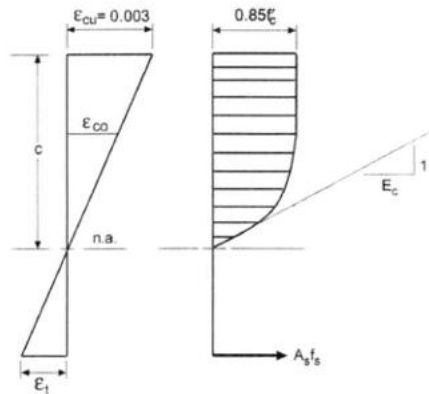
$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_c : 20.60 MPa

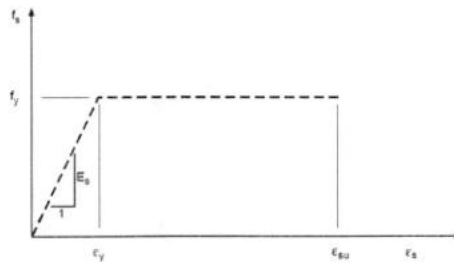
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

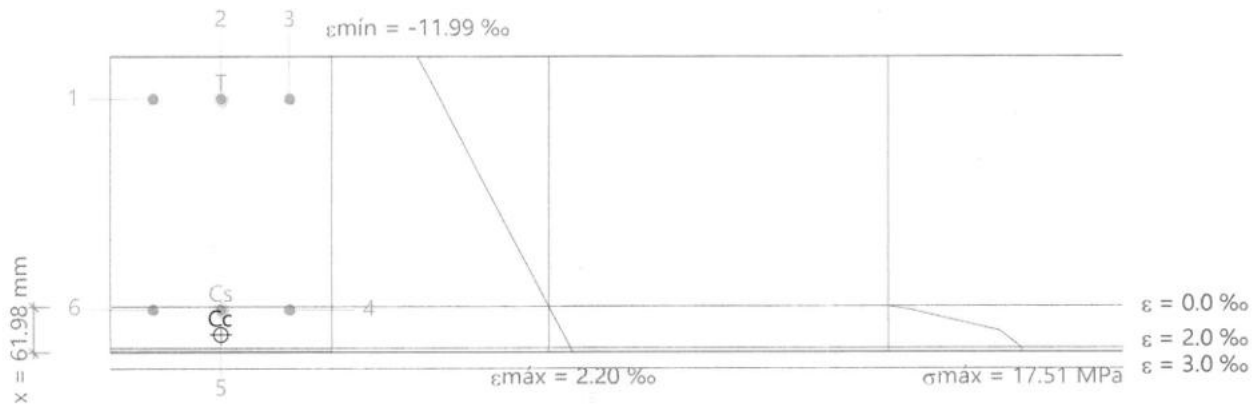
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-412.02	-0.009950
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-412.02	-0.009950
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-412.02	-0.009950
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+32.04	+0.000160
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+32.04	+0.000160
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+32.04	+0.000160

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	226.85	0.00	-176.36
Cs	19.13	0.00	-142.54
T	245.98	0.00	142.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

E_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{n,x} : \underline{-77.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{226.85} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{19.13} \text{ kN}$$

$$T : \underline{245.98} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-176.36} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{142.54} \text{ mm}$$

$$E_{cmax} : \underline{0.0022}$$

E_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

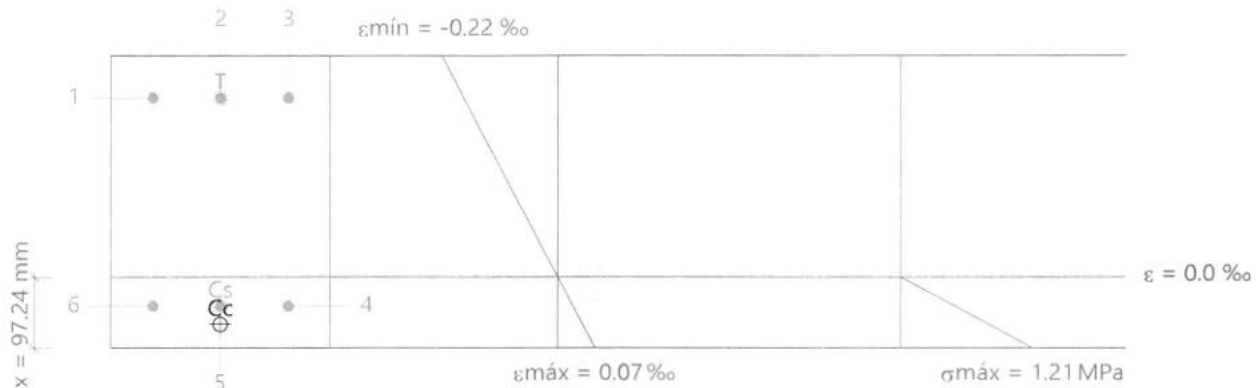
α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

E_{smax} : 0.0099

α_{cmax} : 17.51 MPa

α_{smax} : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-35.49	-0.000177
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-35.49	-0.000177
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-35.49	-0.000177
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	+5.75	+0.000029
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	+5.75	+0.000029
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	+5.75	+0.000029

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	17.75	0.00	-167.49
Cs	3.44	0.00	-142.54
T	21.19	0.00	142.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$P_u : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} : \underline{-6.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{17.75} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{3.44} \text{ kN}$$

$$T : \underline{21.19} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-167.49} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-142.54} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

α_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

α_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: 142.54 mm

ϵ_{cmax} : 0.0001

ϵ_{smax} : 0.0002

α_{cmax} : 1.21 MPa

α_{smax} : 35.49 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que 200 mm (Artículo C.21.3.4.1).

$$b_w \geq 200 \text{ mm}$$

300 mm ζ 200 mm ✓

Debe haber, al menos, dos barras con diámetro igual o superior a N° 4 (1/2"), o 12M (12 mm) (Artículo C.21.3.4.3).

$$d_b \geq 12 \text{ mm}$$

16 mm ζ 12 mm ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$$\rho \leq 0,025$$

0.010 $\}$ 0.025 ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$$\rho \leq 0,025$$

0.005 $\}$ 0.025 ✓

Debe haber, al menos, dos barras continuas a lo largo de la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.3).

$$n \geq 2$$

3 ζ 2 ✓

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de $d/2$ en toda la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.8).

$$s_0 \leq \frac{d}{2}$$

150 mm $\}$ 175 mm ✓

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 343 mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n, \text{pos}} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n, \text{a, neg}}$$

70505710 N·mm ζ 15558974 N·mm ✓

Donde:

$\phi \cdot M_{n, \text{pos}}$: Resistencia a momento positivo.

$\phi \cdot M_{n, \text{pos}}$: 70505710 N·mm

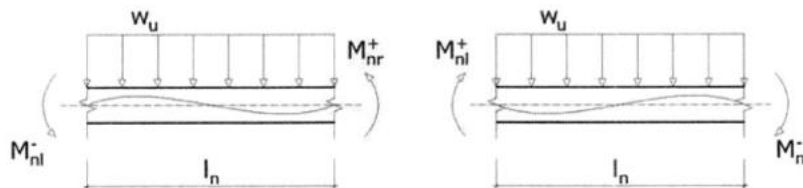
$\phi \cdot M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos.

$$\phi \cdot M_{n,a,neg} : 77794871 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de vigas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.1):

(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la viga en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_e$$

$$26.76 \text{ t} \geq 4.29 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia

$$\phi : 0.75$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

$$V_n : 35.68 \text{ t}$$

V_e : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2} .

$$V_e : 4.29 \text{ t}$$

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{ni}^- + M_{nr}^+}{l_n}$$

$$V_{e1} : 4.29 \text{ t}$$

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{ni}^+ + M_{nr}^-}{l_n}$$

$$V_{e2} : 4.29 \text{ t}$$

Siendo:

w_u : Carga mayorada por unidad de longitud de viga.

$$w_u : 0.30 \text{ t/m}$$

l_n : Luz libre medida entre caras de los apoyos.

$$l_n : 4.36 \text{ m}$$

M_n : Momentos nominales del elemento en cada extremo.

$$M_{ni}^+ : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ni}^- : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nr}^+ : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nr}^- : 7.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(b) El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente.

$$\phi \cdot V_n \geq V_E ; V_E = 2 \cdot V_u$$

$$26.76 \text{ t} \geq 0.78 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

$$\phi : 0.75$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_n : 35.68 t

V_E : El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente.

V_E : 0.78 t

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-302: 2 - 3

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$92.54 \text{ mm} \leq 3321.98 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo 3, para la combinación de acciones PP+CM+CM1+0.5·Q1(2). El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -92.54 mm, Y = 142.54 mm.

Donde:

s: Separación entre barras.

$$s : \underline{92.54} \text{ mm}$$

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : \underline{3321.98} \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{4084.09} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$s_2 : \underline{3321.98} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra.

$$f_s : \underline{25.29} \text{ MPa}$$

c_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado.

$$c_c : \underline{49.50} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

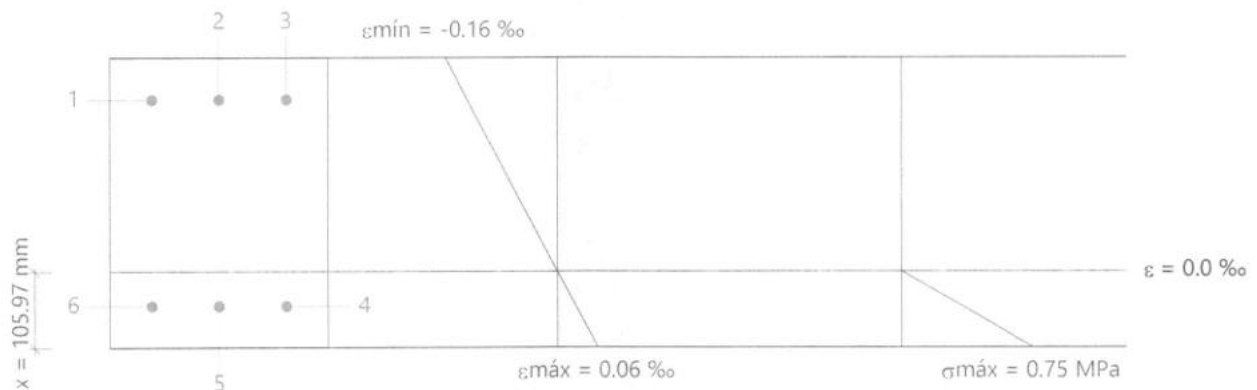
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

M_{ed,X}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,X} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ed,Y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,Y} : \underline{-4.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
1	Ø5/8"	-92.54	142.54	-25.29	-0.000126
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-25.29	-0.000126
3	Ø5/8"	92.54	142.54	-25.29	-0.000126

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$92.54 \text{ mm} \leq 5004.33 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 2.180 m del nudo 2, para la combinación de acciones PP+CM+CM1+0.5·Q1(2). El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 92.54 mm, Y = -142.54 mm.

Donde:

s: Separación entre barras.

$$s : \underline{92.54} \text{ mm}$$

$s_{\max}$: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : \underline{5004.33} \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{6215.06} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$s_2 : \underline{5004.33} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Tensión de tracción de la barra.

$$f_s : \underline{16.79} \text{ MPa}$$

C_c : Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado.

$$C_c : \underline{49.50} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión).

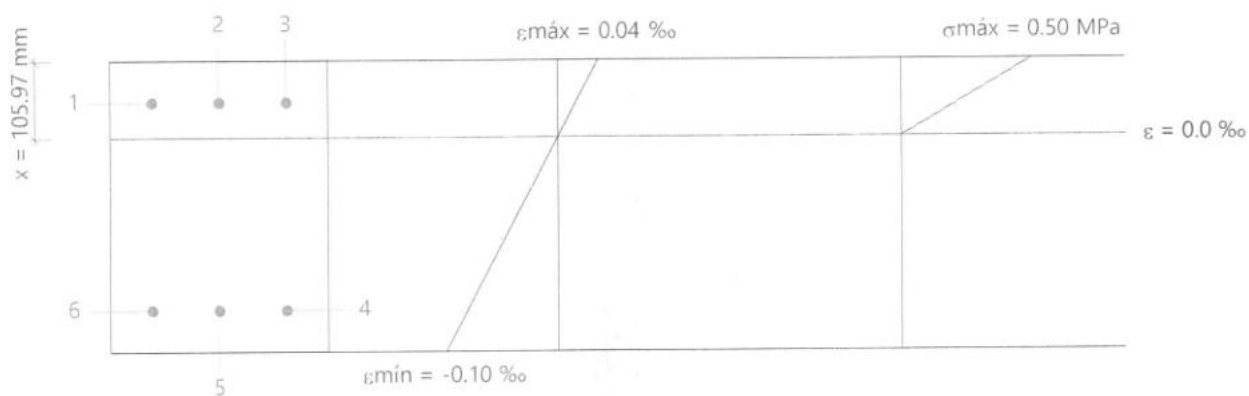
$$N_{ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{3.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	E
4	Ø5/8"	92.54	-142.54	-16.79	-0.000084
5	Ø5/8"	0.00	-142.54	-16.79	-0.000084
6	Ø5/8"	-92.54	-142.54	-16.79	-0.000084

C mprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

5. COMPROBACIONES DE FLECHA

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "2.18 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+CM 1 - Tabiquería+CM 1 - Pavimento

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} = L/480$$

L : longitud de referencia

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

Flecha total a plazo infinito

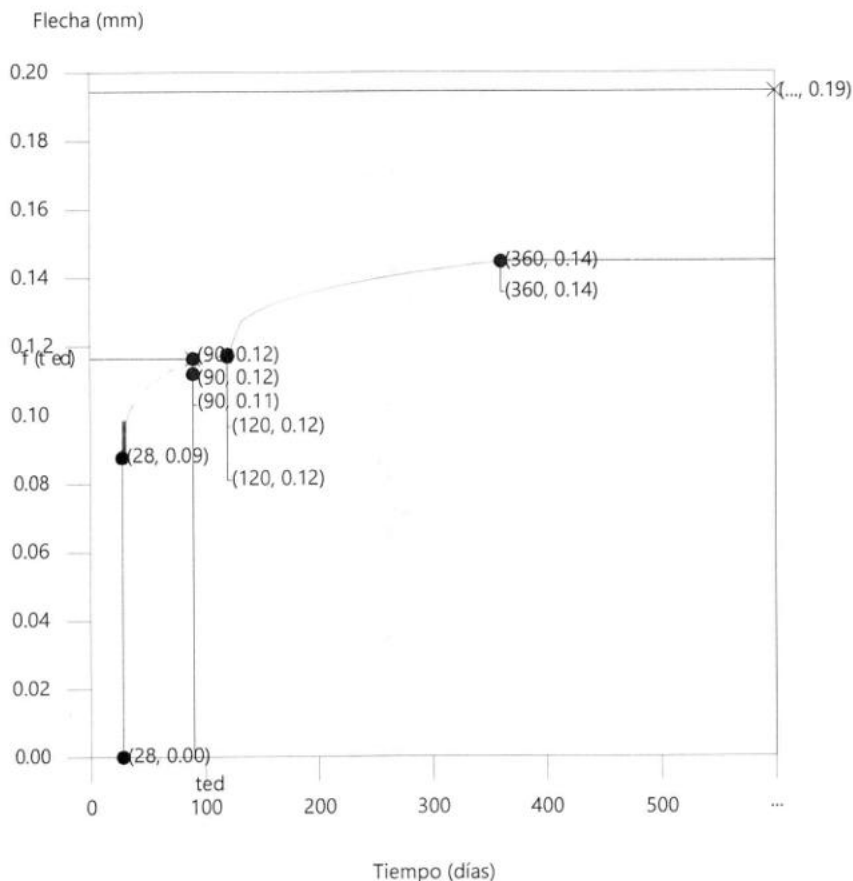
$$0.08 \text{ mm} \leq 9.08 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$f_{A,lim} : \underline{9.08} \text{ mm}$$

$$L : \underline{4.36} \text{ m}$$

$$f_{A,max} : \underline{0.08} \text{ mm}$$

$$f_{T,max}(t_{ed}, \infty) : \underline{0.19} \text{ mm}$$



Escalón de carga	t_i (días)	t_r (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_r)$ (mm)	$f_{tot}(t_r)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_r)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.09	0.09	0.03	0.12	0.12
2-3	90	120	0.12	0.00	0.11	0.01	0.12	0.12
3-4	120	360	0.12	0.00	0.12	0.03	0.14	0.14
4- ∞	360	∞	0.14	0.00	0.14	0.05	0.19	0.19

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_r : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_r)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_r)

$f_{tot}(t_r)$: flecha total producida hasta el instante t_r

$f_{tot,max}(t_r)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_r

Flecha instantánea

E: calón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	21628.88	160000.00	0.09	0.09	0.09
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería, CM 1 - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+CM 1 - Tabiquería	22787.71	160000.00	0.08	0.00	0.09
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento, CM 1 - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+CM 1 - Tabiquería+CM 1 - Pavimento	22930.58	160000.00	0.08	0.00	0.09
4	12 meses	Sobrecarga (Uso 2), Sobrecarga (Uso 3), Q 1 (Uso 2)	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+CM 1 - Tabiquería+CM 1 - Pavimento	23224.57	160000.00	0.08	0.00	0.09

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left(\frac{t_i}{4 + 0.85t_i} \right)}$$

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	160000.00	160000.00
2	90 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, CM 1 - Tabiquería	160000.00	160000.00
3	120 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento, CM 1 - Tabiquería, CM 1 - Pavimento	160000.00	160000.00
4	12 meses	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento, Sobrecarga (Uso 2), Sobrecarga (Uso 3), CM 1 - Tabiquería, CM 1 - Pavimento, Q 1 (Uso 2)	160000.00	160000.00

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga "i"

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \min_{j=1}^{j=i} (I_{e,v,j})$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v,i}$ que se produce para el escalón de carga "1"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio"

$$I_{e,v} : 160000.00 \text{ cm}^4$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : 160000.00 cm⁴

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : 160000.00 cm⁴

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : 160000.00 cm⁴

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	160000.00	43091.02	-26.221	-4.490	160000.00
Centro de vano	160000.00	43091.02	26.221	2.331	160000.00
Extremo (2)	160000.00	43091.02	-26.221	-4.835	160000.00

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección bruta

I_f : momento de inercia de la sección fisurada

M_f : momento de fisuración de la sección

M_a : momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.09	0.09	0.67	1.00	0.33	0.03

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\Sigma \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i, t_f)$	$f_d(t_i, t_f)$ (mm)
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+CM 1 - Tabiquería	0.00	0.08	1.00	1.07	0.07	0.01
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+CM 1 - Tabiquería+CM 1 - Pavimento	0.00	0.08	1.07	1.40	0.33	0.03
4- ∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+CM 1 - Tabiquería+CM 1 - Pavimento	0.00	0.08	1.40	2.00	0.60	0.05

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed})$: 0.12 mm

La flecha total producida hasta el instante " t_{ed} " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

14.6. DISEÑO DE ZAPATA

Conexion de la zapata:	Muerto de concreto ciclopeo		
Calcular un contrapeso, llenar datos seccion contrapeso, en 0 datos de columna 2			
CONTRAPEO			
Volumen de contrapeso enterrado		concreto ciclopeo	
L1 (m)=	1	Relacion 40% piedra 60% concreto	
L2 (m)=	(1)	$\gamma_{cc} = (\text{kN/M}^3)$	26,5
H (m)=	1	Volumen total (m3)=	
$W_{con\ cic} \text{ kN} =$		26,5	

1. datos de carga						datos de entrada en rojo	
D1 (kN):	137,4	1.2D1 (kN):	164,88	D2 (kN):	0	1.2D2 (kN):	
L1 (kN):	21,82	1.6L1 (kN):	34,912	L2 (kN):	0	1.6L2 (kN):	0
P1 (kN):	159,22	Pm1 (kN):	199,792	P2 (kN):	26,5	Pm2 (kN):	0

2. datos de materiales			
concreto		acero	
f'_c (MPa)=	21	f_y (Mpa)=	420
E_c (Gpa)=	20,2	E_y (Mpa)=	200
$\gamma_c = (\text{kN/M}^3)$	24	$\gamma_a = (\text{kN/M}^3)$	78

3. datos de pedestal			
b1 (m)=	0,5	a3 (m)=	0
c1 (m)=	0,5	a4 (m)=	0
Refuerzo	12#4	Refuerzo	4#4
Barra diametro mayor	#4	Barra diametro mayor	#4
Longitud apataso a compresion (m)	0,28	Longitud desarrollo a compresion (m)	0,28

4. datos de viga de contrapeso			
H viga (m)=	0,7	por tanteo	
b viga (m)=	0,3	por tanteo	
d viga (m)=	0,625	Luz libre Ln (m)=	0,86

5. datos del suelo			
σ_{adm} (MPa)=	0,2434	σ_{adm} (Tonf/m2)=	24,34
	σ_{adm} (kN/m2)=	243,4	

DATOS DE ZAPATAS			
ZAPATA MEDIANERA		ZAPATA CENTRAL	
No evalúe las casillas: a1, a2, h, Rec, de zapata central, colocar 0			
$A_{inicial\ zap} \text{ m}^2 =$	0,654149548	$A_{inicial\ zap} \text{ m}^2 =$	0,108874281
$L_{calculado} \text{ m} =$	1,374951706	$a_1 \text{ calculado m} =$	0,33
$C \text{ (m)} =$	1,5	$a_1 \text{ m} =$	0
$b_{calculado} \text{ m} =$	0,48	$a_2 \text{ calculado m} =$	0,33
$b \text{ (m)} =$	1,5	$a_2 \text{ m} =$	0
dimensiones cumplen			
$h \text{ mayor (m)} =$	0,4	$h \text{ mayor (m)} =$	0
$h \text{ menor (m)} =$	0,4	$h \text{ menor (m)} =$	0
$Rec \text{ (m)} =$	0,075	$Rec \text{ (m)} =$	0
$W_{zap\ 1} \text{ kN} =$	21,6	$W_{zap\ 2} \text{ kN} =$	26,5000
$L \text{ (m)} =$		2,86	

CHEQUEO DE RIGIDEZ			
I (m4) zapata med	0,008	I (m4) Viga	0,008575
Si la inercia de la viga es mayor que dos veces la inercia de la zapata, ok la viga es rigida			
0,008	<	0,008575	Viga rigida

DATOS DE EXCENRICIDAD Y DISTANCIA d	
Excentricidad e (m)	Distancia d (m)
0,50	1,25

DATOS DE REACCIONES SIN ΔR			
ZAPATA MEDIANERA		ZAPATA CENTRAL	
R1 (kN)=	180,82	R2 (kN)=	26,50
σ1 (MPa)=	0,080	σ2 (MPa)=	0,027
σ1 (tonf/m2)=	8,04	σ2 (tonf/m2)=	2,65

SOBRE CARGA ΔR	
ΔR (Kn)=	38,31

DATOS DE REACCIONES CON ΔR			
R1 (kN)=	197,529322	R2 (kN)=	-11,80932203
σ1 (MPa)=	0,0878	σ2 (MPa)=	-0,0118
σ1 (tonf/m2)=	8,78	σ2 (tonf/m2)=	-1,18

CHEQUEO DE CAPACIDAD PORTANTE (tonf/m2)=			
8,78	<	24,34	CUMPLE
-1,18	<	24,34	CUMPLE

DISEÑO DE VIGA DE CONTRAPESO			
DISEÑO POR FLEXION			
Nota: La viga de contrapeso presenta el momento máximo justo después de la excentricidad, como se muestra en la figura de los diagramas, por ende el refuerzo principal a flexión ira ubicado en la cara superior, mientras que en la cara inferior se suministrara un acero mínimo que sirva para confinar el concreto, que serán 4 varillas #5). Además de ser necesario se le suministrara un acero mínimo para el control de grietas, colocado en ambas caras longitudinales de la viga.			
Momento actuante Md (kN.m)=	61,68	Mu (kN.m)=	75,51718644
d viga (m)=	0,625	m=	23,53
p nec=	0,0017	p min (NSR-10)=	0,0033
As nec (cm2)=	3,26	As min (cm2)=	6,25
As principal a flexion (cm2)=		6,25	

Acero Suministrado					
cant 1	cant 2	# barra 1	# barra 2	Total	area cm2
4		#5		4#5	7,96
As secundario		2#4	As secundario cm2=	2,58	
Acero control de grietas			SI, Colocar separacion S y #barra		
refuerzo horizontal, ph	$\frac{A_h}{(b \cdot s_h)} > 0,0025$		refuerzo vertical, pv	$\frac{A_v}{(b \cdot s_v)} > 0,0025$	
separacion Sh (cm)	20		separacion Sh (cm)	20	
Acero suministrado		#4	Acero suministrado		#4
Ah (cm2)=		2,58	Av (cm2)=		2,58
0,0043		Cumple	0,0043		Cumple

Cumple Cuanitia

DISEÑO POR CORTANTE			
W Ri zap (kN/m)=	131,69	Reaccion Longitudinal bajo zapata	
V1 (kN)=	32,92	Columna arriba	
V2 (kN)=	-126,30	Columna abajo	
Vborde columna (kN)=	-93,38	Borde columna	
Vd (kN)=	38,30932203	A borde de zapata	
Xo (m)=	0,96	Zona con cortante 0	
Vu (kN)=	117,5596384	Cortante diseño de viga	
ϕVc (kN)=	109,55	Cortante resistente concreto	
se necesita estribos para resistir el cortante ultimo, calcular			
ϕVs (kN)=	8,01	Cortante necesario por estribos	
S max estribos (m)=	0,16	S max (m)=	0,15
ESTRIBOS			
N° Ramas	Barras	Av [cm2]	
2	#3	1,42	
ϕVs (kN)=	186,07	Cortante que aportan los estribos	
ϕVn (kN)=	295,62	Cortante resistente de viga	

295,62	>	117,56	OK, CUMPLE
--------	---	--------	------------

COMPROBACION DE CORTANTE BORDE DE VIGA CON ΔR			
Vd (kN)		ΔR (kN)	
38,3093	=	38,3093	PERFECTO CUMPLE

DISEÑO ZAPATA MEDIANERA			
DISEÑO POR FLEXION			
NOTA: al colocarle una viga de contrapeso la zapata ya no se va a levantar ya se equilibró, pero lo que le puede llegar a pasar a la zapata es que se puede doblarse por las aletas en sentido paralelo a la distancia C es decir, se le cambia la condición de flexión de la zapata, en consecuencia el acero de refuerzo principal, estará ubicado paralelo a la distancia C, y deberá soportar los esfuerzos de flexión, mientras que el acero trasversal o secundario será suministrado para retracción por temperatura			
M (kN/m)=	23,70	Mu (kN/m)=	29,60
Lleva parrilla superior		NO	
d Zap (m)=	0,325	m=	23,53
ρ nec=	0,0005	ρ min (NSR-10)=	0,0018
As nec (cm2)=	2,42	As min (cm2)=	10,8
As principal (cm2)=		10,80	

Acero Suminsitrado					
cant 1	cant 2	# barra 1	# barra 2	Total	area cm2
10		#4		10#4	12,9
					Cumple Cuantia
As secundario (cm2)		0,05	para cada aleta		
Acero Suminsitrado					
cant 1	cant 2	# barra 1	# barra 2	Total	area cm2
10		#4		10#4	12,9
					Cumple Cuantia

DISEÑO POR CORTANTE			
Por la naturaleza de esta zapata, con viga de contrapeso no presenta punzonamiento			
V borde de viga (kN)=	79,01	Vu (kN)=	98,68
ϕVc (kN)=	284,84	cortante resistente concreto	
284,84	>	98,68	OK, cumple por cortante

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Sincelejo 13/04/2026

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Asunto: Certificación

Certifico que he realizado el ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL del proyecto "MEJORAMIENTO Y ADECUACIONES DE LA INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA GABRIEL GARCIA MARQUEZ SEDE OSPINA PEREZ II, MUNICIPIO DE COROZAL, DEPARTAMENTO DE SUCRE" identificado con código BPIN 2026002700007 a construirse en el Municipio de Corozal, Departamento de Sucre y fue elaborado cumpliendo con la norma NSR-10.

Se firma en Sincelejo el día 13 del mes abril de 2026.



ING. MIGUEL ANDRÉS RAMOS VILLAFAÑE

Ingeniero Civil

Esp. Análisis y Diseño Estructural

M.P 021037-0577130 ATL

C.C. 1.140.903.535 Barranquilla

MATRICULA PROFESIONAL

021037-0577130 ATL

R2021080359



INGENIERIA CIVIL

MIGUEL ANDRES
RAMOS VILLAFANE

ID: 1140903535

CORPORACION UNIVERSIDAD
DE LA COSTA CUC





REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2026-4418762

**CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA**

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que MIGUEL ANDRES RAMOS VILLAFANE, identificado(a) con CÉDULA DE CIUDADANIA 1140903535, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 021037-0577130 ATL desde el 13 de Julio de 2021, otorgado(a) mediante Resolución Nacional R2021080359.
2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.
3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**
4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.
5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los veinte (20) días del mes de Abril del año dos mil veintiseis (2026).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*) Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado

El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.

Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.



En nombre de la REPÚBLICA DE COLOMBIA y autorizada por el Ministerio de Educación Nacional mediante decreto No. 263 del 22 de febrero de 1973, representada por el Consejo Directivo y el Rector,

teniendo en cuenta que

MIGUEL ANDRES RAMOS VILLAFÑE

CC No. 1.140.903.535 de Barranquilla

Ha cumplido los requisitos académicos exigidos por la Universidad,
le otorga con todas las prerrogativas, obligaciones y derechos el título de:

ESPECIALISTA EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS

Dado en Barranquilla, a los 13 días del mes de septiembre de 2024

Ariel R.
Rector

Alexandra Defau J.
Decano de División

Guilina Jorante D.
Secretaria Académica

Personería Jurídica
Resolución No. 000396 del
7 de Junio de 1993

Acta No. 2024-15-C-302