VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL PALACIO DE JUSTICIA MUNICIPIO - COLOSÓ

M.P. 15202 154590 BYC
Nombre: Jonathan José Cala Monroy
Especialista en Estructuras

REVISIÓN	FECHA DE REVISIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA REVISIÓN	PREPARÓ	CHEQUEÓ	APROBÓ	AUTORIZÓ
A	24/07/2024	EMISIÓN PARA REVISIÓN	R. CALIXTO	R. CALIXTO	J. CALA	J. CALA

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

CONTENIDO

1 INT|RODUCCIÓN 3
2 OBJETIVO 3
3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 3
4 DOCUMENTOS DE REFERENCIA 5
5 ESTUDIOS DE REFERENCIA 6
6 UNIDADES DE MEDIDA 6
7 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES 6
8 EVALUACIÓN DE CARGAS 7
8.1 CARGA MUERTA (D) 7
8.2 CARGA VIVA CUBIERTA (LR) 8
8.3 CARGA DE VIENTO (W) 9
9 ANÁLISIS SÍSMICO 14
9.1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SISMICA PARA DISEÑO 15
10 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD 23
11 COMBINACIONES DE CARGA 24
12 IDENTIFICACIÓN DE ELEMENTOS 108
13 DATOS DE ENTRADA DEL MODELO MATEMÁTICO 108
14 REVISIÓN DE DERIVAS DE PISO 127
15 INDICE DE FLEXIBILIDAD 130
16 DEFLEXIONES MÁXIMAS 131
17 REVISIÓN DE FLEXIÓN Y DISEÑO A CORTANTE DE ELEMENTOS HORIZONTALES 132
18 REVISIÓN DE ELEMENTOS VERTICALES 197
19 VERIFICACIÓN DE LA CIMENTACIÓN 269
19.1 DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN 269
19.2 comprobación DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN 276
20 CONCLUSIONES 301

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

1 INT|RODUCCIÓN

El presente informe tiene como finalidad proporcionar una evaluación detallada del estado estructural del palacio de justicia del municipio de Coloso ubicada en la carrera 5 con calle 13ª en zona urbana de Coloso – Sucre. Para ello, se han llevado a cabo ensayos y pruebas específicas en los diferentes elementos estructurales, así como una inspección detallada para evaluar las fallas evidenciadas.

Además, se ha realizado un análisis exhaustivo de la calidad y estado de los materiales y elementos utilizados en la construcción. Este análisis permite determinar si los elementos estructurales cumplen con los estándares necesarios para garantizar la seguridad y la integridad estructural de las edificaciones.

2 OBJETIVO

El objetivo del presente documento es presentar el análisis de vulnerabilidad estructural del palacio de justicia de Coloso, el cual servirá como material para diseños, modificaciones o adelantar trámites ante entidades oficiales y gubernamentales.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Analizar la resistencia de los elementos estructurales frente a las solicitaciones de cargas sísmicas.
- Evaluar la capacidad de la estructura para resistir eventos sísmicos.
- Realizar una evaluación general del edificio para determinar si cumple con las normativas y reglamentos locales, estatales o nacionales que rigen su construcción y uso.

3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

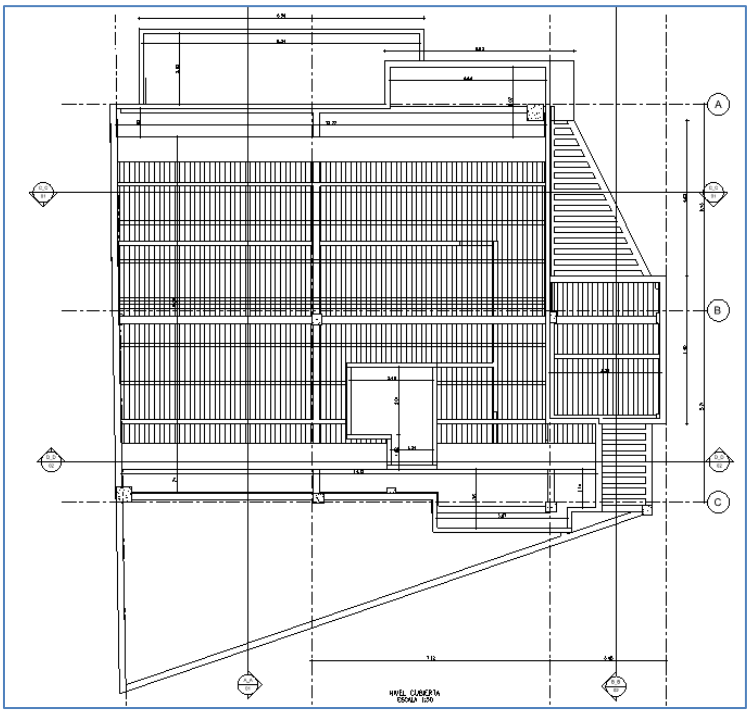
El alcance de este documento es realizar la vulnerabilidad estructural del palacio de justicia de Coloso - Sucre, que según NSR-10 A.2 se encuentra clasificada como zona de AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA, es una estructura con Capacidad de Disipación de Energía Moderada (DMO) de pórticos resistentes a momentos en concreto reforzado. La edificación es una estructura de 1 nivel principal, cubierta y cimentación compuesta por zapatas de cimentación.

El método de revisión del diseño estructural empleado es el método de los estados límites de resistencia, para una estructura analizada con un sistema estructural de pórticos de concreto resistente a momentos, aplicando análisis espectral modal.

Con el análisis de las cargas actuantes, la definición de los materiales a emplear, la geometría del edificio se procede a su modelación matemática mediante el uso del software CYPECAD programa de análisis que mediante métodos matriciales y aplicando análisis dinámico de espectro de respuesta, calcula los centros de masas y de rigidez de la estructura tomando en cuenta una excentricidad mínima del 5%.

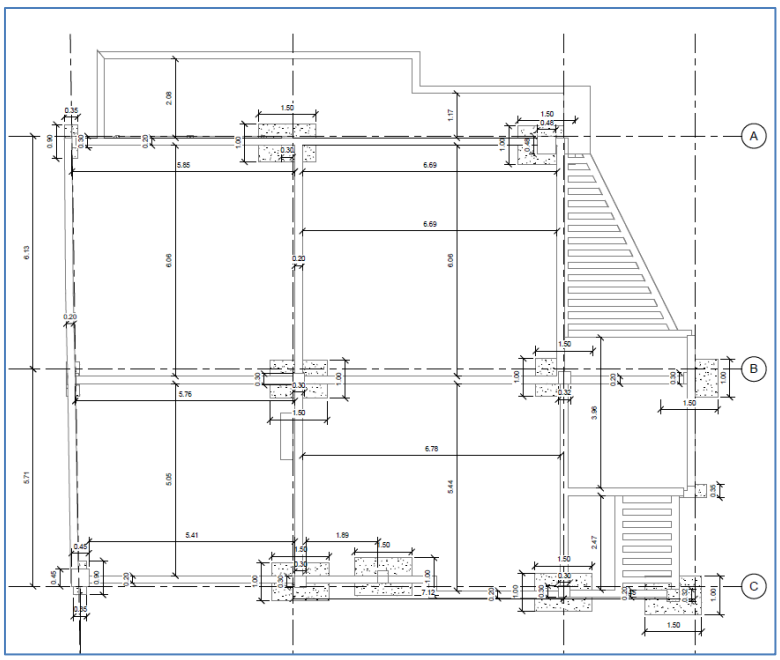
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Ilustración 1 Levantamiento de cubierta



Fuente: Levantamiento estructural

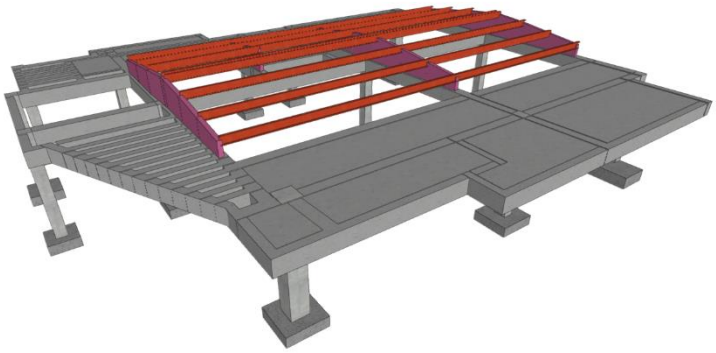
Ilustración 2 Levantamiento de N0+000



Fuente: Levantamiento estructural

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Ilustración 2 Modelo matemático



Fuente: CYPECAD

4 DOCUMENTOS DE REFERENCIA

DOCUMENTOS RECIBIDOS PARA DISEÑO

- 2599_JUL0324_EST_PL_JUZGADO COLOSO_V1
- 2599_JUL_1124_PAT_INF_PATOLOGIA JUZGADO DE COLOSO_V1

REGULACIONES LOCALES

- Reglamento Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10
- Normas Técnicas Colombianas, NTC (121,321,174,3459,2289,1925,2310,161,1920)

CÓDIGOS INTERNACIONALES DE DISEÑO

- ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- ASCE 7-10 Guide to the Seismic Load Provisions – American Society of Civil Engineers
- ASCE 7-10 Guide to the Wind Load Provisions – American Society of Civil Engineers
- IBC-12 International Building Code – International Code Council
- ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete - American Concrete Institute
- ACI 224.1 Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures – American Concrete Institute
- AISC 325-10 Steel Construction Manual, 13th Edition (5th Printing) AISC 327-05 AISC Seismic Design Manual

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

5 ESTUDIOS DE REFERENCIA

Se cuenta con la siguiente información del estudio de suelos.

Tabla 1. Parámetros sísmicos

PARÁMETROS SÍSMICOS	
Aa coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva	0.10
Av coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva	0.15
Nivel de amenaza sísmica	INTERMEDIA
Perfil de suelo	Tipo de perfil C

Fuente: NSR-10, Titulo A

6 UNIDADES DE MEDIDA

Los diseños y cálculos serán desarrollados usando las siguientes Unidades:

- Longitud: Metro m
  Milímetro mm
- Área: Metro cuadrado m^2
  Milímetro cuadrado mm^2
- Volumen: Metro cúbico m^3
  Milímetro cúbico mm^3
- Fuerza: Kilo newton kN
  Kilogramo kg
- Masa: Kilogramo kg
- Presión: Kilo pascal $kPa=KN/m^2$
  Mega pascal $MPa=N/mm^2$
- Peso específico: Kilo newton/ metro cúbico kN/m^3

7 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

CONCRETO

ELEMENTOS	RESISTENCIA	MODULO DE ELASTICIDAD
Concreto de columnas	17.5 N/mm^2	e= 19661 N/mm^2
Concreto de vigas, cimentación y losas de entrepiso	17.5 N/mm^2	e= 19661 N/mm^2

Fuente: Patología Estructural

ACERO DE REFUERZO

- Acero liso y trefilado, con límite de Fluencia fy = 240 N/mm2
- Acero corrugado, Grado 60, con límite de Fluencia fy = 420 N/mm2 para todos los diámetros, NTC 2289 (ASTM A-706).
- Malla acero corrugado para todos los diámetros, con límite de Fluencia fy=485 N/mm2.
-

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

ACERO PARA ÁNGULOS, PLACAS Y TENSORES DE CUBIERTA

- Acero ASTM A 36

ACERO PARA PERNOS DE ANCLAJE

- Acero F1554 GR 36

ACERO PARA PERNOS DE CONEXIONES METÁLICAS

- Acero ASTM A 325

ACERO DE PERFILES LAMINADOS EN FRIO

- Acero ASTM A 653 GR 50

8 EVALUACIÓN DE CARGAS

Los tipos de cargas que serán consideradas en el diseño se describen a continuación:

- Carga Muerta (D)
- Carga Viva (L)
- Carga Viva de cubierta (Lr)
- Carga de Viento (W)
- Carga de granizo (G)
- Carga de Sismo (E)

8.1 CARGA MUERTA (D)

Corresponde a las solicitaciones transmitidas por el peso propio de la estructura, y por el peso de todos los materiales permanentemente fijados a esta o soportados por la misma. El peso propio de columnas, vigas, losa de entrepiso fue automáticamente generado por el programa de análisis a partir de la geometría y propiedades asignadas.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

- **CARGA MUERTA DE ACABADOS**

Las cargas asignadas se obtuvieron de acuerdo con la NSR10 como se describe a continuación.

Ilustración 3 Carga muerta a Fachada y Afinado de piso y acabados

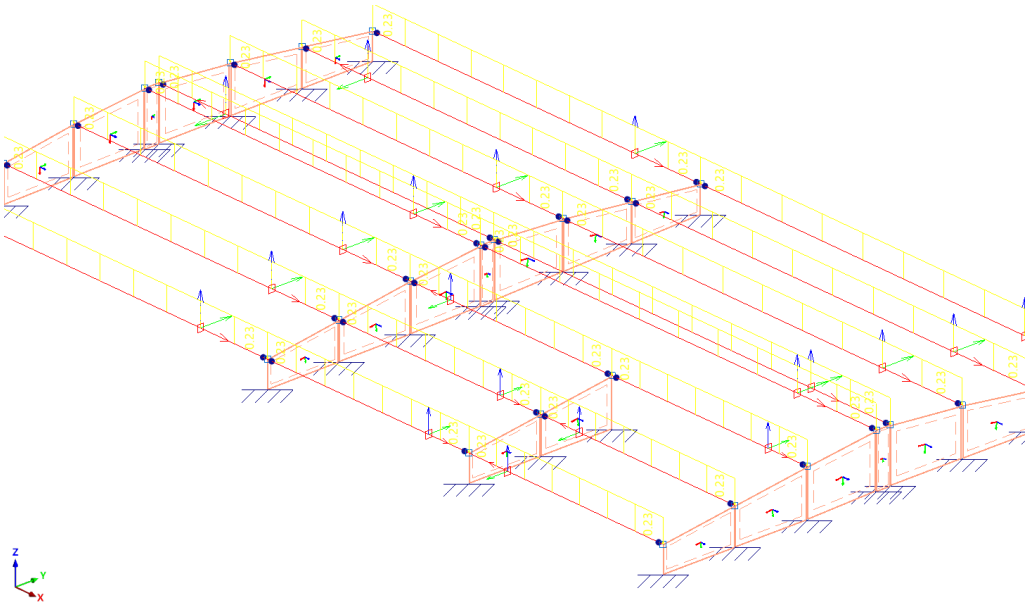
Tabla B.3.4.3-1
Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado

Ocupación		Fachada y particiones (kN/m²) m² de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kN/m²) m² de área en planta	Fachada y particiones (kgf/m²) m² de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kgf/m²) m² de área en planta
Reunión	Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios.	1.0	1.8	100	180
Oficinas	Particiones móviles de altura total	1.0	1.8	100	180
	Particiones fijas de mampostería	2.0	1.8	200	180
Educativos	Salones de clase	2.0	1.5	200	150
Fábricas	Industrias livianas	0.8	1.6	80	160
Institucional	Internados con atención a los residentes	2.0	1.6	200	160
	Prisiones, cárceles, reformatorios y centros de detención	2.5	1.8	250	180
	Guarderías.	2.0	1.6	200	160
Comercio	Exhibición y venta de mercancías.	1.5	1.4	150	140
Residencial	Fachada y particiones de mampostería.	3.0	1.6	300	160
	Fachada y particiones livianas.	2.0	1.4	200	140
Almacena-miento	Almacenamiento de materiales livianos.	1.5	1.5	150	150
Garajes	Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000 kg	0.2	1.0	20	100

Fuente: NSR10

Se asignan las cargas muertas en la cubierta:

Para el segundo piso y la cubierta se asignan las cargas lineales a los elementos estructurales vigas:



8.2 CARGA VIVA CUBIERTA (LR)

Corresponde a las solicitaciones transmitidas por la ocupación y uso de la estructura de cubierta.

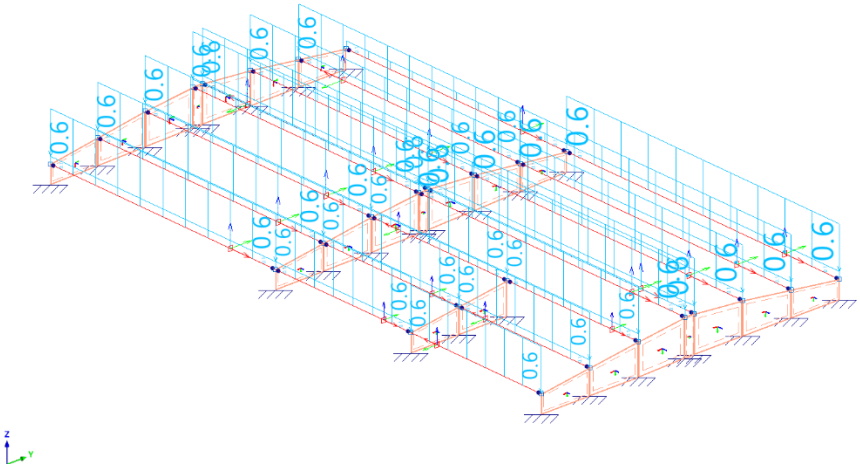
- Carga viva de cubierta: 0.5KN/m$^{2.}$ Según Tabla B.4.2.1-2, Fuente: NSR-10, Titulo B, teniendo en cuenta que la cubierta del edificio tiene acceso limitado únicamente al personal de mantenimiento, de acuerdo a lo evidenciado en la visita de levantamiento estructural

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Tabla B.4.2.1-2
Cargas vivas mínimas en cubiertas, azoteas y terrazas

Tipo de cubierta	*Carga uniforme (kN/m²) m² de área en planta*	*Carga uniforme (kgf/m²) m² de área en planta*
(A) Cubiertas, azoteas y terrazas planas con acceso totalmente limitado al personal de mantenimiento y a través de un acceso (puerta, reja, o trampa) que permanezca siempre cerrada con llave, u otro elemento de seguridad equivalente, que esté bajo custodia y responsabilidad del propietario del inmueble o de su administrador. Esta limitación debe quedar consignada en el reglamento de copropiedad cuando se trata de copropiedades. Cualquier modificación a este tipo de acceso requiere licencia de construcción y constituirá un cambio de uso con las implicaciones correspondientes.	1.80	180
(B) Cubiertas, azoteas y terrazas a las cuales haya acceso al público o los usuarios de la edificación sin restricción (véanse las Notas 2 y 3)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
(C) Cubiertas, azoteas y terrazas con acceso únicamente desde un bien privado según la licencia de construcción y el reglamento de copropiedad (véanse las Notas 2 y 3)	La misma correspondiente en la Tabla B.4.2.1-1 del espacio desde el cual se les da acceso (Nota-4)	La misma correspondiente en la Tabla B.4.2.1-1 del espacio desde el cual se les da acceso (Nota-4)
(D) Cubiertas, azoteas y terrazas autorizadas en la licencia de construcción y el reglamento de copropiedad como elementos comunales recreativos, o como jardines comunales de cubierta, o para reuniones públicas o privadas (véanse las Notas 2 y 3)	5.00	500
(E) Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.35	35
(F) Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada y sin posibilidad alguna de acceso a personas diferentes del personal de mantenimiento	0.50	50

Asignación de carga viva de cubierta N+5.72 (KN/m)



Asignación de carga viva de cubierta N+6.46 (KN/m)

8.3 CARGA DE VIENTO (W)

Se usará para estar apartado las presiones de viento producidas sobre una estructura de este tipo según NSR-10 B.6., usando el método de analítico.

. Datos generales

Se considera acción de viento en dirección X
Se considera acción de viento en dirección Y
Datos del emplazamiento

V: Velocidad básica del viento (NSR-10, B.6.5.4) **V** : *28.0* m/s

Categoría de uso (NSR-10, B.6.5.5): Categoría II

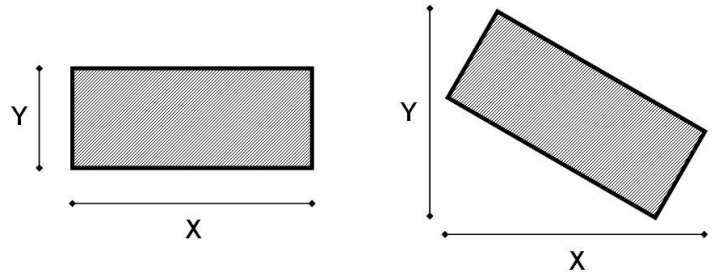
Categoría del terreno (NSR-10, B.6.5.6)
Categoría B

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Orografía del terreno (NSR-10, B.6.5.7)
Dirección X [0°- 180°]: Llano
Dirección Y [90°- 270°]: Llano

Anchos de banda

Anchos de banda son las longitudes de la fachada expuesta en dirección perpendicular a la acción del viento.



Planta	Ancho X (m)	Ancho Y (m)
N+2.66	16.56	17.54

Coeficientes aplicados a la acción de viento

+X: 1.00 **-X:** 1.00
+Y: 1.00 **-Y:** 1.00

Presión dinámica

La presión dinámica $\mathbf{q_z}$, evaluada a la altura z, se calcula mediante la siguiente expresión:

Parámetros necesarios para la definición de la presión dinámica

V: Velocidad básica del viento (NSR-10, B.6.5.4) **V** : *33.0* m/s
I: Factor de importancia (NSR-10, Tabla B.6.5-1) **I** : *1.00*
Categoría de uso (NSR-10, B.6.5.5): Categoría II
$\mathbf{K_d}$: Factor de direccionalidad (NSR-10, Tabla B.6.5-4) $\mathbf{K_d}$: *0.85*
$\mathbf{K_z}$: Coeficiente de exposición (NSR-10, Tabla B.6.5-3)
$\mathbf{K_{zt}}$: Factor topográfico (NSR-10, B.6.5.7.2)

Factor de exposición

$\mathbf{K_z}$: Coeficiente de exposición (NSR-10, Tabla B.6.5-3)

Constantes de exposición del terreno (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

Dirección	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
Exposición	Categoría B	Categoría B	Categoría B	Categoría B
a	7.0	7.0	7.0	7.0
z_g (m)	365.80	365.80	365.80	365.80

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Coeficiente de exposición K_z por planta (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

K_z				
Planta	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
N+2.66	0.553	0.553	0.553	0.553

K_z				
Planta	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
MAX(5, h)	0.553	0.553	0.553	0.553

Factor topográfico

K_{zt}: Factor topográfico (NSR-10, B.6.5.7.2) **K_{zt}** : *1*

Presión dinámica por planta

Presión dinámica q_z por planta (NSR-10, B.6.5.10)

q_z (kN/m²)				
Planta	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
N+2.66	0.31	0.31	0.31	0.31

q_h (kN/m²)				
Planta	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
h	0.31	0.31	0.31	0.31

h: Altura media de la cubierta del edificio **h** : *2.66* m

Presión de diseño

Las presiones de diseño para el sistema principal resistente a la fuerza del viento se deben determinar mediante la siguiente expresión:

(NSR-10, B.6.5.12.2 y Figura B.6.5-3)

Donde:

q_z: Presión dinámica evaluada a la altura z

q_h: Presión dinámica evaluada a la altura h

$C_{p,w}$: Coeficiente de presión a barlovento

$C_{p,l}$: Coeficiente de presión a sotavento

G: Factor de efecto de ráfaga

Coeficientes de presión

Dirección X [0°- 180°]

$C_{p,w}$: Coeficiente de presión a barlovento (NSR-10, Figura B.6.5-3) **$C_{p,w}$** : *0.80*

$C_{p,l}$: Coeficiente de presión a sotavento (NSR-10, Figura B.6.5-3) **$C_{p,l}$** : *-0.50*

L/B: Relación **L/B** : *0.94*

L: Dimensión horizontal del edificio medida paralelamente a la dirección del viento **L** : *16.56* m

B: Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento **B** : *17.54* m

Dirección Y [90°- 270°]

$C_{p,w}$: Coeficiente de presión a barlovento (NSR-10, Figura B.6.5-3) **$C_{p,w}$** : *0.80*

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$C_{p,l}$: Coeficiente de presión a sotavento (NSR-10, Figura B.6.5-3) $C_{p,l}$: *-0.49*

L/B: Relación **L/B** : *1.06*

L: Dimensión horizontal del edificio medida paralelamente a la dirección del viento **L** : *17.54* m

B: Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento **B** : *16.56* m

Factor de efecto de ráfaga

Estructura flexible: aquella que tiene una frecuencia natural fundamental menor que 1Hz.

Estructura rígida: aquella que tiene una frecuencia natural fundamental mayor o igual que 1Hz.

Factor de efecto de ráfaga para estructura rígida

Para las estructuras rígidas, el factor de efecto de ráfaga se determina mediante la expresión:

(NSR-10, B.6.5.8.1)

I_z: Intensidad de la turbulencia a la altura z

z: Altura equivalente de la estructura

h: Altura media de la cubierta del edificio **h** : *2.66* m

$z_{mín}$: Constante de exposición (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

c: Factor de intensidad de la turbulencia (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

g_Q: Factor de pico para la respuesta base (NSR-10, B.6.5.8.1) g_Q : *3.4*

g_v: Factor de pico para la respuesta al viento (NSR-10, B.6.5.8.1) g_v : *3.4*

Q: Respuesta base (NSR-10, B.6.5.8.1)

B: Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento

h: Altura media de la cubierta del edificio

L_z: Escala de longitud integral de turbulencia

I: Factor de escala de longitud integral (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

e: Exponente para la ley potencial de la escala de longitud integral (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Constantes de exposición del terreno (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

Dirección	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
Exposición	Categoría B	Categoría B	Categoría B	Categoría B
$z_{mín}$ (m)	9.00	9.00	9.00	9.00
c	0.30	0.30	0.30	0.30
l	97.5	97.5	97.5	97.5
e	0.33	0.33	0.33	0.33
b	---	---	---	---
a	---	---	---	---

Cálculo del factor de efecto de ráfaga, G

Dirección	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
$z_{mín}$ (m)	9.00	9.00	9.00	9.00
I_z	0.41	0.41	0.41	0.41
L_z	52.89	52.89	52.89	52.89
Q	0.86	0.87	0.86	0.87
g_Q	3.40	3.40	3.40	3.40
g_v	3.40	3.40	3.40	3.40
g_R	---	---	---	---
V_z	---	---	---	---
R	---	---	---	---
G	0.84	0.84	0.84	0.84

1.3.3. Presión de diseño por planta

Presión de diseño, p (NSR-10, B.6.5.12.2 y Figura B.6.5-3)

p (kN/m²)				
Planta	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
N+2.66	0.40	0.40	0.40	0.40

1.4. Cargas de viento por planta

Las cargas de viento para el diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento se deben determinar mediante la siguiente expresión:

Donde:

F_i: Carga de viento que actúa en la planta 'i'

p_i: Presión de diseño en la planta 'i'

A_i: Área de la planta 'i' sobre la que actúa la presión de diseño del viento

b_i: Anchura de banda de la planta 'i' perpendicular a la dirección de análisis

h_i: Altura de la planta 'i'

c: Coeficiente aplicado a la acción de viento

Viento a 0° (+X)				
Planta	p (kN/m²)	b (m)	h (m)	F (kN)
N+2.66	0.40	17.54	1.33	9.331

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

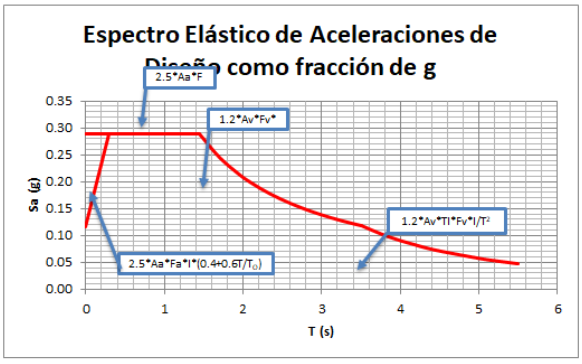
Viento a 90° (-Y)				
Planta	**p (kN/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (kN)**
N+2.66	0.40	16.56	1.33	-8.810
Viento a 180° (-X)				
Planta	**p (kN/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (kN)**
N+2.66	0.40	17.54	1.33	-9.331
Viento a 270° (+Y)				
Planta	**p (kN/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (kN)**
N+2.66	0.40	16.56	1.33	8.810

9 ANÁLISIS SÍSMICO

Para este apartado se usa el espectro de diseño elástico, encontrado en NSR-10 A.2, y remplazando con los parámetros sísmicos definidos por el estudio de suelos se obtiene:

Espectro elástico de aceleraciones de diseño

Ciudad	Coloso
Perfil de suelos	SUCRE
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Aa	0.1
Av	0.15
Perfil de suelos NSR 10	C
Fa	1.05
Fv	2.10
I	II
	1.10
To	0.30
Tc	1.44
TL	3.50



En el NSR 10 en la Tabla No. A.3-3 (Sistema de pórtico resistente a momentos) se establecen los valores del coeficiente de disipación de energía para los diferentes sistemas de resistencia sísmica, y zonas de amenaza sísmica. La estructura se encuentra ubicada en Zona de Amenaza Intermedia con Capacidad de Disipación de Energía Moderada (DMO) de pórticos losa – columna en concreto reforzado se usará un coeficiente de disipación de energía de Ro=5.0.
Como la edificación es de importancia II se debe realizar la verificación de derivas por el espectro de umbral de daño.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (*DES*)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)									
a. De concreto (*DMO*)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DMO*)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (*DMO*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)									
a. De concreto (*DMI*)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (*DMI*)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (*DMI*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial	el mismo	2.5 (Nota-	2.0	si	Sin	si	sin	si	Sin

Fuente:NSR-10, Titulo A

El software de diseño tiene parametrizados bastantes factores dentro del mismo, por ejemplo la justificación de la acción sísmica para diseño tal cual como la arroja en programa, se puede encontrar dentro de esta memoria en el numeral 9.3 JUSTIFICACION DE LA ACCION SISMICA PARA DISEÑO; para el umbral de daño el programa no tiene por default esa opción entonces se crea un espectro de usuario con las especificaciones de umbral de daño, como se muestra en el numeral 9.4 JUSTIFICACION DE LA ACCION SISMICA PARA UMBRAL DE DAÑO.

9.1 JUSTIFICACIÓN DE LA ACCIÓN SISMICA PARA DISEÑO

Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_a** : *0.10* g
A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_v** : *0.15* g
V_m: Velocidad media de onda de cortante (NSR-10, A.2.4.3)	**V_m** : *360.00* m/s

Sistema estructural

R_{0X}: Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3)	**R_{0X}** : *5.00*
R_{0Y}: Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3)	**R_{0Y}** : *5.00*
F_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)	**F_a** : *1.00*
F_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	**F_p** : *1.00*
F_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	**F_{rX}** : *1.00*
F_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	**F_{rY}** : *1.00*

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Geometría en altura (NSR-10, A.3.3.4 y A.3.3.5): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma
Tipología estructural (X): I
Tipología estructural (Y): I
h: Altura del edificio **h** : *2.66* m

Tipo de edificación (NSR-10, A.2.5): II

Parámetros de cálculo
Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma
Grados de libertad que intervienen en el análisis: No se han considerado las plantas bajo rasante en el modelo dinámico
Fracción de sobrecarga de uso : *0.00*
Fracción de sobrecarga de nieve : *0.00*
Factor multiplicador del espectro : *1.00*

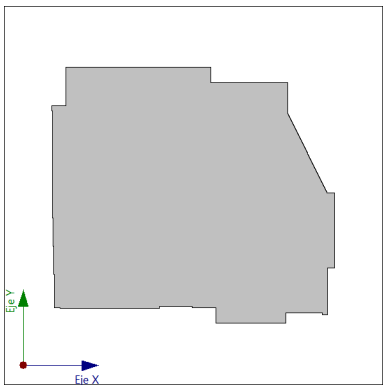
Efectos de la componente sísmica vertical
No se consideran

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

Se realiza análisis de los efectos de 2º orden
Valor para multiplicar los desplazamientos 1.00

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Moderado (DMO)

Direcciones de análisis
Acción sísmica según X
Acción sísmica según Y

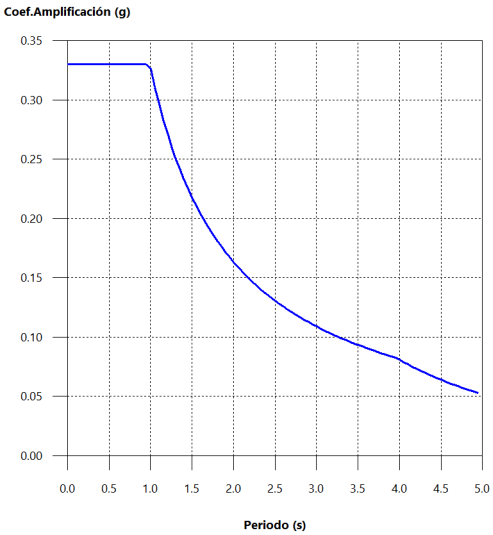


Proyección en planta de la obra

1.2. Espectro de cálculo

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones



Coef.Amplificación:

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.330 g.

NSR-10 (A.2.

Parámetros necesarios para la definición del espectro

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) — **A_a** : *0.10* g
A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) — **A_v** : *0.15* g

F_a: Coeficiente de amplificación de la aceleración en zona de periodos cortos (NSR-10, Tabla A.2.4-3) — **F_a** : *1.20*
Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4) — **Suelo** : *C*
A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) — **A_a** : *0.10* g

F_v: Coeficiente de amplificación de la aceleración en zona de periodos intermedios (NSR-10, Tabla A.2.4-4) — **F_v** : *1.65*
Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4) — **Suelo** : *C*
A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) — **A_v** : *0.15* g

I: Coeficiente de importancia (NSR-10, A.2.5) — **I** : *1.10*
Tipo de edificación: II

T_c: Periodo correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante y la parte descendente del mismo (NSR-10, A.2.6.1) — **T_c** : *0.99* s

T_l: Periodo correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante (NSR-10, A.2.6.1) — **T_l** : *3.96* s

1.2.2. Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R) correspondiente a cada dirección de análisis.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Coeficiente de capacidad de disipación de energía (NSR-10, A.3.3.3)

R_X: Coeficiente de capacidad de disipación de energía de diseño (X)

R_Y: Coeficiente de capacidad de disipación de energía de diseño (Y)

R_{Xi}: Coeficiente de capacidad de disipación de energía (X) — R_{Xi} : *5.00*

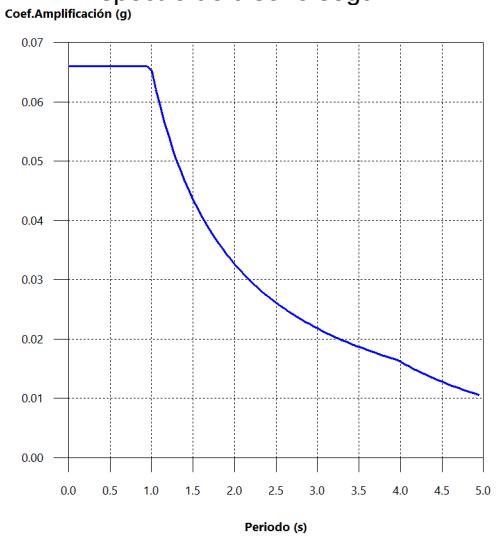
R_{Yi}: Coeficiente de capacidad de disipación de energía (Y) — R_{Yi} : *5.00*

Donde:

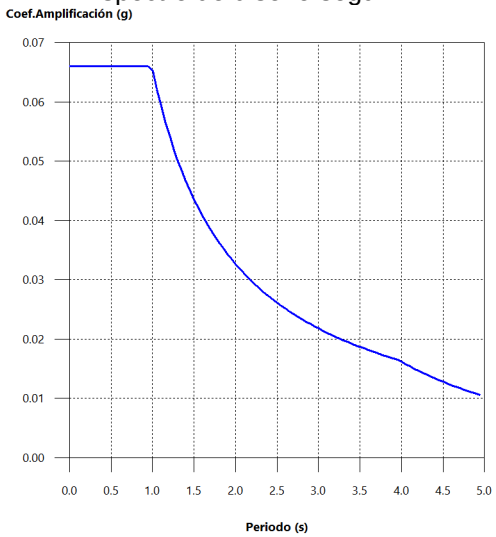
R_{0X}: Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3)	R_{0X} : *5.00*
R_{0Y}: Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3)	R_{0Y} : *5.00*
F_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)	F_a : *1.00*
F_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	F_p : *1.00*
F_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	F_{rX} : *1.00*
F_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	F_{rY} : *1.00*

NSR-10 (A.3.7)

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



1.3. Coeficientes de participación

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.228	0.2966	0.0685	0.9525	79.28 %	4.18 %	R = 5 A = 0.647 m/s² D = 0.8499 mm	R = 5 A = 0.647 m/s² D = 0.8499 mm
Modo 2	0.219	0.2008	0.9104	0.3617	4.67 %	95.02 %	R = 5 A = 0.647 m/s² D = 0.78893 mm	R = 5 A = 0.647 m/s² D = 0.78893 mm
Modo 3	0.178	0.0622	0.0124	0.998	15 %	0.59 %	R = 5 A = 0.647 m/s² D = 0.51988 mm	R = 5 A = 0.647 m/s² D = 0.51988 mm
Total					98.95 %	99.79 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

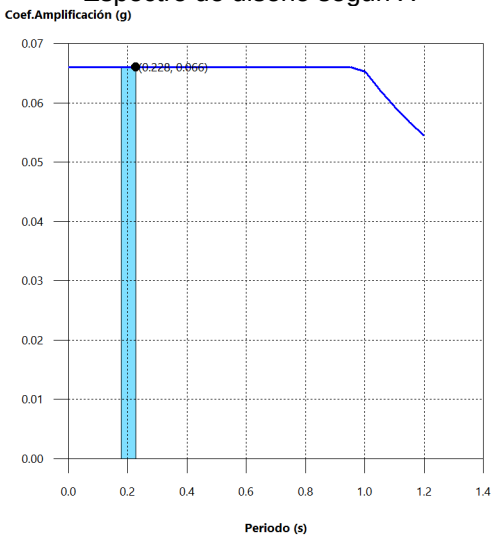
R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

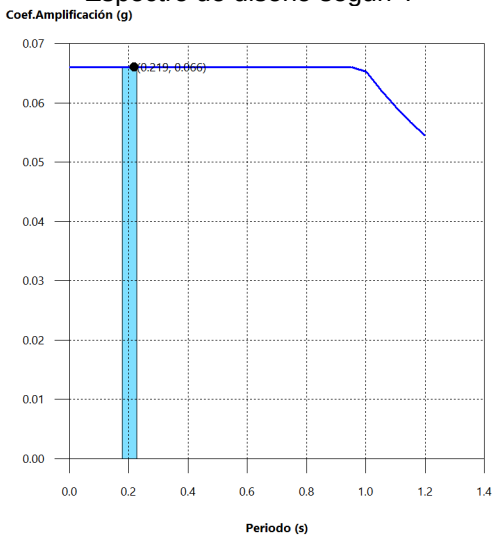
D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.228	0.066

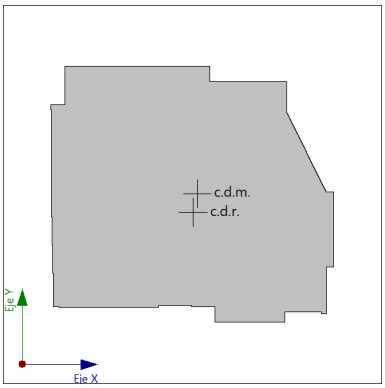
Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.219	0.066

1.4. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_X (m)	e_Y (m)
N+2.66	(8.40, 6.63)	(8.17, 5.53)	0.24	1.09

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)
c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)
e_X: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)
e_Y: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



N+2.66

1.5. Corrección por cortante basal

1.5.1. Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_X (kN)	$V_{d,X}$ (kN)
Sismo X1	Modo 1	40.285	44.133
	Modo 2	2.376	
	Modo 3	7.624	

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (kN)	$V_{d,Y}$ (kN)
Sismo Y1	Modo 1	2.147	50.788
	Modo 2	48.835	
	Modo 3	0.304	

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica
$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

1.5.2. Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

$V_{S,X}$: Cortante sísmico en la base (X) (NSR-10, A.4.3.1) — **$V_{S,X}$** : *50.272* kN

$S_{d,X}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) — **$S_{d,X}(T_a)$** : *0.066* g
$T_{a,X}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NSR-10, A.4.2.2) — **$T_{a,X}$** : *0.11* s

Tipología estructural (X): I
h: Altura del edificio — **h** : *2.66* m

$V_{S,Y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NSR-10, A.4.3.1) — **$V_{S,Y}$** : *50.272* kN

$S_{d,Y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) — **$S_{d,Y}(T_a)$** : *0.066* g
$T_{a,Y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NSR-10, A.4.2.2) — **$T_{a,Y}$** : *0.11* s

Tipología estructural (Y): I
h: Altura del edificio — **h** : *2.66* m

W: Peso sísmico total de la estructura — **W** : *761.704* kN

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

w_i: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Planta	w_i (kN)
N+2.66	761.704
W=åw$_i$	**761.704**

1.5.3. Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.80 \cdot V_s/V_d$.

Geometría en altura (NSR-10, A.3.3.4 y A.3.3.5): Regular

NSR-10 (A.5.4.5)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1}$ ³ $0.80 \cdot V_{s,X}$ 44.133 kN ³ 40.218 kN	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1}$ ³ $0.80 \cdot V_{s,Y}$ 50.788 kN ³ 40.218 kN	N.P.

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica
$V_{s,X}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica
$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica
$V_{s,Y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica
N.P.: No procede

1.6. Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

1.6.1. Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Planta	Q_X (kN)	$F_{eq,X}$ (kN)	Q_Y (kN)	$F_{eq,Y}$ (kN)
N+2.66	44.133	44.133	19.765	19.765

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	Q_X (kN)	$F_{eq,X}$ (kN)	Q_Y (kN)	$F_{eq,Y}$ (kN)
N+2.66	19.771	19.771	50.788	50.788

NSR-10 (A.5.4.5)

10 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD

Teniendo en cuenta el informe de patología presentado de la edificación se utilizan los siguientes factores de reducción de resistencia, según A.10.4-1.

COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Calidad del diseño y de la estructura original	BUENA	**ϕc =**	**1.0**
Estado de mantenimiento y conservación de la estructura	BUENA	**ϕe =**	**1.0**

Para la asignación de estos factores en el modelo matemático se utiliza la expresión (A.10-1)

$N_{ef} = \phi_e \phi_c N_{ex}$ (A.10-1)

Y para el cálculo del índice de sobre esfuerzo se tiene

$$Indice = \frac{Fa}{Fn}$$

Siendo Fa esfuerzo actuante y Fn la resistencia del elemento.

$$Indice = \frac{Fa}{N_{ef}} = \frac{Fa}{\phi_e \phi_c N_{ex}}$$

$$Indice = \frac{(\frac{Fa}{\phi_e \phi_c})}{N_{ex}}$$

Así teniendo en cuenta los factores de reducción de resistencia por calidad y estado, como factores de mayoración de cargas actuantes en las combinaciones de carga como se muestra a continuación.

Para tener en cuenta estos índices en los softwares se tiene dos opciones: reducir la resistencia de los elementos y la segunda, mayorar las cargas. En este caso se opta por mayorar las cargas multiplicando los factores de carga de las combinaciones por el inverso de producto de los dos factores, ejemplo (B.2.4-1):

$$1.4D * \frac{1}{\phi_e \phi_c} = 2.19D$$

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

11 COMBINACIONES DE CARGA

COMBINACIONES DE CARGA PARA LA VERIFICACIÓN DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO (MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO)

Las siguientes combinaciones serán utilizadas para el análisis de estabilidad de estructuras y fundaciones, y la evaluación de la presión de suelo bajo fundaciones.

D	B.2.3-1
D+L	B.2.3-2
D+L	B.2.3-3
D+0.75L	B.2.3-4
D±W	B.2.3-5
D±0.7E	B.2.3-6
D±0.75W+0.75L	B.2.3-7
D+0.75(0.7E) +0.75L	B.2.3-8
0.6D±W	B.2.3-9
0.6D±0.7E	B.2.3-10

NOTAS:

- Fuerza sísmica reducida E = Fs / R = Fs/(Ro*Øa*Øp*Ør)
- Para la obtención de las derivas con estas combinaciones (ASD) debe emplearse la fuerza sísmica Fs sin haber sido dividida por R y con un coeficiente de 1.0 en vez de 0.7 (i.e. ΔDERIVAS-SISMO = ΔASD*R*1.428)

COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA (LRFD)

Las estructuras de concreto o mampostería estructural, sus componentes y su cimentación deben diseñarse de tal manera que sus resistencias de diseño excedan los efectos de las cargas mayoradas de acuerdo con las siguientes combinaciones de carga por el método Estado límite de Resistencia, para:

1.4D	B.2.4-1
1.2D+1.6L+0.5Lr	B.2.4-2
1.2D+1.6(Lr o G o Le)+(1.0L o 0.5W)	B.2.4-3
1.2D+1.0W+1.0L+0.5(Lr o G o Le)	B.2.4-4
1.2D+1.0E+1.0L	B.2.4-5
0.9D+1.0W	B.2.4-6
0.9D+1.0E	B.2.4-7

NOTA:

Fuerza sísmica reducida E = Fs / R = Fs/(Ro*Øa*Øp*Ør)

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Teniendo en cuenta que se está realizando el análisis de vulnerabilidad sísmica de la edificación, se multiplicaron los factores de mayoración de carga de las combinaciones descritas anteriormente, por el inverso del producto de los factores de reducción de resistencia por calidad y estado, dando como resultado las combinaciones de carga que se observan a continuación.

- **Nombres de las hipótesis**

PP	Peso propio
CM	Cargas muertas
Qa (1)	Sobrecarga (Uso General)
Qa (2)	Sobrecarga (Uso Garajes y áreas de pública concurrencia)
Qa (3)	Sobrecarga (Uso Cubiertas)
V(+X exc.+)	Viento +X exc.+
V(+X exc.-)	Viento +X exc.-
V(-X exc.+)	Viento -X exc.+
V(-X exc.-)	Viento -X exc.-
V(+Y exc.+)	Viento +Y exc.+
V(+Y exc.-)	Viento +Y exc.-
V(-Y exc.+)	Viento -Y exc.+
V(-Y exc.-)	Viento -Y exc.-
G	Granizo :D
SX	Sismo X
SY	Sismo Y

- **Categorías de uso**
  1. General
  2. Garajes y áreas de pública concurrencia
  3. Cubiertas

- **E.L.U. de rotura. Hormigón**
  NSR-10
- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones**
  NSR-10
- **E.L.U. de rotura. Columnas mixtos de hormigón y acero**
  NSR-10

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
1	1.400	1.400														
2	1.200	1.200														
3	1.200	1.200	1.600													
4	1.200	1.200		1.600												
5	1.200	1.200	1.600	1.600												
6	1.200	1.200	1.600		0.500											
7	1.200	1.200		1.600	0.500											

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
8	1.200	1.200	1.600	1.600	0.500											
9	1.200	1.200	1.600											0.500		
10	1.200	1.200		1.600										0.500		
11	1.200	1.200	1.600	1.600										0.500		
12	1.200	1.200	0.500	1.000												
13	1.200	1.200			1.600											
14	1.200	1.200	0.500		1.600											
15	1.200	1.200		1.000	1.600											
16	1.200	1.200	0.500	1.000	1.600											
17	1.200	1.200												1.600		
18	1.200	1.200	0.500											1.600		
19	1.200	1.200		1.000										1.600		
20	1.200	1.200	0.500	1.000										1.600		
21	1.200	1.200			1.600	0.500										
22	1.200	1.200			1.600		0.500									
23	1.200	1.200			1.600			0.500								
24	1.200	1.200			1.600				0.500							
25	1.200	1.200			1.600					0.500						
26	1.200	1.200			1.600						0.500					
27	1.200	1.200			1.600							0.500				
28	1.200	1.200			1.600								0.500			
29	1.200	1.200				0.500								1.600		
30	1.200	1.200					0.500							1.600		
31	1.200	1.200						0.500						1.600		
32	1.200	1.200							0.500					1.600		
33	1.200	1.200								0.500				1.600		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
34	1.200	1.200									0.500			1.600		
35	1.200	1.200										0.500		1.600		
36	1.200	1.200											0.500	1.600		
37	1.200	1.200				1.000										
38	1.200	1.200	0.500			1.000										
39	1.200	1.200		1.000		1.000										
40	1.200	1.200	0.500	1.000		1.000										
41	1.200	1.200			0.500	1.000										
42	1.200	1.200	0.500		0.500	1.000										
43	1.200	1.200		1.000	0.500	1.000										
44	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500	1.000										
45	1.200	1.200					1.000									
46	1.200	1.200	0.500				1.000									
47	1.200	1.200		1.000			1.000									
48	1.200	1.200	0.500	1.000			1.000									
49	1.200	1.200			0.500		1.000									
50	1.200	1.200	0.500		0.500		1.000									
51	1.200	1.200		1.000	0.500		1.000									
52	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500		1.000									
53	1.200	1.200						1.000								
54	1.200	1.200	0.500					1.000								
55	1.200	1.200		1.000				1.000								
56	1.200	1.200	0.500	1.000				1.000								
57	1.200	1.200			0.500			1.000								
58	1.200	1.200	0.500		0.500			1.000								
59	1.200	1.200		1.000	0.500			1.000								

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
60	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500			1.000								
61	1.200	1.200							1.000							
62	1.200	1.200	0.500						1.000							
63	1.200	1.200		1.000					1.000							
64	1.200	1.200	0.500	1.000					1.000							
65	1.200	1.200			0.500				1.000							
66	1.200	1.200	0.500		0.500				1.000							
67	1.200	1.200		1.000	0.500				1.000							
68	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500				1.000							
69	1.200	1.200								1.000						
70	1.200	1.200	0.500							1.000						
71	1.200	1.200		1.000						1.000						
72	1.200	1.200	0.500	1.000						1.000						
73	1.200	1.200			0.500					1.000						
74	1.200	1.200	0.500		0.500					1.000						
75	1.200	1.200		1.000	0.500					1.000						
76	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500					1.000						
77	1.200	1.200									1.000					
78	1.200	1.200	0.500								1.000					
79	1.200	1.200		1.000							1.000					
80	1.200	1.200	0.500	1.000							1.000					
81	1.200	1.200			0.500						1.000					
82	1.200	1.200	0.500		0.500						1.000					
83	1.200	1.200		1.000	0.500						1.000					
84	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500						1.000					
85	1.200	1.200										1.000				

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
86	1.200	1.200	0.500									1.000				
87	1.200	1.200		1.000								1.000				
88	1.200	1.200	0.500	1.000								1.000				
89	1.200	1.200			0.500							1.000				
90	1.200	1.200	0.500		0.500							1.000				
91	1.200	1.200		1.000	0.500							1.000				
92	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500							1.000				
93	1.200	1.200											1.000			
94	1.200	1.200	0.500										1.000			
95	1.200	1.200		1.000									1.000			
96	1.200	1.200	0.500	1.000									1.000			
97	1.200	1.200			0.500								1.000			
98	1.200	1.200	0.500		0.500								1.000			
99	1.200	1.200		1.000	0.500								1.000			
100	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500								1.000			
101	1.200	1.200				1.000								0.500		
102	1.200	1.200	0.500			1.000								0.500		
103	1.200	1.200		1.000		1.000								0.500		
104	1.200	1.200	0.500	1.000		1.000								0.500		
105	1.200	1.200					1.000							0.500		
106	1.200	1.200	0.500				1.000							0.500		
107	1.200	1.200		1.000			1.000							0.500		
108	1.200	1.200	0.500	1.000			1.000							0.500		
109	1.200	1.200						1.000						0.500		
110	1.200	1.200	0.500					1.000						0.500		
111	1.200	1.200		1.000				1.000						0.500		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
112	1.200	1.200	0.500	1.000				1.000						0.500		
113	1.200	1.200							1.000					0.500		
114	1.200	1.200	0.500						1.000					0.500		
115	1.200	1.200		1.000					1.000					0.500		
116	1.200	1.200	0.500	1.000					1.000					0.500		
117	1.200	1.200								1.000				0.500		
118	1.200	1.200	0.500							1.000				0.500		
119	1.200	1.200		1.000						1.000				0.500		
120	1.200	1.200	0.500	1.000						1.000				0.500		
121	1.200	1.200									1.000			0.500		
122	1.200	1.200	0.500								1.000			0.500		
123	1.200	1.200		1.000							1.000			0.500		
124	1.200	1.200	0.500	1.000							1.000			0.500		
125	1.200	1.200										1.000		0.500		
126	1.200	1.200	0.500									1.000		0.500		
127	1.200	1.200		1.000								1.000		0.500		
128	1.200	1.200	0.500	1.000								1.000		0.500		
129	1.200	1.200											1.000	0.500		
130	1.200	1.200	0.500										1.000	0.500		
131	1.200	1.200		1.000									1.000	0.500		
132	1.200	1.200	0.500	1.000									1.000	0.500		
133	1.200	1.200													-0.300	-1.000
134	1.200	1.200	0.500												-0.300	-1.000
135	1.200	1.200		1.000											-0.300	-1.000

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
136	1.200	1.200	0.500	1.000											-0.300	-1.000
137	1.200	1.200													0.300	-1.000
138	1.200	1.200	0.500												0.300	-1.000
139	1.200	1.200		1.000											0.300	-1.000
140	1.200	1.200	0.500	1.000											0.300	-1.000
141	1.200	1.200													-1.000	-0.300
142	1.200	1.200	0.500												-1.000	-0.300
143	1.200	1.200		1.000											-1.000	-0.300
144	1.200	1.200	0.500	1.000											-1.000	-0.300
145	1.200	1.200													-1.000	0.300
146	1.200	1.200	0.500												-1.000	0.300
147	1.200	1.200		1.000											-1.000	0.300
148	1.200	1.200	0.500	1.000											-1.000	0.300
149	1.200	1.200													0.300	1.000
150	1.200	1.200	0.500												0.300	1.000
151	1.200	1.200		1.000											0.300	1.000
152	1.200	1.200	0.500	1.000											0.300	1.000
153	1.200	1.200													-0.300	1.000
154	1.200	1.200	0.500												-0.300	1.000

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
155	1.200	1.200		1.000											-0.300	1.000
156	1.200	1.200	0.500	1.000											-0.300	1.000
157	1.200	1.200													1.000	0.300
158	1.200	1.200	0.500												1.000	0.300
159	1.200	1.200		1.000											1.000	0.300
160	1.200	1.200	0.500	1.000											1.000	0.300
161	1.200	1.200													1.000	-0.300
162	1.200	1.200	0.500												1.000	-0.300
163	1.200	1.200		1.000											1.000	-0.300
164	1.200	1.200	0.500	1.000											1.000	-0.300
165	0.900	0.900														
166	0.900	0.900				1.000										
167	0.900	0.900					1.000									
168	0.900	0.900						1.000								
169	0.900	0.900							1.000							
170	0.900	0.900								1.000						
171	0.900	0.900									1.000					
172	0.900	0.900										1.000				
173	0.900	0.900											1.000			
174	0.900	0.900													-0.300	-1.000
175	0.900	0.900													0.300	-1.000
176	0.900	0.900													-1.000	-0.300

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
177	0.900	0.900													-1.000	0.300
178	0.900	0.900													0.300	1.000
179	0.900	0.900													-0.300	1.000
180	0.900	0.900													1.000	0.300
181	0.900	0.900													1.000	-0.300

- **E.L.U. de rotura. Acero conformado**
  AISI/NASPEC-2007 (LRFD)
  ASCE 7

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
1	1.400	1.400														
2	1.200	1.200														
3	1.200	1.200	1.600													
4	1.200	1.200		1.600												
5	1.200	1.200	1.600	1.600												
6	1.200	1.200	1.600		0.500											
7	1.200	1.200		1.600	0.500											
8	1.200	1.200	1.600	1.600	0.500											
9	1.200	1.200	1.600											0.500		
10	1.200	1.200		1.600										0.500		
11	1.200	1.200	1.600	1.600										0.500		
12	1.200	1.200	0.500	1.000												
13	1.200	1.200			1.600											

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
14	1.200	1.200	0.500		1.600											
15	1.200	1.200		1.000	1.600											
16	1.200	1.200	0.500	1.000	1.600											
17	1.200	1.200												1.600		
18	1.200	1.200	0.500											1.600		
19	1.200	1.200		1.000										1.600		
20	1.200	1.200	0.500	1.000										1.600		
21	1.200	1.200			1.600	0.800										
22	1.200	1.200			1.600		0.800									
23	1.200	1.200			1.600			0.800								
24	1.200	1.200			1.600				0.800							
25	1.200	1.200			1.600					0.800						
26	1.200	1.200			1.600						0.800					
27	1.200	1.200			1.600							0.800				
28	1.200	1.200			1.600								0.800			
29	1.200	1.200				0.800								1.600		
30	1.200	1.200					0.800							1.600		
31	1.200	1.200						0.800						1.600		
32	1.200	1.200							0.800					1.600		
33	1.200	1.200								0.800				1.600		
34	1.200	1.200									0.800			1.600		
35	1.200	1.200										0.800		1.600		
36	1.200	1.200											0.800	1.600		
37	1.200	1.200				1.600										
38	1.200	1.200	0.500			1.600										
39	1.200	1.200		1.000		1.600										

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
40	1.200	1.200	0.500	1.000		1.600										
41	1.200	1.200			0.500	1.600										
42	1.200	1.200	0.500		0.500	1.600										
43	1.200	1.200		1.000	0.500	1.600										
44	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500	1.600										
45	1.200	1.200					1.600									
46	1.200	1.200	0.500				1.600									
47	1.200	1.200		1.000			1.600									
48	1.200	1.200	0.500	1.000			1.600									
49	1.200	1.200			0.500		1.600									
50	1.200	1.200	0.500		0.500		1.600									
51	1.200	1.200		1.000	0.500		1.600									
52	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500		1.600									
53	1.200	1.200						1.600								
54	1.200	1.200	0.500					1.600								
55	1.200	1.200		1.000				1.600								
56	1.200	1.200	0.500	1.000				1.600								
57	1.200	1.200			0.500			1.600								
58	1.200	1.200	0.500		0.500			1.600								
59	1.200	1.200		1.000	0.500			1.600								
60	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500			1.600								
61	1.200	1.200							1.600							
62	1.200	1.200	0.500						1.600							
63	1.200	1.200		1.000					1.600							
64	1.200	1.200	0.500	1.000					1.600							
65	1.200	1.200			0.500				1.600							

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
66	1.200	1.200	0.500		0.500				1.600							
67	1.200	1.200		1.000	0.500				1.600							
68	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500				1.600							
69	1.200	1.200								1.600						
70	1.200	1.200	0.500							1.600						
71	1.200	1.200		1.000						1.600						
72	1.200	1.200	0.500	1.000						1.600						
73	1.200	1.200			0.500					1.600						
74	1.200	1.200	0.500		0.500					1.600						
75	1.200	1.200		1.000	0.500					1.600						
76	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500					1.600						
77	1.200	1.200									1.600					
78	1.200	1.200	0.500								1.600					
79	1.200	1.200		1.000							1.600					
80	1.200	1.200	0.500	1.000							1.600					
81	1.200	1.200			0.500						1.600					
82	1.200	1.200	0.500		0.500						1.600					
83	1.200	1.200		1.000	0.500						1.600					
84	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500						1.600					
85	1.200	1.200										1.600				
86	1.200	1.200	0.500									1.600				
87	1.200	1.200		1.000								1.600				
88	1.200	1.200	0.500	1.000								1.600				
89	1.200	1.200			0.500							1.600				
90	1.200	1.200	0.500		0.500							1.600				
91	1.200	1.200		1.000	0.500							1.600				

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
92	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500							1.600				
93	1.200	1.200											1.600			
94	1.200	1.200	0.500										1.600			
95	1.200	1.200		1.000									1.600			
96	1.200	1.200	0.500	1.000									1.600			
97	1.200	1.200			0.500								1.600			
98	1.200	1.200	0.500		0.500								1.600			
99	1.200	1.200		1.000	0.500								1.600			
100	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500								1.600			
101	1.200	1.200				1.600								0.500		
102	1.200	1.200	0.500			1.600								0.500		
103	1.200	1.200		1.000		1.600								0.500		
104	1.200	1.200	0.500	1.000		1.600								0.500		
105	1.200	1.200					1.600							0.500		
106	1.200	1.200	0.500				1.600							0.500		
107	1.200	1.200		1.000			1.600							0.500		
108	1.200	1.200	0.500	1.000			1.600							0.500		
109	1.200	1.200						1.600						0.500		
110	1.200	1.200	0.500					1.600						0.500		
111	1.200	1.200		1.000				1.600						0.500		
112	1.200	1.200	0.500	1.000				1.600						0.500		
113	1.200	1.200							1.600					0.500		
114	1.200	1.200	0.500						1.600					0.500		
115	1.200	1.200		1.000					1.600					0.500		
116	1.200	1.200	0.500	1.000					1.600					0.500		
117	1.200	1.200								1.600				0.500		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
118	1.200	1.200	0.500							1.600				0.500		
119	1.200	1.200		1.000						1.600				0.500		
120	1.200	1.200	0.500	1.000						1.600				0.500		
121	1.200	1.200									1.600			0.500		
122	1.200	1.200	0.500								1.600			0.500		
123	1.200	1.200		1.000							1.600			0.500		
124	1.200	1.200	0.500	1.000							1.600			0.500		
125	1.200	1.200										1.600		0.500		
126	1.200	1.200	0.500									1.600		0.500		
127	1.200	1.200		1.000								1.600		0.500		
128	1.200	1.200	0.500	1.000								1.600		0.500		
129	1.200	1.200											1.600	0.500		
130	1.200	1.200	0.500										1.600	0.500		
131	1.200	1.200		1.000									1.600	0.500		
132	1.200	1.200	0.500	1.000									1.600	0.500		
133	1.200	1.200													-0.300	-1.000
134	1.200	1.200	0.500												-0.300	-1.000
135	1.200	1.200		1.000											-0.300	-1.000
136	1.200	1.200	0.500	1.000											-0.300	-1.000
137	1.200	1.200												0.200	-0.300	-1.000
138	1.200	1.200	0.500											0.200	-0.300	-1.000
139	1.200	1.200		1.000										0.200	-0.300	-1.000
140	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	-0.300	-1.000

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
141	1.200	1.200													0.300	-1.000
142	1.200	1.200	0.500												0.300	-1.000
143	1.200	1.200		1.000											0.300	-1.000
144	1.200	1.200	0.500	1.000											0.300	-1.000
145	1.200	1.200												0.200	0.300	-1.000
146	1.200	1.200	0.500											0.200	0.300	-1.000
147	1.200	1.200		1.000										0.200	0.300	-1.000
148	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	0.300	-1.000
149	1.200	1.200													-1.000	-0.300
150	1.200	1.200	0.500												-1.000	-0.300
151	1.200	1.200		1.000											-1.000	-0.300
152	1.200	1.200	0.500	1.000											-1.000	-0.300
153	1.200	1.200												0.200	-1.000	-0.300
154	1.200	1.200	0.500											0.200	-1.000	-0.300
155	1.200	1.200		1.000										0.200	-1.000	-0.300
156	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	-1.000	-0.300
157	1.200	1.200													-1.000	0.300
158	1.200	1.200	0.500												-1.000	0.300

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
159	1.200	1.200		1.000											-1.000	0.300
160	1.200	1.200	0.500	1.000											-1.000	0.300
161	1.200	1.200												0.200	-1.000	0.300
162	1.200	1.200	0.500											0.200	-1.000	0.300
163	1.200	1.200		1.000										0.200	-1.000	0.300
164	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	-1.000	0.300
165	1.200	1.200													0.300	1.000
166	1.200	1.200	0.500												0.300	1.000
167	1.200	1.200		1.000											0.300	1.000
168	1.200	1.200	0.500	1.000											0.300	1.000
169	1.200	1.200												0.200	0.300	1.000
170	1.200	1.200	0.500											0.200	0.300	1.000
171	1.200	1.200		1.000										0.200	0.300	1.000
172	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	0.300	1.000
173	1.200	1.200													-0.300	1.000
174	1.200	1.200	0.500												-0.300	1.000
175	1.200	1.200		1.000											-0.300	1.000
176	1.200	1.200	0.500	1.000											-0.300	1.000
177	1.200	1.200												0.200	-0.300	1.000
178	1.200	1.200	0.500											0.200	-0.300	1.000

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
179	1.200	1.200		1.000										0.200	-0.300	1.000
180	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	-0.300	1.000
181	1.200	1.200													1.000	0.300
182	1.200	1.200	0.500												1.000	0.300
183	1.200	1.200		1.000											1.000	0.300
184	1.200	1.200	0.500	1.000											1.000	0.300
185	1.200	1.200												0.200	1.000	0.300
186	1.200	1.200	0.500											0.200	1.000	0.300
187	1.200	1.200		1.000										0.200	1.000	0.300
188	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	1.000	0.300
189	1.200	1.200													1.000	-0.300
190	1.200	1.200	0.500												1.000	-0.300
191	1.200	1.200		1.000											1.000	-0.300
192	1.200	1.200	0.500	1.000											1.000	-0.300
193	1.200	1.200												0.200	1.000	-0.300
194	1.200	1.200	0.500											0.200	1.000	-0.300
195	1.200	1.200		1.000										0.200	1.000	-0.300
196	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	1.000	-0.300
197	0.900	0.900														
198	0.900	0.900				1.600										
199	0.900	0.900					1.600									
200	0.900	0.900						1.600								

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
201	0.900	0.900							1.600							
202	0.900	0.900								1.600						
203	0.900	0.900									1.600					
204	0.900	0.900										1.600				
205	0.900	0.900											1.600			
206	0.900	0.900													-0.300	-1.000
207	0.900	0.900													0.300	-1.000
208	0.900	0.900													-1.000	-0.300
209	0.900	0.900													-1.000	0.300
210	0.900	0.900													0.300	1.000
211	0.900	0.900													-0.300	1.000
212	0.900	0.900													1.000	0.300
213	0.900	0.900													1.000	-0.300

- **E.L.U. de rotura. Acero laminado**
  AISC 360-10 (LRFD)
  ASCE 7

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
1	1.400	1.400														
2	1.200	1.200														
3	1.200	1.200	1.600													
4	1.200	1.200		1.600												
5	1.200	1.200	1.600	1.600												
6	1.200	1.200	1.600		0.500											
7	1.200	1.200		1.600	0.500											

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
8	1.200	1.200	1.600	1.600	0.500											
9	1.200	1.200	1.600											0.500		
10	1.200	1.200		1.600										0.500		
11	1.200	1.200	1.600	1.600										0.500		
12	1.200	1.200	0.500	1.000												
13	1.200	1.200			1.600											
14	1.200	1.200	0.500		1.600											
15	1.200	1.200		1.000	1.600											
16	1.200	1.200	0.500	1.000	1.600											
17	1.200	1.200												1.600		
18	1.200	1.200	0.500											1.600		
19	1.200	1.200		1.000										1.600		
20	1.200	1.200	0.500	1.000										1.600		
21	1.200	1.200			1.600	0.500										
22	1.200	1.200			1.600		0.500									
23	1.200	1.200			1.600			0.500								
24	1.200	1.200			1.600				0.500							
25	1.200	1.200			1.600					0.500						
26	1.200	1.200			1.600						0.500					
27	1.200	1.200			1.600							0.500				
28	1.200	1.200			1.600								0.500			
29	1.200	1.200				0.500								1.600		
30	1.200	1.200					0.500							1.600		
31	1.200	1.200						0.500						1.600		
32	1.200	1.200							0.500					1.600		
33	1.200	1.200								0.500				1.600		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
34	1.200	1.200									0.500			1.600		
35	1.200	1.200										0.500		1.600		
36	1.200	1.200											0.500	1.600		
37	1.200	1.200				1.000										
38	1.200	1.200	0.500			1.000										
39	1.200	1.200		1.000		1.000										
40	1.200	1.200	0.500	1.000		1.000										
41	1.200	1.200			0.500	1.000										
42	1.200	1.200	0.500		0.500	1.000										
43	1.200	1.200		1.000	0.500	1.000										
44	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500	1.000										
45	1.200	1.200					1.000									
46	1.200	1.200	0.500				1.000									
47	1.200	1.200		1.000			1.000									
48	1.200	1.200	0.500	1.000			1.000									
49	1.200	1.200			0.500		1.000									
50	1.200	1.200	0.500		0.500		1.000									
51	1.200	1.200		1.000	0.500		1.000									
52	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500		1.000									
53	1.200	1.200						1.000								
54	1.200	1.200	0.500					1.000								
55	1.200	1.200		1.000				1.000								
56	1.200	1.200	0.500	1.000				1.000								
57	1.200	1.200			0.500			1.000								
58	1.200	1.200	0.500		0.500			1.000								
59	1.200	1.200		1.000	0.500			1.000								

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
60	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500			1.000								
61	1.200	1.200							1.000							
62	1.200	1.200	0.500						1.000							
63	1.200	1.200		1.000					1.000							
64	1.200	1.200	0.500	1.000					1.000							
65	1.200	1.200			0.500				1.000							
66	1.200	1.200	0.500		0.500				1.000							
67	1.200	1.200		1.000	0.500				1.000							
68	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500				1.000							
69	1.200	1.200								1.000						
70	1.200	1.200	0.500							1.000						
71	1.200	1.200		1.000						1.000						
72	1.200	1.200	0.500	1.000						1.000						
73	1.200	1.200			0.500					1.000						
74	1.200	1.200	0.500		0.500					1.000						
75	1.200	1.200		1.000	0.500					1.000						
76	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500					1.000						
77	1.200	1.200									1.000					
78	1.200	1.200	0.500								1.000					
79	1.200	1.200		1.000							1.000					
80	1.200	1.200	0.500	1.000							1.000					
81	1.200	1.200			0.500						1.000					
82	1.200	1.200	0.500		0.500						1.000					
83	1.200	1.200		1.000	0.500						1.000					
84	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500						1.000					
85	1.200	1.200										1.000				

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
86	1.200	1.200	0.500									1.000				
87	1.200	1.200		1.000								1.000				
88	1.200	1.200	0.500	1.000								1.000				
89	1.200	1.200			0.500							1.000				
90	1.200	1.200	0.500		0.500							1.000				
91	1.200	1.200		1.000	0.500							1.000				
92	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500							1.000				
93	1.200	1.200											1.000			
94	1.200	1.200	0.500										1.000			
95	1.200	1.200		1.000									1.000			
96	1.200	1.200	0.500	1.000									1.000			
97	1.200	1.200			0.500								1.000			
98	1.200	1.200	0.500		0.500								1.000			
99	1.200	1.200		1.000	0.500								1.000			
100	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500								1.000			
101	1.200	1.200				1.000								0.500		
102	1.200	1.200	0.500			1.000								0.500		
103	1.200	1.200		1.000		1.000								0.500		
104	1.200	1.200	0.500	1.000		1.000								0.500		
105	1.200	1.200					1.000							0.500		
106	1.200	1.200	0.500				1.000							0.500		
107	1.200	1.200		1.000			1.000							0.500		
108	1.200	1.200	0.500	1.000			1.000							0.500		
109	1.200	1.200						1.000						0.500		
110	1.200	1.200	0.500					1.000						0.500		
111	1.200	1.200		1.000				1.000						0.500		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
112	1.200	1.200	0.500	1.000				1.000						0.500		
113	1.200	1.200							1.000					0.500		
114	1.200	1.200	0.500						1.000					0.500		
115	1.200	1.200		1.000					1.000					0.500		
116	1.200	1.200	0.500	1.000					1.000					0.500		
117	1.200	1.200								1.000				0.500		
118	1.200	1.200	0.500							1.000				0.500		
119	1.200	1.200		1.000						1.000				0.500		
120	1.200	1.200	0.500	1.000						1.000				0.500		
121	1.200	1.200									1.000			0.500		
122	1.200	1.200	0.500								1.000			0.500		
123	1.200	1.200		1.000							1.000			0.500		
124	1.200	1.200	0.500	1.000							1.000			0.500		
125	1.200	1.200										1.000		0.500		
126	1.200	1.200	0.500									1.000		0.500		
127	1.200	1.200		1.000								1.000		0.500		
128	1.200	1.200	0.500	1.000								1.000		0.500		
129	1.200	1.200											1.000	0.500		
130	1.200	1.200	0.500										1.000	0.500		
131	1.200	1.200		1.000									1.000	0.500		
132	1.200	1.200	0.500	1.000									1.000	0.500		
133	1.200	1.200													-0.300	-1.000
134	1.200	1.200	0.500												-0.300	-1.000
135	1.200	1.200		1.000											-0.300	-1.000

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
136	1.200	1.200	0.500	1.000											-0.300	-1.000
137	1.200	1.200												0.200	-0.300	-1.000
138	1.200	1.200	0.500											0.200	-0.300	-1.000
139	1.200	1.200		1.000										0.200	-0.300	-1.000
140	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	-0.300	-1.000
141	1.200	1.200													0.300	-1.000
142	1.200	1.200	0.500												0.300	-1.000
143	1.200	1.200		1.000											0.300	-1.000
144	1.200	1.200	0.500	1.000											0.300	-1.000
145	1.200	1.200												0.200	0.300	-1.000
146	1.200	1.200	0.500											0.200	0.300	-1.000
147	1.200	1.200		1.000										0.200	0.300	-1.000
148	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	0.300	-1.000
149	1.200	1.200													-1.000	-0.300
150	1.200	1.200	0.500												-1.000	-0.300
151	1.200	1.200		1.000											-1.000	-0.300
152	1.200	1.200	0.500	1.000											-1.000	-0.300
153	1.200	1.200												0.200	-1.000	-0.300

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
154	1.200	1.200	0.500											0.200	-1.000	-0.300
155	1.200	1.200		1.000										0.200	-1.000	-0.300
156	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	-1.000	-0.300
157	1.200	1.200													-1.000	0.300
158	1.200	1.200	0.500												-1.000	0.300
159	1.200	1.200		1.000											-1.000	0.300
160	1.200	1.200	0.500	1.000											-1.000	0.300
161	1.200	1.200												0.200	-1.000	0.300
162	1.200	1.200	0.500											0.200	-1.000	0.300
163	1.200	1.200		1.000										0.200	-1.000	0.300
164	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	-1.000	0.300
165	1.200	1.200													0.300	1.000
166	1.200	1.200	0.500												0.300	1.000
167	1.200	1.200		1.000											0.300	1.000
168	1.200	1.200	0.500	1.000											0.300	1.000
169	1.200	1.200												0.200	0.300	1.000
170	1.200	1.200	0.500											0.200	0.300	1.000
171	1.200	1.200		1.000										0.200	0.300	1.000
172	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	0.300	1.000
173	1.200	1.200													-0.300	1.000

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
174	1.200	1.200	0.500												-0.300	1.000
175	1.200	1.200		1.000											-0.300	1.000
176	1.200	1.200	0.500	1.000											-0.300	1.000
177	1.200	1.200												0.200	-0.300	1.000
178	1.200	1.200	0.500											0.200	-0.300	1.000
179	1.200	1.200		1.000										0.200	-0.300	1.000
180	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	-0.300	1.000
181	1.200	1.200													1.000	0.300
182	1.200	1.200	0.500												1.000	0.300
183	1.200	1.200		1.000											1.000	0.300
184	1.200	1.200	0.500	1.000											1.000	0.300
185	1.200	1.200												0.200	1.000	0.300
186	1.200	1.200	0.500											0.200	1.000	0.300
187	1.200	1.200		1.000										0.200	1.000	0.300
188	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	1.000	0.300
189	1.200	1.200													1.000	-0.300
190	1.200	1.200	0.500												1.000	-0.300
191	1.200	1.200		1.000											1.000	-0.300
192	1.200	1.200	0.500	1.000											1.000	-0.300
193	1.200	1.200												0.200	1.000	-0.300

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
194	1.200	1.200	0.500											0.200	1.000	-0.300
195	1.200	1.200		1.000										0.200	1.000	-0.300
196	1.200	1.200	0.500	1.000										0.200	1.000	-0.300
197	0.900	0.900														
198	0.900	0.900				1.000										
199	0.900	0.900					1.000									
200	0.900	0.900						1.000								
201	0.900	0.900							1.000							
202	0.900	0.900								1.000						
203	0.900	0.900									1.000					
204	0.900	0.900										1.000				
205	0.900	0.900											1.000			
206	0.900	0.900													-0.300	-1.000
207	0.900	0.900													0.300	-1.000
208	0.900	0.900													-1.000	-0.300
209	0.900	0.900													-1.000	0.300
210	0.900	0.900													0.300	1.000
211	0.900	0.900													-0.300	1.000
212	0.900	0.900													1.000	0.300
213	0.900	0.900													1.000	-0.300

- **E.L.U. de rotura. Madera**
  ANSI/AWC NDS-2015 (ASD)

1. Coeficientes para situaciones persistentes o transitorias y sísmicas

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
1	1.000	1.000														
2	1.000	1.000	1.000													
3	1.000	1.000		1.000												
4	1.000	1.000	1.000	1.000												
5	1.000	1.000			1.000											
6	1.000	1.000												1.000		
7	1.000	1.000	0.750	0.750												
8	1.000	1.000	0.750		0.750											
9	1.000	1.000		0.750	0.750											
10	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750											
11	1.000	1.000	0.750											0.750		
12	1.000	1.000		0.750										0.750		
13	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750		
14	1.000	1.000				0.600										
15	1.000	1.000					0.600									
16	1.000	1.000						0.600								
17	1.000	1.000							0.600							
18	1.000	1.000								0.600						
19	1.000	1.000									0.600					
20	1.000	1.000										0.600				
21	1.000	1.000											0.600			
22	1.000	1.000													-0.210	-0.700
23	1.000	1.000													0.210	-0.700
24	1.000	1.000													-0.700	-0.210

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
25	1.000	1.000													-0.700	0.210
26	1.000	1.000													0.210	0.700
27	1.000	1.000													-0.210	0.700
28	1.000	1.000													0.700	0.210
29	1.000	1.000													0.700	-0.210
30	1.000	1.000	0.750			0.450										
31	1.000	1.000		0.750		0.450										
32	1.000	1.000	0.750	0.750		0.450										
33	1.000	1.000			0.750	0.450										
34	1.000	1.000	0.750		0.750	0.450										
35	1.000	1.000		0.750	0.750	0.450										
36	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.450										
37	1.000	1.000	0.750				0.450									
38	1.000	1.000		0.750			0.450									
39	1.000	1.000	0.750	0.750			0.450									
40	1.000	1.000			0.750		0.450									
41	1.000	1.000	0.750		0.750		0.450									
42	1.000	1.000		0.750	0.750		0.450									
43	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750		0.450									
44	1.000	1.000	0.750					0.450								
45	1.000	1.000		0.750				0.450								
46	1.000	1.000	0.750	0.750				0.450								
47	1.000	1.000			0.750			0.450								
48	1.000	1.000	0.750		0.750			0.450								
49	1.000	1.000		0.750	0.750			0.450								

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
50	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750			0.450								
51	1.000	1.000	0.750						0.450							
52	1.000	1.000		0.750					0.450							
53	1.000	1.000	0.750	0.750					0.450							
54	1.000	1.000			0.750				0.450							
55	1.000	1.000	0.750		0.750				0.450							
56	1.000	1.000		0.750	0.750				0.450							
57	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750				0.450							
58	1.000	1.000	0.750							0.450						
59	1.000	1.000		0.750						0.450						
60	1.000	1.000	0.750	0.750						0.450						
61	1.000	1.000			0.750					0.450						
62	1.000	1.000	0.750		0.750					0.450						
63	1.000	1.000		0.750	0.750					0.450						
64	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750					0.450						
65	1.000	1.000	0.750								0.450					
66	1.000	1.000		0.750							0.450					
67	1.000	1.000	0.750	0.750							0.450					
68	1.000	1.000			0.750						0.450					
69	1.000	1.000	0.750		0.750						0.450					
70	1.000	1.000		0.750	0.750						0.450					
71	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750						0.450					
72	1.000	1.000	0.750									0.450				
73	1.000	1.000		0.750								0.450				
74	1.000	1.000	0.750	0.750								0.450				
75	1.000	1.000			0.750							0.450				

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
76	1.000	1.000	0.750		0.750							0.450				
77	1.000	1.000		0.750	0.750							0.450				
78	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750							0.450				
79	1.000	1.000	0.750										0.450			
80	1.000	1.000		0.750									0.450			
81	1.000	1.000	0.750	0.750									0.450			
82	1.000	1.000			0.750								0.450			
83	1.000	1.000	0.750		0.750								0.450			
84	1.000	1.000		0.750	0.750								0.450			
85	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750								0.450			
86	1.000	1.000				0.450								0.750		
87	1.000	1.000	0.750			0.450								0.750		
88	1.000	1.000		0.750		0.450								0.750		
89	1.000	1.000	0.750	0.750		0.450								0.750		
90	1.000	1.000					0.450							0.750		
91	1.000	1.000	0.750				0.450							0.750		
92	1.000	1.000		0.750			0.450							0.750		
93	1.000	1.000	0.750	0.750			0.450							0.750		
94	1.000	1.000						0.450						0.750		
95	1.000	1.000	0.750					0.450						0.750		
96	1.000	1.000		0.750				0.450						0.750		
97	1.000	1.000	0.750	0.750				0.450						0.750		
98	1.000	1.000							0.450					0.750		
99	1.000	1.000	0.750						0.450					0.750		
100	1.000	1.000		0.750					0.450					0.750		
101	1.000	1.000	0.750	0.750					0.450					0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
102	1.000	1.000								0.450				0.750		
103	1.000	1.000	0.750							0.450				0.750		
104	1.000	1.000		0.750						0.450				0.750		
105	1.000	1.000	0.750	0.750						0.450				0.750		
106	1.000	1.000									0.450			0.750		
107	1.000	1.000	0.750								0.450			0.750		
108	1.000	1.000		0.750							0.450			0.750		
109	1.000	1.000	0.750	0.750							0.450			0.750		
110	1.000	1.000										0.450		0.750		
111	1.000	1.000	0.750									0.450		0.750		
112	1.000	1.000		0.750								0.450		0.750		
113	1.000	1.000	0.750	0.750								0.450		0.750		
114	1.000	1.000											0.450	0.750		
115	1.000	1.000	0.750										0.450	0.750		
116	1.000	1.000		0.750									0.450	0.750		
117	1.000	1.000	0.750	0.750									0.450	0.750		
118	1.000	1.000													-0.157	-0.525
119	1.000	1.000	0.750												-0.157	-0.525
120	1.000	1.000		0.750											-0.157	-0.525
121	1.000	1.000	0.750	0.750											-0.157	-0.525
122	1.000	1.000												0.750	-0.157	-0.525
123	1.000	1.000	0.750											0.750	-0.157	-0.525
124	1.000	1.000		0.750										0.750	-0.157	-0.525

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
125	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750	-0.157	-0.525
126	1.000	1.000													0.157	-0.525
127	1.000	1.000	0.750												0.157	-0.525
128	1.000	1.000		0.750											0.157	-0.525
129	1.000	1.000	0.750	0.750											0.157	-0.525
130	1.000	1.000												0.750	0.157	-0.525
131	1.000	1.000	0.750											0.750	0.157	-0.525
132	1.000	1.000		0.750										0.750	0.157	-0.525
133	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750	0.157	-0.525
134	1.000	1.000													-0.525	-0.157
135	1.000	1.000	0.750												-0.525	-0.157
136	1.000	1.000		0.750											-0.525	-0.157
137	1.000	1.000	0.750	0.750											-0.525	-0.157
138	1.000	1.000												0.750	-0.525	-0.157
139	1.000	1.000	0.750											0.750	-0.525	-0.157
140	1.000	1.000		0.750										0.750	-0.525	-0.157
141	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750	-0.525	-0.157
142	1.000	1.000													-0.525	0.157

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
143	1.000	1.000	0.750												-0.525	0.157
144	1.000	1.000		0.750											-0.525	0.157
145	1.000	1.000	0.750	0.750											-0.525	0.157
146	1.000	1.000												0.750	-0.525	0.157
147	1.000	1.000	0.750											0.750	-0.525	0.157
148	1.000	1.000		0.750										0.750	-0.525	0.157
149	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750	-0.525	0.157
150	1.000	1.000													0.157	0.525
151	1.000	1.000	0.750												0.157	0.525
152	1.000	1.000		0.750											0.157	0.525
153	1.000	1.000	0.750	0.750											0.157	0.525
154	1.000	1.000												0.750	0.157	0.525
155	1.000	1.000	0.750											0.750	0.157	0.525
156	1.000	1.000		0.750										0.750	0.157	0.525
157	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750	0.157	0.525
158	1.000	1.000													-0.157	0.525
159	1.000	1.000	0.750												-0.157	0.525
160	1.000	1.000		0.750											-0.157	0.525
161	1.000	1.000	0.750	0.750											-0.157	0.525
162	1.000	1.000												0.750	-0.157	0.525

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
163	1.000	1.000	0.750											0.750	-0.157	0.525
164	1.000	1.000		0.750										0.750	-0.157	0.525
165	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750	-0.157	0.525
166	1.000	1.000													0.525	0.157
167	1.000	1.000	0.750												0.525	0.157
168	1.000	1.000		0.750											0.525	0.157
169	1.000	1.000	0.750	0.750											0.525	0.157
170	1.000	1.000												0.750	0.525	0.157
171	1.000	1.000	0.750											0.750	0.525	0.157
172	1.000	1.000		0.750										0.750	0.525	0.157
173	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750	0.525	0.157
174	1.000	1.000													0.525	-0.157
175	1.000	1.000	0.750												0.525	-0.157
176	1.000	1.000		0.750											0.525	-0.157
177	1.000	1.000	0.750	0.750											0.525	-0.157
178	1.000	1.000												0.750	0.525	-0.157
179	1.000	1.000	0.750											0.750	0.525	-0.157
180	1.000	1.000		0.750										0.750	0.525	-0.157
181	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750	0.525	-0.157
182	0.600	0.600														
183	0.600	0.600				0.600										

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
184	0.600	0.600					0.600									
185	0.600	0.600						0.600								
186	0.600	0.600							0.600							
187	0.600	0.600								0.600						
188	0.600	0.600									0.600					
189	0.600	0.600										0.600				
190	0.600	0.600											0.600			
191	0.600	0.600													-0.210	-0.700
192	0.600	0.600													0.210	-0.700
193	0.600	0.600													-0.700	-0.210
194	0.600	0.600													-0.700	0.210
195	0.600	0.600													0.210	0.700
196	0.600	0.600													-0.210	0.700
197	0.600	0.600													0.700	0.210
198	0.600	0.600													0.700	-0.210

2. Coeficientes para situaciones accidentales de incendio

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
1	0.900	0.900														
2	1.200	1.200														
3	0.900	0.900	0.500													
4	1.200	1.200	0.500													
5	0.900	0.900		0.500												
6	1.200	1.200		0.500												
7	0.900	0.900	0.500	0.500												

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
8	1.200	1.200	0.500	0.500												

- **E.L.U. de rotura. Aluminio**

  EC

  Nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
1	1.000	1.000														
2	1.350	1.350														
3	1.000	1.000	1.500													
4	1.350	1.350	1.500													
5	1.000	1.000		1.500												
6	1.350	1.350		1.500												
7	1.000	1.000	1.050	1.500												
8	1.350	1.350	1.050	1.500												
9	1.000	1.000	1.500	1.050												
10	1.350	1.350	1.500	1.050												
11	1.000	1.000			1.500											
12	1.350	1.350			1.500											
13	1.000	1.000	1.050		1.500											
14	1.350	1.350	1.050		1.500											
15	1.000	1.000		1.050	1.500											
16	1.350	1.350		1.050	1.500											
17	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500											
18	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500											
19	1.000	1.000				1.500										
20	1.350	1.350				1.500										
21	1.000	1.000	1.050			1.500										
22	1.350	1.350	1.050			1.500										

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
23	1.000	1.000		1.050		1.500										
24	1.350	1.350		1.050		1.500										
25	1.000	1.000	1.050	1.050		1.500										
26	1.350	1.350	1.050	1.050		1.500										
27	1.000	1.000	1.500			0.900										
28	1.350	1.350	1.500			0.900										
29	1.000	1.000		1.500		0.900										
30	1.350	1.350		1.500		0.900										
31	1.000	1.000	1.050	1.500		0.900										
32	1.350	1.350	1.050	1.500		0.900										
33	1.000	1.000	1.500	1.050		0.900										
34	1.350	1.350	1.500	1.050		0.900										
35	1.000	1.000			1.500	0.900										
36	1.350	1.350			1.500	0.900										
37	1.000	1.000	1.050		1.500	0.900										
38	1.350	1.350	1.050		1.500	0.900										
39	1.000	1.000		1.050	1.500	0.900										
40	1.350	1.350		1.050	1.500	0.900										
41	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500	0.900										
42	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500	0.900										
43	1.000	1.000					1.500									
44	1.350	1.350					1.500									
45	1.000	1.000	1.050				1.500									
46	1.350	1.350	1.050				1.500									
47	1.000	1.000		1.050			1.500									
48	1.350	1.350		1.050			1.500									

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
49	1.000	1.000	1.050	1.050			1.500									
50	1.350	1.350	1.050	1.050			1.500									
51	1.000	1.000	1.500				0.900									
52	1.350	1.350	1.500				0.900									
53	1.000	1.000		1.500			0.900									
54	1.350	1.350		1.500			0.900									
55	1.000	1.000	1.050	1.500			0.900									
56	1.350	1.350	1.050	1.500			0.900									
57	1.000	1.000	1.500	1.050			0.900									
58	1.350	1.350	1.500	1.050			0.900									
59	1.000	1.000			1.500		0.900									
60	1.350	1.350			1.500		0.900									
61	1.000	1.000	1.050		1.500		0.900									
62	1.350	1.350	1.050		1.500		0.900									
63	1.000	1.000		1.050	1.500		0.900									
64	1.350	1.350		1.050	1.500		0.900									
65	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500		0.900									
66	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500		0.900									
67	1.000	1.000						1.500								
68	1.350	1.350						1.500								
69	1.000	1.000	1.050					1.500								
70	1.350	1.350	1.050					1.500								
71	1.000	1.000		1.050				1.500								
72	1.350	1.350		1.050				1.500								
73	1.000	1.000	1.050	1.050				1.500								
74	1.350	1.350	1.050	1.050				1.500								

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
75	1.000	1.000	1.500					0.900								
76	1.350	1.350	1.500					0.900								
77	1.000	1.000		1.500				0.900								
78	1.350	1.350		1.500				0.900								
79	1.000	1.000	1.050	1.500				0.900								
80	1.350	1.350	1.050	1.500				0.900								
81	1.000	1.000	1.500	1.050				0.900								
82	1.350	1.350	1.500	1.050				0.900								
83	1.000	1.000			1.500			0.900								
84	1.350	1.350			1.500			0.900								
85	1.000	1.000	1.050		1.500			0.900								
86	1.350	1.350	1.050		1.500			0.900								
87	1.000	1.000		1.050	1.500			0.900								
88	1.350	1.350		1.050	1.500			0.900								
89	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500			0.900								
90	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500			0.900								
91	1.000	1.000							1.500							
92	1.350	1.350							1.500							
93	1.000	1.000	1.050						1.500							
94	1.350	1.350	1.050						1.500							
95	1.000	1.000		1.050					1.500							
96	1.350	1.350		1.050					1.500							
97	1.000	1.000	1.050	1.050					1.500							
98	1.350	1.350	1.050	1.050					1.500							
99	1.000	1.000	1.500						0.900							
100	1.350	1.350	1.500						0.900							

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
101	1.000	1.000		1.500					0.900							
102	1.350	1.350		1.500					0.900							
103	1.000	1.000	1.050	1.500					0.900							
104	1.350	1.350	1.050	1.500					0.900							
105	1.000	1.000	1.500	1.050					0.900							
106	1.350	1.350	1.500	1.050					0.900							
107	1.000	1.000			1.500				0.900							
108	1.350	1.350			1.500				0.900							
109	1.000	1.000	1.050		1.500				0.900							
110	1.350	1.350	1.050		1.500				0.900							
111	1.000	1.000		1.050	1.500				0.900							
112	1.350	1.350		1.050	1.500				0.900							
113	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500				0.900							
114	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500				0.900							
115	1.000	1.000								1.500						
116	1.350	1.350								1.500						
117	1.000	1.000	1.050							1.500						
118	1.350	1.350	1.050							1.500						
119	1.000	1.000		1.050						1.500						
120	1.350	1.350		1.050						1.500						
121	1.000	1.000	1.050	1.050						1.500						
122	1.350	1.350	1.050	1.050						1.500						
123	1.000	1.000	1.500							0.900						
124	1.350	1.350	1.500							0.900						
125	1.000	1.000		1.500						0.900						
126	1.350	1.350		1.500						0.900						

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
127	1.000	1.000	1.050	1.500						0.900						
128	1.350	1.350	1.050	1.500						0.900						
129	1.000	1.000	1.500	1.050						0.900						
130	1.350	1.350	1.500	1.050						0.900						
131	1.000	1.000			1.500					0.900						
132	1.350	1.350			1.500					0.900						
133	1.000	1.000	1.050		1.500					0.900						
134	1.350	1.350	1.050		1.500					0.900						
135	1.000	1.000		1.050	1.500					0.900						
136	1.350	1.350		1.050	1.500					0.900						
137	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500					0.900						
138	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500					0.900						
139	1.000	1.000									1.500					
140	1.350	1.350									1.500					
141	1.000	1.000	1.050								1.500					
142	1.350	1.350	1.050								1.500					
143	1.000	1.000		1.050							1.500					
144	1.350	1.350		1.050							1.500					
145	1.000	1.000	1.050	1.050							1.500					
146	1.350	1.350	1.050	1.050							1.500					
147	1.000	1.000	1.500								0.900					
148	1.350	1.350	1.500								0.900					
149	1.000	1.000		1.500							0.900					
150	1.350	1.350		1.500							0.900					
151	1.000	1.000	1.050	1.500							0.900					
152	1.350	1.350	1.050	1.500							0.900					

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
153	1.000	1.000	1.500	1.050							0.900					
154	1.350	1.350	1.500	1.050							0.900					
155	1.000	1.000			1.500						0.900					
156	1.350	1.350			1.500						0.900					
157	1.000	1.000	1.050		1.500						0.900					
158	1.350	1.350	1.050		1.500						0.900					
159	1.000	1.000		1.050	1.500						0.900					
160	1.350	1.350		1.050	1.500						0.900					
161	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500						0.900					
162	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500						0.900					
163	1.000	1.000										1.500				
164	1.350	1.350										1.500				
165	1.000	1.000	1.050									1.500				
166	1.350	1.350	1.050									1.500				
167	1.000	1.000		1.050								1.500				
168	1.350	1.350		1.050								1.500				
169	1.000	1.000	1.050	1.050								1.500				
170	1.350	1.350	1.050	1.050								1.500				
171	1.000	1.000	1.500									0.900				
172	1.350	1.350	1.500									0.900				
173	1.000	1.000		1.500								0.900				
174	1.350	1.350		1.500								0.900				
175	1.000	1.000	1.050	1.500								0.900				
176	1.350	1.350	1.050	1.500								0.900				
177	1.000	1.000	1.500	1.050								0.900				
178	1.350	1.350	1.500	1.050								0.900				

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
179	1.000	1.000			1.500							0.900				
180	1.350	1.350			1.500							0.900				
181	1.000	1.000	1.050		1.500							0.900				
182	1.350	1.350	1.050		1.500							0.900				
183	1.000	1.000		1.050	1.500							0.900				
184	1.350	1.350		1.050	1.500							0.900				
185	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500							0.900				
186	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500							0.900				
187	1.000	1.000											1.500			
188	1.350	1.350											1.500			
189	1.000	1.000	1.050										1.500			
190	1.350	1.350	1.050										1.500			
191	1.000	1.000		1.050									1.500			
192	1.350	1.350		1.050									1.500			
193	1.000	1.000	1.050	1.050									1.500			
194	1.350	1.350	1.050	1.050									1.500			
195	1.000	1.000	1.500										0.900			
196	1.350	1.350	1.500										0.900			
197	1.000	1.000		1.500									0.900			
198	1.350	1.350		1.500									0.900			
199	1.000	1.000	1.050	1.500									0.900			
200	1.350	1.350	1.050	1.500									0.900			
201	1.000	1.000	1.500	1.050									0.900			
202	1.350	1.350	1.500	1.050									0.900			
203	1.000	1.000			1.500								0.900			
204	1.350	1.350			1.500								0.900			

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
205	1.000	1.000	1.050		1.500								0.900			
206	1.350	1.350	1.050		1.500								0.900			
207	1.000	1.000		1.050	1.500								0.900			
208	1.350	1.350		1.050	1.500								0.900			
209	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500								0.900			
210	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500								0.900			
211	1.000	1.000												1.500		
212	1.350	1.350												1.500		
213	1.000	1.000	1.050											1.500		
214	1.350	1.350	1.050											1.500		
215	1.000	1.000		1.050										1.500		
216	1.350	1.350		1.050										1.500		
217	1.000	1.000	1.050	1.050										1.500		
218	1.350	1.350	1.050	1.050										1.500		
219	1.000	1.000				0.900								1.500		
220	1.350	1.350				0.900								1.500		
221	1.000	1.000	1.050			0.900								1.500		
222	1.350	1.350	1.050			0.900								1.500		
223	1.000	1.000		1.050		0.900								1.500		
224	1.350	1.350		1.050		0.900								1.500		
225	1.000	1.000	1.050	1.050		0.900								1.500		
226	1.350	1.350	1.050	1.050		0.900								1.500		
227	1.000	1.000					0.900							1.500		
228	1.350	1.350					0.900							1.500		
229	1.000	1.000	1.050				0.900							1.500		
230	1.350	1.350	1.050				0.900							1.500		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
231	1.000	1.000		1.050			0.900							1.500		
232	1.350	1.350		1.050			0.900							1.500		
233	1.000	1.000	1.050	1.050			0.900							1.500		
234	1.350	1.350	1.050	1.050			0.900							1.500		
235	1.000	1.000						0.900						1.500		
236	1.350	1.350						0.900						1.500		
237	1.000	1.000	1.050					0.900						1.500		
238	1.350	1.350	1.050					0.900						1.500		
239	1.000	1.000		1.050				0.900						1.500		
240	1.350	1.350		1.050				0.900						1.500		
241	1.000	1.000	1.050	1.050				0.900						1.500		
242	1.350	1.350	1.050	1.050				0.900						1.500		
243	1.000	1.000							0.900					1.500		
244	1.350	1.350							0.900					1.500		
245	1.000	1.000	1.050						0.900					1.500		
246	1.350	1.350	1.050						0.900					1.500		
247	1.000	1.000		1.050					0.900					1.500		
248	1.350	1.350		1.050					0.900					1.500		
249	1.000	1.000	1.050	1.050					0.900					1.500		
250	1.350	1.350	1.050	1.050					0.900					1.500		
251	1.000	1.000								0.900				1.500		
252	1.350	1.350								0.900				1.500		
253	1.000	1.000	1.050							0.900				1.500		
254	1.350	1.350	1.050							0.900				1.500		
255	1.000	1.000		1.050						0.900				1.500		
256	1.350	1.350		1.050						0.900				1.500		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
257	1.000	1.000	1.050	1.050						0.900				1.500		
258	1.350	1.350	1.050	1.050						0.900				1.500		
259	1.000	1.000									0.900			1.500		
260	1.350	1.350									0.900			1.500		
261	1.000	1.000	1.050								0.900			1.500		
262	1.350	1.350	1.050								0.900			1.500		
263	1.000	1.000		1.050							0.900			1.500		
264	1.350	1.350		1.050							0.900			1.500		
265	1.000	1.000	1.050	1.050							0.900			1.500		
266	1.350	1.350	1.050	1.050							0.900			1.500		
267	1.000	1.000										0.900		1.500		
268	1.350	1.350										0.900		1.500		
269	1.000	1.000	1.050									0.900		1.500		
270	1.350	1.350	1.050									0.900		1.500		
271	1.000	1.000		1.050								0.900		1.500		
272	1.350	1.350		1.050								0.900		1.500		
273	1.000	1.000	1.050	1.050								0.900		1.500		
274	1.350	1.350	1.050	1.050								0.900		1.500		
275	1.000	1.000											0.900	1.500		
276	1.350	1.350											0.900	1.500		
277	1.000	1.000	1.050										0.900	1.500		
278	1.350	1.350	1.050										0.900	1.500		
279	1.000	1.000		1.050									0.900	1.500		
280	1.350	1.350		1.050									0.900	1.500		
281	1.000	1.000	1.050	1.050									0.900	1.500		
282	1.350	1.350	1.050	1.050									0.900	1.500		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
283	1.000	1.000	1.500											0.750		
284	1.350	1.350	1.500											0.750		
285	1.000	1.000		1.500										0.750		
286	1.350	1.350		1.500										0.750		
287	1.000	1.000	1.050	1.500										0.750		
288	1.350	1.350	1.050	1.500										0.750		
289	1.000	1.000	1.500	1.050										0.750		
290	1.350	1.350	1.500	1.050										0.750		
291	1.000	1.000			1.500									0.750		
292	1.350	1.350			1.500									0.750		
293	1.000	1.000	1.050		1.500									0.750		
294	1.350	1.350	1.050		1.500									0.750		
295	1.000	1.000		1.050	1.500									0.750		
296	1.350	1.350		1.050	1.500									0.750		
297	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500									0.750		
298	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500									0.750		
299	1.000	1.000				1.500								0.750		
300	1.350	1.350				1.500								0.750		
301	1.000	1.000	1.050			1.500								0.750		
302	1.350	1.350	1.050			1.500								0.750		
303	1.000	1.000		1.050		1.500								0.750		
304	1.350	1.350		1.050		1.500								0.750		
305	1.000	1.000	1.050	1.050		1.500								0.750		
306	1.350	1.350	1.050	1.050		1.500								0.750		
307	1.000	1.000	1.500			0.900								0.750		
308	1.350	1.350	1.500			0.900								0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
309	1.000	1.000		1.500		0.900								0.750		
310	1.350	1.350		1.500		0.900								0.750		
311	1.000	1.000	1.050	1.500		0.900								0.750		
312	1.350	1.350	1.050	1.500		0.900								0.750		
313	1.000	1.000	1.500	1.050		0.900								0.750		
314	1.350	1.350	1.500	1.050		0.900								0.750		
315	1.000	1.000			1.500	0.900								0.750		
316	1.350	1.350			1.500	0.900								0.750		
317	1.000	1.000	1.050		1.500	0.900								0.750		
318	1.350	1.350	1.050		1.500	0.900								0.750		
319	1.000	1.000		1.050	1.500	0.900								0.750		
320	1.350	1.350		1.050	1.500	0.900								0.750		
321	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500	0.900								0.750		
322	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500	0.900								0.750		
323	1.000	1.000					1.500							0.750		
324	1.350	1.350					1.500							0.750		
325	1.000	1.000	1.050				1.500							0.750		
326	1.350	1.350	1.050				1.500							0.750		
327	1.000	1.000		1.050			1.500							0.750		
328	1.350	1.350		1.050			1.500							0.750		
329	1.000	1.000	1.050	1.050			1.500							0.750		
330	1.350	1.350	1.050	1.050			1.500							0.750		
331	1.000	1.000	1.500				0.900							0.750		
332	1.350	1.350	1.500				0.900							0.750		
333	1.000	1.000		1.500			0.900							0.750		
334	1.350	1.350		1.500			0.900							0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
335	1.000	1.000	1.050	1.500			0.900							0.750		
336	1.350	1.350	1.050	1.500			0.900							0.750		
337	1.000	1.000	1.500	1.050			0.900							0.750		
338	1.350	1.350	1.500	1.050			0.900							0.750		
339	1.000	1.000			1.500		0.900							0.750		
340	1.350	1.350			1.500		0.900							0.750		
341	1.000	1.000	1.050		1.500		0.900							0.750		
342	1.350	1.350	1.050		1.500		0.900							0.750		
343	1.000	1.000		1.050	1.500		0.900							0.750		
344	1.350	1.350		1.050	1.500		0.900							0.750		
345	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500		0.900							0.750		
346	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500		0.900							0.750		
347	1.000	1.000						1.500						0.750		
348	1.350	1.350						1.500						0.750		
349	1.000	1.000	1.050					1.500						0.750		
350	1.350	1.350	1.050					1.500						0.750		
351	1.000	1.000		1.050				1.500						0.750		
352	1.350	1.350		1.050				1.500						0.750		
353	1.000	1.000	1.050	1.050				1.500						0.750		
354	1.350	1.350	1.050	1.050				1.500						0.750		
355	1.000	1.000	1.500					0.900						0.750		
356	1.350	1.350	1.500					0.900						0.750		
357	1.000	1.000		1.500				0.900						0.750		
358	1.350	1.350		1.500				0.900						0.750		
359	1.000	1.000	1.050	1.500				0.900						0.750		
360	1.350	1.350	1.050	1.500				0.900						0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
361	1.000	1.000	1.500	1.050				0.900						0.750		
362	1.350	1.350	1.500	1.050				0.900						0.750		
363	1.000	1.000			1.500			0.900						0.750		
364	1.350	1.350			1.500			0.900						0.750		
365	1.000	1.000	1.050		1.500			0.900						0.750		
366	1.350	1.350	1.050		1.500			0.900						0.750		
367	1.000	1.000		1.050	1.500			0.900						0.750		
368	1.350	1.350		1.050	1.500			0.900						0.750		
369	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500			0.900						0.750		
370	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500			0.900						0.750		
371	1.000	1.000							1.500					0.750		
372	1.350	1.350							1.500					0.750		
373	1.000	1.000	1.050						1.500					0.750		
374	1.350	1.350	1.050						1.500					0.750		
375	1.000	1.000		1.050					1.500					0.750		
376	1.350	1.350		1.050					1.500					0.750		
377	1.000	1.000	1.050	1.050					1.500					0.750		
378	1.350	1.350	1.050	1.050					1.500					0.750		
379	1.000	1.000	1.500						0.900					0.750		
380	1.350	1.350	1.500						0.900					0.750		
381	1.000	1.000		1.500					0.900					0.750		
382	1.350	1.350		1.500					0.900					0.750		
383	1.000	1.000	1.050	1.500					0.900					0.750		
384	1.350	1.350	1.050	1.500					0.900					0.750		
385	1.000	1.000	1.500	1.050					0.900					0.750		
386	1.350	1.350	1.500	1.050					0.900					0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
387	1.000	1.000			1.500				0.900					0.750		
388	1.350	1.350			1.500				0.900					0.750		
389	1.000	1.000	1.050		1.500				0.900					0.750		
390	1.350	1.350	1.050		1.500				0.900					0.750		
391	1.000	1.000		1.050	1.500				0.900					0.750		
392	1.350	1.350		1.050	1.500				0.900					0.750		
393	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500				0.900					0.750		
394	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500				0.900					0.750		
395	1.000	1.000								1.500				0.750		
396	1.350	1.350								1.500				0.750		
397	1.000	1.000	1.050							1.500				0.750		
398	1.350	1.350	1.050							1.500				0.750		
399	1.000	1.000		1.050						1.500				0.750		
400	1.350	1.350		1.050						1.500				0.750		
401	1.000	1.000	1.050	1.050						1.500				0.750		
402	1.350	1.350	1.050	1.050						1.500				0.750		
403	1.000	1.000	1.500							0.900				0.750		
404	1.350	1.350	1.500							0.900				0.750		
405	1.000	1.000		1.500						0.900				0.750		
406	1.350	1.350		1.500						0.900				0.750		
407	1.000	1.000	1.050	1.500						0.900				0.750		
408	1.350	1.350	1.050	1.500						0.900				0.750		
409	1.000	1.000	1.500	1.050						0.900				0.750		
410	1.350	1.350	1.500	1.050						0.900				0.750		
411	1.000	1.000			1.500					0.900				0.750		
412	1.350	1.350			1.500					0.900				0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
413	1.000	1.000	1.050		1.500					0.900				0.750		
414	1.350	1.350	1.050		1.500					0.900				0.750		
415	1.000	1.000		1.050	1.500					0.900				0.750		
416	1.350	1.350		1.050	1.500					0.900				0.750		
417	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500					0.900				0.750		
418	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500					0.900				0.750		
419	1.000	1.000									1.500			0.750		
420	1.350	1.350									1.500			0.750		
421	1.000	1.000	1.050								1.500			0.750		
422	1.350	1.350	1.050								1.500			0.750		
423	1.000	1.000		1.050							1.500			0.750		
424	1.350	1.350		1.050							1.500			0.750		
425	1.000	1.000	1.050	1.050							1.500			0.750		
426	1.350	1.350	1.050	1.050							1.500			0.750		
427	1.000	1.000	1.500								0.900			0.750		
428	1.350	1.350	1.500								0.900			0.750		
429	1.000	1.000		1.500							0.900			0.750		
430	1.350	1.350		1.500							0.900			0.750		
431	1.000	1.000	1.050	1.500							0.900			0.750		
432	1.350	1.350	1.050	1.500							0.900			0.750		
433	1.000	1.000	1.500	1.050							0.900			0.750		
434	1.350	1.350	1.500	1.050							0.900			0.750		
435	1.000	1.000			1.500						0.900			0.750		
436	1.350	1.350			1.500						0.900			0.750		
437	1.000	1.000	1.050		1.500						0.900			0.750		
438	1.350	1.350	1.050		1.500						0.900			0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
439	1.000	1.000		1.050	1.500						0.900			0.750		
440	1.350	1.350		1.050	1.500						0.900			0.750		
441	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500						0.900			0.750		
442	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500						0.900			0.750		
443	1.000	1.000										1.500		0.750		
444	1.350	1.350										1.500		0.750		
445	1.000	1.000	1.050									1.500		0.750		
446	1.350	1.350	1.050									1.500		0.750		
447	1.000	1.000		1.050								1.500		0.750		
448	1.350	1.350		1.050								1.500		0.750		
449	1.000	1.000	1.050	1.050								1.500		0.750		
450	1.350	1.350	1.050	1.050								1.500		0.750		
451	1.000	1.000	1.500									0.900		0.750		
452	1.350	1.350	1.500									0.900		0.750		
453	1.000	1.000		1.500								0.900		0.750		
454	1.350	1.350		1.500								0.900		0.750		
455	1.000	1.000	1.050	1.500								0.900		0.750		
456	1.350	1.350	1.050	1.500								0.900		0.750		
457	1.000	1.000	1.500	1.050								0.900		0.750		
458	1.350	1.350	1.500	1.050								0.900		0.750		
459	1.000	1.000			1.500							0.900		0.750		
460	1.350	1.350			1.500							0.900		0.750		
461	1.000	1.000	1.050		1.500							0.900		0.750		
462	1.350	1.350	1.050		1.500							0.900		0.750		
463	1.000	1.000		1.050	1.500							0.900		0.750		
464	1.350	1.350		1.050	1.500							0.900		0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
465	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500							0.900		0.750		
466	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500							0.900		0.750		
467	1.000	1.000											1.500	0.750		
468	1.350	1.350											1.500	0.750		
469	1.000	1.000	1.050										1.500	0.750		
470	1.350	1.350	1.050										1.500	0.750		
471	1.000	1.000		1.050									1.500	0.750		
472	1.350	1.350		1.050									1.500	0.750		
473	1.000	1.000	1.050	1.050									1.500	0.750		
474	1.350	1.350	1.050	1.050									1.500	0.750		
475	1.000	1.000	1.500										0.900	0.750		
476	1.350	1.350	1.500										0.900	0.750		
477	1.000	1.000		1.500									0.900	0.750		
478	1.350	1.350		1.500									0.900	0.750		
479	1.000	1.000	1.050	1.500									0.900	0.750		
480	1.350	1.350	1.050	1.500									0.900	0.750		
481	1.000	1.000	1.500	1.050									0.900	0.750		
482	1.350	1.350	1.500	1.050									0.900	0.750		
483	1.000	1.000			1.500								0.900	0.750		
484	1.350	1.350			1.500								0.900	0.750		
485	1.000	1.000	1.050		1.500								0.900	0.750		
486	1.350	1.350	1.050		1.500								0.900	0.750		
487	1.000	1.000		1.050	1.500								0.900	0.750		
488	1.350	1.350		1.050	1.500								0.900	0.750		
489	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500								0.900	0.750		
490	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500								0.900	0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
491	1.000	1.000													-0.300	-1.000
492	1.000	1.000	0.600												-0.300	-1.000
493	1.000	1.000		0.600											-0.300	-1.000
494	1.000	1.000	0.600	0.600											-0.300	-1.000
495	1.000	1.000													0.300	-1.000
496	1.000	1.000	0.600												0.300	-1.000
497	1.000	1.000		0.600											0.300	-1.000
498	1.000	1.000	0.600	0.600											0.300	-1.000
499	1.000	1.000													-1.000	-0.300
500	1.000	1.000	0.600												-1.000	-0.300
501	1.000	1.000		0.600											-1.000	-0.300
502	1.000	1.000	0.600	0.600											-1.000	-0.300
503	1.000	1.000													-1.000	0.300
504	1.000	1.000	0.600												-1.000	0.300
505	1.000	1.000		0.600											-1.000	0.300
506	1.000	1.000	0.600	0.600											-1.000	0.300
507	1.000	1.000													0.300	1.000
508	1.000	1.000	0.600												0.300	1.000
509	1.000	1.000		0.600											0.300	1.000

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
510	1.000	1.000	0.600	0.600											0.300	1.000
511	1.000	1.000													-0.300	1.000
512	1.000	1.000	0.600												-0.300	1.000
513	1.000	1.000		0.600											-0.300	1.000
514	1.000	1.000	0.600	0.600											-0.300	1.000
515	1.000	1.000													1.000	0.300
516	1.000	1.000	0.600												1.000	0.300
517	1.000	1.000		0.600											1.000	0.300
518	1.000	1.000	0.600	0.600											1.000	0.300
519	1.000	1.000													1.000	-0.300
520	1.000	1.000	0.600												1.000	-0.300
521	1.000	1.000		0.600											1.000	-0.300
522	1.000	1.000	0.600	0.600											1.000	-0.300

- **Tensiones sobre el terreno**

NSR-10

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
1	1.000	1.000														
2	1.000	1.000	1.000													
3	1.000	1.000		1.000												
4	1.000	1.000	1.000	1.000												
5	1.000	1.000			1.000											
6	1.000	1.000												1.000		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
7	1.000	1.000	0.750													
8	1.000	1.000		0.750												
9	1.000	1.000	0.750	0.750												
10	1.000	1.000			0.750											
11	1.000	1.000	0.750		0.750											
12	1.000	1.000		0.750	0.750											
13	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750											
14	1.000	1.000												0.750		
15	1.000	1.000	0.750											0.750		
16	1.000	1.000		0.750										0.750		
17	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750		
18	0.600	0.600														
19	0.600	0.600				1.000										
20	1.000	1.000				1.000										
21	0.600	0.600					1.000									
22	1.000	1.000					1.000									
23	0.600	0.600						1.000								
24	1.000	1.000						1.000								
25	0.600	0.600							1.000							
26	1.000	1.000							1.000							
27	0.600	0.600								1.000						
28	1.000	1.000								1.000						
29	0.600	0.600									1.000					
30	1.000	1.000									1.000					
31	0.600	0.600										1.000				
32	1.000	1.000										1.000				

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
33	0.600	0.600											1.000			
34	1.000	1.000											1.000			
35	0.600	0.600													-0.700	
36	1.000	1.000													-0.700	
37	0.600	0.600													0.700	
38	1.000	1.000													0.700	
39	0.600	0.600														-0.700
40	1.000	1.000														-0.700
41	0.600	0.600														0.700
42	1.000	1.000														0.700
43	1.000	1.000				0.750										
44	1.000	1.000	0.750			0.750										
45	1.000	1.000		0.750		0.750										
46	1.000	1.000	0.750	0.750		0.750										
47	1.000	1.000			0.750	0.750										
48	1.000	1.000	0.750		0.750	0.750										
49	1.000	1.000		0.750	0.750	0.750										
50	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750										
51	1.000	1.000					0.750									
52	1.000	1.000	0.750				0.750									
53	1.000	1.000		0.750			0.750									
54	1.000	1.000	0.750	0.750			0.750									
55	1.000	1.000			0.750		0.750									
56	1.000	1.000	0.750		0.750		0.750									

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
57	1.000	1.000		0.750	0.750		0.750									
58	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750		0.750									
59	1.000	1.000						0.750								
60	1.000	1.000	0.750					0.750								
61	1.000	1.000		0.750				0.750								
62	1.000	1.000	0.750	0.750				0.750								
63	1.000	1.000			0.750			0.750								
64	1.000	1.000	0.750		0.750			0.750								
65	1.000	1.000		0.750	0.750			0.750								
66	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750			0.750								
67	1.000	1.000							0.750							
68	1.000	1.000	0.750						0.750							
69	1.000	1.000		0.750					0.750							
70	1.000	1.000	0.750	0.750					0.750							
71	1.000	1.000			0.750				0.750							
72	1.000	1.000	0.750		0.750				0.750							
73	1.000	1.000		0.750	0.750				0.750							
74	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750				0.750							
75	1.000	1.000								0.750						
76	1.000	1.000	0.750							0.750						
77	1.000	1.000		0.750						0.750						
78	1.000	1.000	0.750	0.750						0.750						
79	1.000	1.000			0.750					0.750						
80	1.000	1.000	0.750		0.750					0.750						
81	1.000	1.000		0.750	0.750					0.750						
82	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750					0.750						

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
83	1.000	1.000									0.750					
84	1.000	1.000	0.750								0.750					
85	1.000	1.000		0.750							0.750					
86	1.000	1.000	0.750	0.750							0.750					
87	1.000	1.000			0.750						0.750					
88	1.000	1.000	0.750		0.750						0.750					
89	1.000	1.000		0.750	0.750						0.750					
90	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750						0.750					
91	1.000	1.000										0.750				
92	1.000	1.000	0.750									0.750				
93	1.000	1.000		0.750								0.750				
94	1.000	1.000	0.750	0.750								0.750				
95	1.000	1.000			0.750							0.750				
96	1.000	1.000	0.750		0.750							0.750				
97	1.000	1.000		0.750	0.750							0.750				
98	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750							0.750				
99	1.000	1.000											0.750			
100	1.000	1.000	0.750										0.750			
101	1.000	1.000		0.750									0.750			
102	1.000	1.000	0.750	0.750									0.750			
103	1.000	1.000			0.750								0.750			
104	1.000	1.000	0.750		0.750								0.750			
105	1.000	1.000		0.750	0.750								0.750			
106	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750								0.750			
107	1.000	1.000				0.750								0.750		
108	1.000	1.000	0.750			0.750								0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
109	1.000	1.000		0.750		0.750								0.750		
110	1.000	1.000	0.750	0.750		0.750								0.750		
111	1.000	1.000					0.750							0.750		
112	1.000	1.000	0.750				0.750							0.750		
113	1.000	1.000		0.750			0.750							0.750		
114	1.000	1.000	0.750	0.750			0.750							0.750		
115	1.000	1.000						0.750						0.750		
116	1.000	1.000	0.750					0.750						0.750		
117	1.000	1.000		0.750				0.750						0.750		
118	1.000	1.000	0.750	0.750				0.750						0.750		
119	1.000	1.000							0.750					0.750		
120	1.000	1.000	0.750						0.750					0.750		
121	1.000	1.000		0.750					0.750					0.750		
122	1.000	1.000	0.750	0.750					0.750					0.750		
123	1.000	1.000								0.750				0.750		
124	1.000	1.000	0.750							0.750				0.750		
125	1.000	1.000		0.750						0.750				0.750		
126	1.000	1.000	0.750	0.750						0.750				0.750		
127	1.000	1.000									0.750			0.750		
128	1.000	1.000	0.750								0.750			0.750		
129	1.000	1.000		0.750							0.750			0.750		
130	1.000	1.000	0.750	0.750							0.750			0.750		
131	1.000	1.000										0.750		0.750		
132	1.000	1.000	0.750									0.750		0.750		
133	1.000	1.000		0.750								0.750		0.750		
134	1.000	1.000	0.750	0.750								0.750		0.750		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
135	1.000	1.000											0.750	0.750		
136	1.000	1.000	0.750										0.750	0.750		
137	1.000	1.000		0.750									0.750	0.750		
138	1.000	1.000	0.750	0.750									0.750	0.750		
139	1.000	1.000													-0.525	
140	1.000	1.000	0.750												-0.525	
141	1.000	1.000		0.750											-0.525	
142	1.000	1.000	0.750	0.750											-0.525	
143	1.000	1.000			0.750										-0.525	
144	1.000	1.000	0.750		0.750										-0.525	
145	1.000	1.000		0.750	0.750										-0.525	
146	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750										-0.525	
147	1.000	1.000													0.525	
148	1.000	1.000	0.750												0.525	
149	1.000	1.000		0.750											0.525	
150	1.000	1.000	0.750	0.750											0.525	
151	1.000	1.000			0.750										0.525	
152	1.000	1.000	0.750		0.750										0.525	
153	1.000	1.000		0.750	0.750										0.525	
154	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750										0.525	
155	1.000	1.000														-0.525
156	1.000	1.000	0.750													-0.525

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
157	1.000	1.000		0.750												-0.525
158	1.000	1.000	0.750	0.750												-0.525
159	1.000	1.000			0.750											-0.525
160	1.000	1.000	0.750		0.750											-0.525
161	1.000	1.000		0.750	0.750											-0.525
162	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750											-0.525
163	1.000	1.000														0.525
164	1.000	1.000	0.750													0.525
165	1.000	1.000		0.750												0.525
166	1.000	1.000	0.750	0.750												0.525
167	1.000	1.000			0.750											0.525
168	1.000	1.000	0.750		0.750											0.525
169	1.000	1.000		0.750	0.750											0.525
170	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750											0.525
171	1.000	1.000				0.750									-0.525	
172	1.000	1.000	0.750			0.750									-0.525	
173	1.000	1.000		0.750		0.750									-0.525	
174	1.000	1.000	0.750	0.750		0.750									-0.525	
175	1.000	1.000					0.750								-0.525	
176	1.000	1.000	0.750				0.750								-0.525	

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
177	1.000	1.000		0.750			0.750								-0.525	
178	1.000	1.000	0.750	0.750			0.750								-0.525	
179	1.000	1.000						0.750							-0.525	
180	1.000	1.000	0.750					0.750							-0.525	
181	1.000	1.000		0.750				0.750							-0.525	
182	1.000	1.000	0.750	0.750				0.750							-0.525	
183	1.000	1.000							0.750						-0.525	
184	1.000	1.000	0.750						0.750						-0.525	
185	1.000	1.000		0.750					0.750						-0.525	
186	1.000	1.000	0.750	0.750					0.750						-0.525	
187	1.000	1.000								0.750					-0.525	
188	1.000	1.000	0.750							0.750					-0.525	
189	1.000	1.000		0.750						0.750					-0.525	
190	1.000	1.000	0.750	0.750						0.750					-0.525	
191	1.000	1.000									0.750				-0.525	
192	1.000	1.000	0.750								0.750				-0.525	
193	1.000	1.000		0.750							0.750				-0.525	
194	1.000	1.000	0.750	0.750							0.750				-0.525	

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
195	1.000	1.000										0.750			-0.525	
196	1.000	1.000	0.750									0.750			-0.525	
197	1.000	1.000		0.750								0.750			-0.525	
198	1.000	1.000	0.750	0.750								0.750			-0.525	
199	1.000	1.000											0.750		-0.525	
200	1.000	1.000	0.750										0.750		-0.525	
201	1.000	1.000		0.750									0.750		-0.525	
202	1.000	1.000	0.750	0.750									0.750		-0.525	
203	1.000	1.000												0.750	-0.525	
204	1.000	1.000	0.750											0.750	-0.525	
205	1.000	1.000		0.750										0.750	-0.525	
206	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750	-0.525	
207	1.000	1.000				0.750								0.750	-0.525	
208	1.000	1.000	0.750			0.750								0.750	-0.525	
209	1.000	1.000		0.750		0.750								0.750	-0.525	
210	1.000	1.000	0.750	0.750		0.750								0.750	-0.525	
211	1.000	1.000					0.750							0.750	-0.525	
212	1.000	1.000	0.750				0.750							0.750	-0.525	

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
213	1.000	1.000		0.750			0.750							0.750	-0.525	
214	1.000	1.000	0.750	0.750			0.750							0.750	-0.525	
215	1.000	1.000						0.750						0.750	-0.525	
216	1.000	1.000	0.750					0.750						0.750	-0.525	
217	1.000	1.000		0.750				0.750						0.750	-0.525	
218	1.000	1.000	0.750	0.750				0.750						0.750	-0.525	
219	1.000	1.000							0.750					0.750	-0.525	
220	1.000	1.000	0.750						0.750					0.750	-0.525	
221	1.000	1.000		0.750					0.750					0.750	-0.525	
222	1.000	1.000	0.750	0.750					0.750					0.750	-0.525	
223	1.000	1.000								0.750				0.750	-0.525	
224	1.000	1.000	0.750							0.750				0.750	-0.525	
225	1.000	1.000		0.750						0.750				0.750	-0.525	
226	1.000	1.000	0.750	0.750						0.750				0.750	-0.525	
227	1.000	1.000									0.750			0.750	-0.525	
228	1.000	1.000	0.750								0.750			0.750	-0.525	
229	1.000	1.000		0.750							0.750			0.750	-0.525	
230	1.000	1.000	0.750	0.750							0.750			0.750	-0.525	

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
231	1.000	1.000										0.750		0.750	-0.525	
232	1.000	1.000	0.750									0.750		0.750	-0.525	
233	1.000	1.000		0.750								0.750		0.750	-0.525	
234	1.000	1.000	0.750	0.750								0.750		0.750	-0.525	
235	1.000	1.000											0.750	0.750	-0.525	
236	1.000	1.000	0.750										0.750	0.750	-0.525	
237	1.000	1.000		0.750									0.750	0.750	-0.525	
238	1.000	1.000	0.750	0.750									0.750	0.750	-0.525	
239	1.000	1.000				0.750									0.525	
240	1.000	1.000	0.750			0.750									0.525	
241	1.000	1.000		0.750		0.750									0.525	
242	1.000	1.000	0.750	0.750		0.750									0.525	
243	1.000	1.000					0.750								0.525	
244	1.000	1.000	0.750				0.750								0.525	
245	1.000	1.000		0.750			0.750								0.525	
246	1.000	1.000	0.750	0.750			0.750								0.525	
247	1.000	1.000						0.750							0.525	
248	1.000	1.000	0.750					0.750							0.525	
249	1.000	1.000		0.750				0.750							0.525	
250	1.000	1.000	0.750	0.750				0.750							0.525	
251	1.000	1.000							0.750						0.525	
252	1.000	1.000	0.750						0.750						0.525	
253	1.000	1.000		0.750					0.750						0.525	

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
254	1.000	1.000	0.750	0.750					0.750						0.525	
255	1.000	1.000								0.750					0.525	
256	1.000	1.000	0.750							0.750					0.525	
257	1.000	1.000		0.750						0.750					0.525	
258	1.000	1.000	0.750	0.750						0.750					0.525	
259	1.000	1.000									0.750				0.525	
260	1.000	1.000	0.750								0.750				0.525	
261	1.000	1.000		0.750							0.750				0.525	
262	1.000	1.000	0.750	0.750							0.750				0.525	
263	1.000	1.000										0.750			0.525	
264	1.000	1.000	0.750									0.750			0.525	
265	1.000	1.000		0.750								0.750			0.525	
266	1.000	1.000	0.750	0.750								0.750			0.525	
267	1.000	1.000											0.750		0.525	
268	1.000	1.000	0.750										0.750		0.525	
269	1.000	1.000		0.750									0.750		0.525	
270	1.000	1.000	0.750	0.750									0.750		0.525	
271	1.000	1.000												0.750	0.525	
272	1.000	1.000	0.750											0.750	0.525	
273	1.000	1.000		0.750										0.750	0.525	
274	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750	0.525	
275	1.000	1.000				0.750								0.750	0.525	
276	1.000	1.000	0.750			0.750								0.750	0.525	
277	1.000	1.000		0.750		0.750								0.750	0.525	
278	1.000	1.000	0.750	0.750		0.750								0.750	0.525	
279	1.000	1.000					0.750							0.750	0.525	

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
280	1.000	1.000	0.750				0.750							0.750	0.525	
281	1.000	1.000		0.750			0.750							0.750	0.525	
282	1.000	1.000	0.750	0.750			0.750							0.750	0.525	
283	1.000	1.000						0.750						0.750	0.525	
284	1.000	1.000	0.750					0.750						0.750	0.525	
285	1.000	1.000		0.750				0.750						0.750	0.525	
286	1.000	1.000	0.750	0.750				0.750						0.750	0.525	
287	1.000	1.000							0.750					0.750	0.525	
288	1.000	1.000	0.750						0.750					0.750	0.525	
289	1.000	1.000		0.750					0.750					0.750	0.525	
290	1.000	1.000	0.750	0.750					0.750					0.750	0.525	
291	1.000	1.000								0.750				0.750	0.525	
292	1.000	1.000	0.750							0.750				0.750	0.525	
293	1.000	1.000		0.750						0.750				0.750	0.525	
294	1.000	1.000	0.750	0.750						0.750				0.750	0.525	
295	1.000	1.000									0.750			0.750	0.525	
296	1.000	1.000	0.750								0.750			0.750	0.525	
297	1.000	1.000		0.750							0.750			0.750	0.525	
298	1.000	1.000	0.750	0.750							0.750			0.750	0.525	
299	1.000	1.000										0.750		0.750	0.525	
300	1.000	1.000	0.750									0.750		0.750	0.525	
301	1.000	1.000		0.750								0.750		0.750	0.525	
302	1.000	1.000	0.750	0.750								0.750		0.750	0.525	
303	1.000	1.000											0.750	0.750	0.525	
304	1.000	1.000	0.750										0.750	0.750	0.525	
305	1.000	1.000		0.750									0.750	0.750	0.525	

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
306	1.000	1.000	0.750	0.750									0.750	0.750	0.525	
307	1.000	1.000				0.750										-0.525
308	1.000	1.000	0.750			0.750										-0.525
309	1.000	1.000		0.750		0.750										-0.525
310	1.000	1.000	0.750	0.750		0.750										-0.525
311	1.000	1.000					0.750									-0.525
312	1.000	1.000	0.750				0.750									-0.525
313	1.000	1.000		0.750			0.750									-0.525
314	1.000	1.000	0.750	0.750			0.750									-0.525
315	1.000	1.000						0.750								-0.525
316	1.000	1.000	0.750					0.750								-0.525
317	1.000	1.000		0.750				0.750								-0.525
318	1.000	1.000	0.750	0.750				0.750								-0.525
319	1.000	1.000							0.750							-0.525
320	1.000	1.000	0.750						0.750							-0.525
321	1.000	1.000		0.750					0.750							-0.525
322	1.000	1.000	0.750	0.750					0.750							-0.525
323	1.000	1.000								0.750						-0.525

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
324	1.000	1.000	0.750							0.750						-0.525
325	1.000	1.000		0.750						0.750						-0.525
326	1.000	1.000	0.750	0.750						0.750						-0.525
327	1.000	1.000									0.750					-0.525
328	1.000	1.000	0.750								0.750					-0.525
329	1.000	1.000		0.750							0.750					-0.525
330	1.000	1.000	0.750	0.750							0.750					-0.525
331	1.000	1.000										0.750				-0.525
332	1.000	1.000	0.750									0.750				-0.525
333	1.000	1.000		0.750								0.750				-0.525
334	1.000	1.000	0.750	0.750								0.750				-0.525
335	1.000	1.000											0.750			-0.525
336	1.000	1.000	0.750										0.750			-0.525
337	1.000	1.000		0.750									0.750			-0.525
338	1.000	1.000	0.750	0.750									0.750			-0.525
339	1.000	1.000												0.750		-0.525
340	1.000	1.000	0.750											0.750		-0.525
341	1.000	1.000		0.750										0.750		-0.525

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
342	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750		-0.525
343	1.000	1.000				0.750								0.750		-0.525
344	1.000	1.000	0.750			0.750								0.750		-0.525
345	1.000	1.000		0.750		0.750								0.750		-0.525
346	1.000	1.000	0.750	0.750		0.750								0.750		-0.525
347	1.000	1.000					0.750							0.750		-0.525
348	1.000	1.000	0.750				0.750							0.750		-0.525
349	1.000	1.000		0.750			0.750							0.750		-0.525
350	1.000	1.000	0.750	0.750			0.750							0.750		-0.525
351	1.000	1.000						0.750						0.750		-0.525
352	1.000	1.000	0.750					0.750						0.750		-0.525
353	1.000	1.000		0.750				0.750						0.750		-0.525
354	1.000	1.000	0.750	0.750				0.750						0.750		-0.525
355	1.000	1.000							0.750					0.750		-0.525
356	1.000	1.000	0.750						0.750					0.750		-0.525
357	1.000	1.000		0.750					0.750					0.750		-0.525
358	1.000	1.000	0.750	0.750					0.750					0.750		-0.525
359	1.000	1.000								0.750				0.750		-0.525

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
360	1.000	1.000	0.750							0.750				0.750		-0.525
361	1.000	1.000		0.750						0.750				0.750		-0.525
362	1.000	1.000	0.750	0.750						0.750				0.750		-0.525
363	1.000	1.000									0.750			0.750		-0.525
364	1.000	1.000	0.750								0.750			0.750		-0.525
365	1.000	1.000		0.750							0.750			0.750		-0.525
366	1.000	1.000	0.750	0.750							0.750			0.750		-0.525
367	1.000	1.000										0.750		0.750		-0.525
368	1.000	1.000	0.750									0.750		0.750		-0.525
369	1.000	1.000		0.750								0.750		0.750		-0.525
370	1.000	1.000	0.750	0.750								0.750		0.750		-0.525
371	1.000	1.000											0.750	0.750		-0.525
372	1.000	1.000	0.750										0.750	0.750		-0.525
373	1.000	1.000		0.750									0.750	0.750		-0.525
374	1.000	1.000	0.750	0.750									0.750	0.750		-0.525
375	1.000	1.000				0.750										0.525
376	1.000	1.000	0.750			0.750										0.525
377	1.000	1.000		0.750		0.750										0.525
378	1.000	1.000	0.750	0.750		0.750										0.525

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
379	1.000	1.000					0.750									0.525
380	1.000	1.000	0.750				0.750									0.525
381	1.000	1.000		0.750			0.750									0.525
382	1.000	1.000	0.750	0.750			0.750									0.525
383	1.000	1.000						0.750								0.525
384	1.000	1.000	0.750					0.750								0.525
385	1.000	1.000		0.750				0.750								0.525
386	1.000	1.000	0.750	0.750				0.750								0.525
387	1.000	1.000							0.750							0.525
388	1.000	1.000	0.750						0.750							0.525
389	1.000	1.000		0.750					0.750							0.525
390	1.000	1.000	0.750	0.750					0.750							0.525
391	1.000	1.000								0.750						0.525
392	1.000	1.000	0.750							0.750						0.525
393	1.000	1.000		0.750						0.750						0.525
394	1.000	1.000	0.750	0.750						0.750						0.525
395	1.000	1.000									0.750					0.525
396	1.000	1.000	0.750								0.750					0.525
397	1.000	1.000		0.750							0.750					0.525
398	1.000	1.000	0.750	0.750							0.750					0.525
399	1.000	1.000										0.750				0.525
400	1.000	1.000	0.750									0.750				0.525
401	1.000	1.000		0.750								0.750				0.525
402	1.000	1.000	0.750	0.750								0.750				0.525
403	1.000	1.000											0.750			0.525
404	1.000	1.000	0.750										0.750			0.525

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
405	1.000	1.000		0.750									0.750			0.525
406	1.000	1.000	0.750	0.750									0.750			0.525
407	1.000	1.000												0.750		0.525
408	1.000	1.000	0.750											0.750		0.525
409	1.000	1.000		0.750										0.750		0.525
410	1.000	1.000	0.750	0.750										0.750		0.525
411	1.000	1.000				0.750								0.750		0.525
412	1.000	1.000	0.750			0.750								0.750		0.525
413	1.000	1.000		0.750		0.750								0.750		0.525
414	1.000	1.000	0.750	0.750		0.750								0.750		0.525
415	1.000	1.000					0.750							0.750		0.525
416	1.000	1.000	0.750				0.750							0.750		0.525
417	1.000	1.000		0.750			0.750							0.750		0.525
418	1.000	1.000	0.750	0.750			0.750							0.750		0.525
419	1.000	1.000						0.750						0.750		0.525
420	1.000	1.000	0.750					0.750						0.750		0.525
421	1.000	1.000		0.750				0.750						0.750		0.525
422	1.000	1.000	0.750	0.750				0.750						0.750		0.525
423	1.000	1.000							0.750					0.750		0.525
424	1.000	1.000	0.750						0.750					0.750		0.525
425	1.000	1.000		0.750					0.750					0.750		0.525
426	1.000	1.000	0.750	0.750					0.750					0.750		0.525
427	1.000	1.000								0.750				0.750		0.525
428	1.000	1.000	0.750							0.750				0.750		0.525
429	1.000	1.000		0.750						0.750				0.750		0.525
430	1.000	1.000	0.750	0.750						0.750				0.750		0.525

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
431	1.000	1.000									0.750			0.750		0.525
432	1.000	1.000	0.750								0.750			0.750		0.525
433	1.000	1.000		0.750							0.750			0.750		0.525
434	1.000	1.000	0.750	0.750							0.750			0.750		0.525
435	1.000	1.000										0.750		0.750		0.525
436	1.000	1.000	0.750									0.750		0.750		0.525
437	1.000	1.000		0.750								0.750		0.750		0.525
438	1.000	1.000	0.750	0.750								0.750		0.750		0.525
439	1.000	1.000											0.750	0.750		0.525
440	1.000	1.000	0.750										0.750	0.750		0.525
441	1.000	1.000		0.750									0.750	0.750		0.525
442	1.000	1.000	0.750	0.750									0.750	0.750		0.525

- **Desplazamientos**

  Derivas

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
1	1.400	1.400														
2	1.200	1.200														
3	1.200	1.200	1.600													
4	1.200	1.200		1.600												
5	1.200	1.200	1.600	1.600												
6	1.200	1.200	1.600		0.500											
7	1.200	1.200		1.600	0.500											
8	1.200	1.200	1.600	1.600	0.500											
9	1.200	1.200	1.600											0.500		
10	1.200	1.200		1.600										0.500		
11	1.200	1.200	1.600	1.600										0.500		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
12	1.200	1.200	0.500	1.000												
13	1.200	1.200			1.600											
14	1.200	1.200	0.500		1.600											
15	1.200	1.200		1.000	1.600											
16	1.200	1.200	0.500	1.000	1.600											
17	1.200	1.200												1.600		
18	1.200	1.200	0.500											1.600		
19	1.200	1.200		1.000										1.600		
20	1.200	1.200	0.500	1.000										1.600		
21	1.200	1.200			1.600	0.500										
22	1.200	1.200			1.600		0.500									
23	1.200	1.200			1.600			0.500								
24	1.200	1.200			1.600				0.500							
25	1.200	1.200			1.600					0.500						
26	1.200	1.200			1.600						0.500					
27	1.200	1.200			1.600							0.500				
28	1.200	1.200			1.600								0.500			
29	1.200	1.200				0.500								1.600		
30	1.200	1.200					0.500							1.600		
31	1.200	1.200						0.500						1.600		
32	1.200	1.200							0.500					1.600		
33	1.200	1.200								0.500				1.600		
34	1.200	1.200									0.500			1.600		
35	1.200	1.200										0.500		1.600		
36	1.200	1.200											0.500	1.600		
37	1.200	1.200				1.000										

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
38	1.200	1.200	0.500			1.000										
39	1.200	1.200		1.000		1.000										
40	1.200	1.200	0.500	1.000		1.000										
41	1.200	1.200			0.500	1.000										
42	1.200	1.200	0.500		0.500	1.000										
43	1.200	1.200		1.000	0.500	1.000										
44	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500	1.000										
45	1.200	1.200					1.000									
46	1.200	1.200	0.500				1.000									
47	1.200	1.200		1.000			1.000									
48	1.200	1.200	0.500	1.000			1.000									
49	1.200	1.200			0.500		1.000									
50	1.200	1.200	0.500		0.500		1.000									
51	1.200	1.200		1.000	0.500		1.000									
52	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500		1.000									
53	1.200	1.200						1.000								
54	1.200	1.200	0.500					1.000								
55	1.200	1.200		1.000				1.000								
56	1.200	1.200	0.500	1.000				1.000								
57	1.200	1.200			0.500			1.000								
58	1.200	1.200	0.500		0.500			1.000								
59	1.200	1.200		1.000	0.500			1.000								
60	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500			1.000								
61	1.200	1.200							1.000							
62	1.200	1.200	0.500						1.000							
63	1.200	1.200		1.000					1.000							

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
64	1.200	1.200	0.500	1.000					1.000							
65	1.200	1.200			0.500				1.000							
66	1.200	1.200	0.500		0.500				1.000							
67	1.200	1.200		1.000	0.500				1.000							
68	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500				1.000							
69	1.200	1.200								1.000						
70	1.200	1.200	0.500							1.000						
71	1.200	1.200		1.000						1.000						
72	1.200	1.200	0.500	1.000						1.000						
73	1.200	1.200			0.500					1.000						
74	1.200	1.200	0.500		0.500					1.000						
75	1.200	1.200		1.000	0.500					1.000						
76	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500					1.000						
77	1.200	1.200									1.000					
78	1.200	1.200	0.500								1.000					
79	1.200	1.200		1.000							1.000					
80	1.200	1.200	0.500	1.000							1.000					
81	1.200	1.200			0.500						1.000					
82	1.200	1.200	0.500		0.500						1.000					
83	1.200	1.200		1.000	0.500						1.000					
84	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500						1.000					
85	1.200	1.200										1.000				
86	1.200	1.200	0.500									1.000				
87	1.200	1.200		1.000								1.000				
88	1.200	1.200	0.500	1.000								1.000				
89	1.200	1.200			0.500							1.000				

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
90	1.200	1.200	0.500		0.500							1.000				
91	1.200	1.200		1.000	0.500							1.000				
92	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500							1.000				
93	1.200	1.200											1.000			
94	1.200	1.200	0.500										1.000			
95	1.200	1.200		1.000									1.000			
96	1.200	1.200	0.500	1.000									1.000			
97	1.200	1.200			0.500								1.000			
98	1.200	1.200	0.500		0.500								1.000			
99	1.200	1.200		1.000	0.500								1.000			
100	1.200	1.200	0.500	1.000	0.500								1.000			
101	1.200	1.200				1.000								0.500		
102	1.200	1.200	0.500			1.000								0.500		
103	1.200	1.200		1.000		1.000								0.500		
104	1.200	1.200	0.500	1.000		1.000								0.500		
105	1.200	1.200					1.000							0.500		
106	1.200	1.200	0.500				1.000							0.500		
107	1.200	1.200		1.000			1.000							0.500		
108	1.200	1.200	0.500	1.000			1.000							0.500		
109	1.200	1.200						1.000						0.500		
110	1.200	1.200	0.500					1.000						0.500		
111	1.200	1.200		1.000				1.000						0.500		
112	1.200	1.200	0.500	1.000				1.000						0.500		
113	1.200	1.200							1.000					0.500		
114	1.200	1.200	0.500						1.000					0.500		
115	1.200	1.200		1.000					1.000					0.500		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
116	1.200	1.200	0.500	1.000					1.000					0.500		
117	1.200	1.200								1.000				0.500		
118	1.200	1.200	0.500							1.000				0.500		
119	1.200	1.200		1.000						1.000				0.500		
120	1.200	1.200	0.500	1.000						1.000				0.500		
121	1.200	1.200									1.000			0.500		
122	1.200	1.200	0.500								1.000			0.500		
123	1.200	1.200		1.000							1.000			0.500		
124	1.200	1.200	0.500	1.000							1.000			0.500		
125	1.200	1.200										1.000		0.500		
126	1.200	1.200	0.500									1.000		0.500		
127	1.200	1.200		1.000								1.000		0.500		
128	1.200	1.200	0.500	1.000								1.000		0.500		
129	1.200	1.200											1.000	0.500		
130	1.200	1.200	0.500										1.000	0.500		
131	1.200	1.200		1.000									1.000	0.500		
132	1.200	1.200	0.500	1.000									1.000	0.500		
133	1.200	1.200													-1.000	
134	1.200	1.200	0.500												-1.000	
135	1.200	1.200		1.000											-1.000	
136	1.200	1.200	0.500	1.000											-1.000	
137	1.200	1.200													1.000	
138	1.200	1.200	0.500												1.000	
139	1.200	1.200		1.000											1.000	

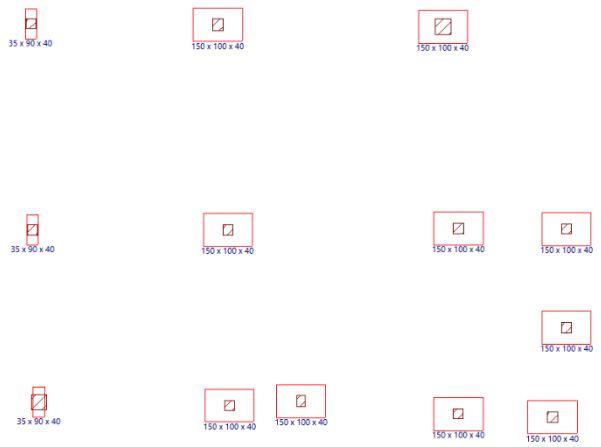
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (2)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	G	SX	SY
140	1.200	1.200	0.500	1.000											1.000	
141	1.200	1.200														-1.000
142	1.200	1.200	0.500													-1.000
143	1.200	1.200		1.000												-1.000
144	1.200	1.200	0.500	1.000												-1.000
145	1.200	1.200														1.000
146	1.200	1.200	0.500													1.000
147	1.200	1.200		1.000												1.000
148	1.200	1.200	0.500	1.000												1.000
149	0.900	0.900														
150	0.900	0.900				1.000										
151	0.900	0.900					1.000									
152	0.900	0.900						1.000								
153	0.900	0.900							1.000							
154	0.900	0.900								1.000						
155	0.900	0.900									1.000					
156	0.900	0.900										1.000				
157	0.900	0.900											1.000			
158	0.900	0.900													-1.000	
159	0.900	0.900													1.000	
160	0.900	0.900														-1.000
161	0.900	0.900														1.000

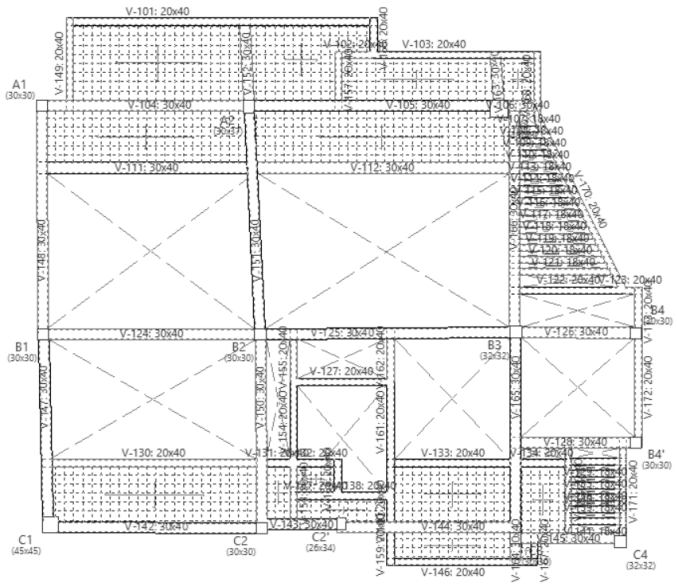
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

12 IDENTIFICACIÓN DE ELEMENTOS

Cimentación N-0.6



Cimentación N-0.6 - Fuente Cype 3D



Planta N+2.66 - Fuente Cype 3D

13 DATOS DE ENTRADA DEL MODELO MATEMÁTICO

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

3. NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: NSR-10

Aceros conformados: AISI S100-2016 (LRFD)

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-22 (LRFD)

Categoría de uso: General

4. ACCIONES CONSIDERADAS

4.1. Gravitatorias

Planta	S.C.U (kN/m²)	Cargas muertas (kN/m²)
N+2.66	1.8	1.1
Cimentación	0.0	0.0

4.2. Viento

Reglamento colombiano de construcción sismo resistente
NSR-10 Capítulo B.6 - Fuerzas de viento

Categoría del terreno: Categoría B

Velocidad básica del viento: 33.00 m/s

Categoría II

Anchos de banda		
Plantas	Ancho de banda Y (m)	Ancho de banda X (m)
En todas las plantas	17.54	16.56

Se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Valor para multiplicar los desplazamientos 1.00

Coeficientes de Cargas

+X: 1.00 -X:1.00

+Y: 1.00 -Y:1.00

Cargas de viento		
Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
N+2.66	9.331	8.810

4.3. Sismo

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Norma utilizada: NSR-10

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010)

Método de cálculo: Análisis dinámico espectral (NSR-10, A.3.4.2.2)

4.3.1. Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_a** : *0.10* g
A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_v** : *0.15* g
V_m: Velocidad media de onda de cortante (NSR-10, A.2.4.3)	**V_m** : *360.00* m/s

Sistema estructural

R_{0X}: Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3)	**R_{0X}** : *5.00*
R_{0Y}: Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3)	**R_{0Y}** : *5.00*
F_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)	**F_a** : *1.00*
F_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	**F_p** : *1.00*
F_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	**F_{rX}** : *1.00*
F_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	**F_{rY}** : *1.00*

Geometría en altura (NSR-10, A.3.3.4 y A.3.3.5): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Tipología estructural (X): I

Tipología estructural (Y): I

h: Altura del edificio **h** : *2.66* m

Tipo de edificación (NSR-10, A.2.5): I

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Grados de libertad que intervienen en el análisis: No se han considerado las plantas bajo rasante en el modelo dinámico

Fracción de sobrecarga de uso	: *0.00*
Fracción de sobrecarga de nieve	: *0.00*
Factor multiplicador del espectro	: *1.00*

Efectos de la componente sísmica vertical

No se consideran

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

Se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Valor para multiplicar los desplazamientos 1.00

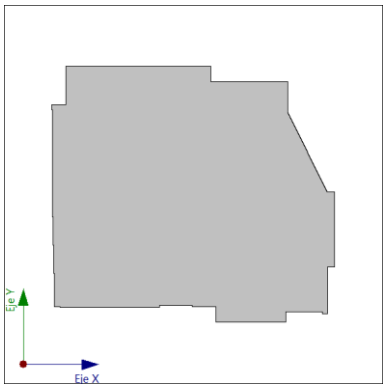
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Moderado (DMO)

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y



Proyección en planta de la obra

4.4. Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio Cargas muertas Sobrecarga de uso Sismo X Sismo Y Viento +X exc.+ Viento +X exc.- Viento -X exc.+ Viento -X exc.- Viento +Y exc.+ Viento +Y exc.- Viento -Y exc.+ Viento -Y exc.-

4.5. Listado de cargas

Cargas especiales introducidas (en kN, kN/m y kN/m²)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
N+2.66	Cargas muertas	Superficial	18.40	(13.40,12.24) (13.40,12.87) (12.15,12.87) (12.15,11.61) (13.40,11.61)

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

5. ESTADOS LÍMITE

E.L.U. de rotura. Hormigón E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones Tensiones sobre el terreno	NSR-10
E.L.U. de rotura. Acero conformado	AISI/NASPEC-2016 (LRFD) ASCE 7
Desplazamientos	Derivas

6. 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**

- **Situaciones sísmicas**

- Donde:

G_k Acción permanente
P_k Acción de pretensado
Q_k Acción variable
A_E Acción sísmica
g_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
g_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado
$g_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
$g_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
g_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

6.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón: NSR-10

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: NSR-10

(C.9-1)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G) Sobrecarga (Q) Viento (Q)	1.400	1.400

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(C.9-2 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

(C.9-2 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

(C.9-3 Lr, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

(C.9-3 S, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

(C.9-3 Lr, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(C.9-3 S, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

(C.9-4 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

(C.9-4 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

(C.9-5)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000

Notas:

Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

(C.9-6)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(C.9-6)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Viento (Q)	0.000	1.000

(C.9-7)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000
Notas: *Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.*		

E.L.U. de rotura. Acero conformado: AISI S100-2016 (LRFD)

2.3.2 - [1] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		

2.3.2 - [2 Lr] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

2.3.2 - [2 S] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

2.3.2 - [3 Lr, L] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

2.3.2 - [3 S, L] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

2.3.2 - [3 Lr, W] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

2.3.2 - [3 S, W] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

2.3.2 - [4 Lr] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

2.3.2 - [4 S] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

2.3.2 - [5] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000
Notas: *Las solicitaciones 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 (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	1.000

2.3.2 - [7] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000
Notas: *Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.*		

Tensiones sobre el terreno

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

B.2.3-1, B.2.3-2		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Viento (Q)		

B.2.3-3 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		

B.2.3-3 (S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		

B.2.3-4 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)		

B.2.3-4 (S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

B.2.3-5, B.2.3-9		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.600	1.000
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	1.000	1.000

B.2.3-6, B.2.3-10		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.600	1.000
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		
Sismo (E)	-0.700	0.700

B.2.3-7 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)	0.750	0.750

B.2.3-7 (S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)	0.750	0.750

B.2.3-8 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)		
Sismo (E)	-0.525	0.525

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

B.2.3-8 (S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)	0.750	0.750

Desplazamientos

(C.9-1)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		

(C.9-2 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

(C.9-2 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

(C.9-3 Lr, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(C.9-3 S, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

(C.9-3 Lr, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

(C.9-3 S, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

(C.9-4 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

(C.9-4 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(C.9-5)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000

(C.9-6)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	1.000

(C.9-7)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000

7. DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
1	N+2.66	1	N+2.66	3.06	2.66
0	Cimentación				-0.40

8. DATOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS

8.1. Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo del pilar en grados sexagesimales

Datos de los pilares

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
A1	(0.13, 11.55)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. der.	0.40
A2	(5.51, 11.48)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.30

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
A3	(12.25, 11.37)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.30
B1	(0.19, 5.60)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.35
B2	(6.11, 5.60)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.30
B3	(12.79, 5.66)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.30
B4	(16.08, 5.33)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.30
B4'	(16.08, 2.63)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.30
C1	(0.45, 0.45)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.30
C2	(5.86, -0.03)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.30
C2'	(8.31, 0.42)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.30
C3	(12.80, -0.29)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.30
C4	(15.97, -0.40)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. der.	0.30

9. DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA

C1						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
1	45x45	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

C2, C3, B1, B2, B4, A1, B4'						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
1	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

C2'						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
1	26x34	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

C4, B3						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
1	32x32	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

A2						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
1	30x37	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

A3						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
1	48x48	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

10. RECUBRIMIENTOS

10.1. Pilares

El recubrimiento en pilares es **4.0 cm**.

10.2. Vigas

Elemento	Superior (cm)	Inferior (cm)	Lateral (cm)
Vigas	2.0	2.0	2.0

10.3. Paños

Losas macizas (Geométricos, Mecánicos)

Los recubrimientos en losas macizas son:

Recubrimiento geométrico (cm)		Recubrimiento mecánico (cm)	
Superior	Inferior	Superior	Inferior
3.0	2.0	3.5	2.5

11. INTERACCIÓN TERRENO-ESTRUCTURA (ZAPATAS Y ENCEPADOS)

Referencias	Datos de cálculo
A1, B1	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 35 cm Ancho zapata Y: 90 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencias	Datos de cálculo
A2	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 150 cm Ancho zapata Y: 100 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura
A3	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 150 cm Ancho zapata Y: 100 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura
B2, B4, C2, C3, B4'	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 150 cm Ancho zapata Y: 100 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura
B3, C4	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 150 cm Ancho zapata Y: 100 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura
C2'	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 150 cm Ancho zapata Y: 100 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura
Referencias	Geometría
A1, B1	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 35 cm Ancho zapata Y: 90 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura
A2	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 150 cm Ancho zapata Y: 100 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura
A3	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 150 cm Ancho zapata Y: 100 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura
B2, B4, C2, C3, B4'	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 150 cm Ancho zapata Y: 100 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura
B3, C4	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 150 cm Ancho zapata Y: 100 cm Canto: 40 cm No se considera la interacción terreno-estructura

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

12. LOSAS Y ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

12.1. Zapatas

-Tensión admisible en situaciones persistentes: 0.145 MPa

-Tensión admisible en situaciones accidentales: 0.189 MPa

13. MATERIALES UTILIZADOS

13.1. Hormigones

Elemento	Hormigón	f'_c (MPa)	Árido		E_c (MPa)
			Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Todos	f'c=175	17	Origen metamórfico	15	19674

13.2. Aceros por elemento y posición

13.2.1. Aceros en barras

Elemento	Acero	f_{yk} (MPa)	g_s
Todos	Grado 60 (Latinoamérica)	412	1.00

13.2.2. Aceros en perfiles

Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (MPa)	Módulo de elasticidad (GPa)
Acero conformado	ASTM A 572 50 ksi	345	203
Acero laminado	ASTM A 572 50 ksi	345	200

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

14 REVISIÓN DE DERIVAS DE PISO

Se revisan los desplazamientos relativos que se presentan para condiciones de servicio con sismo y con el uso de la estructura como grupo III. Como la estructura presenta irregularidad analizada en el numeral 9.1, se procede al cálculo de cada elemento en detalle según lo estipulado en el titulo A.6 de la NSR-10.

Se muestra la planta con el nombre de cada elemento para el cálculo de la deriva, se pueden identificar en las plantas descritas en el numeral 13 Identificación de elementos.

1. DESPLOMES DE COLUMNAS, PANTALLAS Y MUROS

Sismo X									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
				Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
A1	N+2.66	2.4600	2.8600	0.65	0.0023h	---	0.35	0.0012h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.65	0.0023h	---	0.35	0.0012h	---
A2	N+2.66	2.4600	2.8600	0.65	0.0023h	---	0.12	0.0004h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.65	0.0023h	---	0.12	0.0004h	---
A3	N+2.66	2.4600	2.8600	0.65	0.0023h	---	0.30	0.0010h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.65	0.0023h	---	0.30	0.0010h	---
B1	N+2.66	2.4600	2.8600	0.46	0.0016h	---	0.34	0.0012h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.46	0.0016h	---	0.34	0.0012h	---
B2	N+2.66	2.4600	2.8600	0.46	0.0016h	---	0.11	0.0004h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.46	0.0016h	---	0.11	0.0004h	---
B3	N+2.66	2.4600	2.8600	0.46	0.0016h	---	0.32	0.0011h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.46	0.0016h	---	0.32	0.0011h	---
B4	N+2.66	2.4600	2.8600	0.46	0.0016h	---	0.45	0.0016h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.46	0.0016h	---	0.45	0.0016h	---
B4'	N+2.66	2.4600	2.8600	0.39	0.0014h	---	0.45	0.0016h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.39	0.0014h	---	0.45	0.0016h	---
C1	N+2.66	2.4600	2.8600	0.35	0.0012h	---	0.34	0.0012h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.35	0.0012h	---	0.34	0.0012h	---
C2	N+2.66	2.4600	2.8600	0.35	0.0012h	---	0.11	0.0004h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.35	0.0012h	---	0.11	0.0004h	---

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Sismo X									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
				Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
C2'	N+2.66	2.4600	2.8600	0.35	0.0012h	---	0.14	0.0005h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.35	0.0012h	---	0.14	0.0005h	---
C3	N+2.66	2.4600	2.8600	0.34	0.0012h	---	0.32	0.0011h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.34	0.0012h	---	0.32	0.0011h	---
C4	N+2.66	2.4600	2.8600	0.34	0.0012h	---	0.43	0.0015h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.34	0.0012h	---	0.43	0.0015h	---

Sismo Y									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
				Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
A1	N+2.66	2.4600	2.8600	0.17	0.0006h	---	0.58	0.0020h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.17	0.0006h	---	0.58	0.0020h	---
A2	N+2.66	2.4600	2.8600	0.17	0.0006h	---	0.55	0.0019h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.17	0.0006h	---	0.55	0.0019h	---
A3	N+2.66	2.4600	2.8600	0.17	0.0006h	---	0.57	0.0020h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.17	0.0006h	---	0.57	0.0020h	---
B1	N+2.66	2.4600	2.8600	0.14	0.0005h	---	0.58	0.0020h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.14	0.0005h	---	0.58	0.0020h	---
B2	N+2.66	2.4600	2.8600	0.14	0.0005h	---	0.55	0.0019h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.14	0.0005h	---	0.55	0.0019h	---
B3	N+2.66	2.4600	2.8600	0.14	0.0005h	---	0.57	0.0020h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.14	0.0005h	---	0.57	0.0020h	---
B4	N+2.66	2.4600	2.8600	0.14	0.0005h	---	0.59	0.0021h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.14	0.0005h	---	0.59	0.0021h	---
B4'	N+2.66	2.4600	2.8600	0.13	0.0005h	---	0.59	0.0021h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.13	0.0005h	---	0.59	0.0021h	---
C1	N+2.66	2.4600	2.8600	0.12	0.0004h	---	0.58	0.0020h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.12	0.0004h	---	0.58	0.0020h	---
C2	N+2.66	2.4600	2.8600	0.12	0.0004h	---	0.55	0.0019h	---

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Sismo Y									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
				Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.12	0.0004h	---	0.55	0.0019h	---
C2'	N+2.66	2.4600	2.8600	0.12	0.0004h	---	0.55	0.0019h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.12	0.0004h	---	0.55	0.0019h	---
C3	N+2.66	2.4600	2.8600	0.12	0.0004h	---	0.57	0.0020h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.12	0.0004h	---	0.57	0.0020h	---
C4	N+2.66	2.4600	2.8600	0.12	0.0004h	---	0.58	0.0020h	---
	Cimentación	-0.4000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		2.8600	0.12	0.0004h	---	0.58	0.0020h	---

2. DESPLOMES ENTRE PLANTAS

Sismo X								
Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
N+2.66	2.660	3.060	0.44	0.0014h	✓	0.15	0.0005h	✓

Sismo Y								
Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
N+2.66	2.660	3.060	0.14	0.0004h	✓	0.55	0.0018h	✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

15 INDICE DE FLEXIBILIDAD

Los índices de flexibilidad muestran la relación entre las deflexiones de la estructura y las máximas permitidas por la NSR10; cualquier índice superior a la unidad muestra que la estructura se está desplazando o deformando más allá de lo permitido por el reglamento de diseño. Se calcula el índice de flexibilidad, como el cociente entre la deriva actual y la deriva permitida de la edificación. A continuación, se presentan los resultados obtenidos, en los cuales se evidencia que los índices de flexibilidad obtenidos para las columnas no cumplen con los criterios establecidos.

Situaciones sísmicas para derivas										
Columna	Planta	Cota	h				h	Distorsión Y		
		(m)	(m)	Deriva actual (m)	Deriva permitida (m)	Indice flexibilidad	(m)	Deriva actual (m)	Deriva permitida (m)	Indice flexibilidad
A1	N+2.66	2.46	2.86	0.0066	0.0286	0.23	2.9	0.0065	0.0286	0.23
A2	N+2.66	2.46	2.86	0.0066	0.0286	0.23	2.9	0.0063	0.0286	0.22
A3	N+2.66	2.46	2.86	0.0065	0.0286	0.23	2.9	0.0066	0.0286	0.23
B1	N+2.66	2.46	2.86	0.0047	0.0286	0.16	2.9	0.0065	0.0286	0.23
B2	N+2.66	2.46	2.86	0.0047	0.0286	0.16	2.9	0.0062	0.0286	0.22
B3	N+2.66	2.46	2.86	0.0047	0.0286	0.16	2.9	0.0066	0.0286	0.23
B4	N+2.66	2.46	2.86	0.0047	0.0286	0.16	2.9	0.0068	0.0286	0.24
B4'	N+2.66	2.46	2.86	0.0041	0.0286	0.14	2.9	0.0068	0.0286	0.24
C1	N+2.66	2.46	2.86	0.0037	0.0286	0.13	2.9	0.0065	0.0286	0.23
C2	N+2.66	2.46	2.86	0.0037	0.0286	0.13	2.9	0.0062	0.0286	0.22
C2'	N+2.66	2.46	2.86	0.0037	0.0286	0.13	2.9	0.0063	0.0286	0.22
C3	N+2.66	2.46	2.86	0.0036	0.0286	0.13	2.9	0.0066	0.0286	0.23
C4	N+2.66	2.46	2.86	0.0036	0.0286	0.13	2.9	0.0068	0.0286	0.24

Los índices de flexibilidad obtenidos para cada piso se presentan a continuación:

ÍNDICES DE FLEXIBILIDAD POR PISO	
N+2.66	0.23

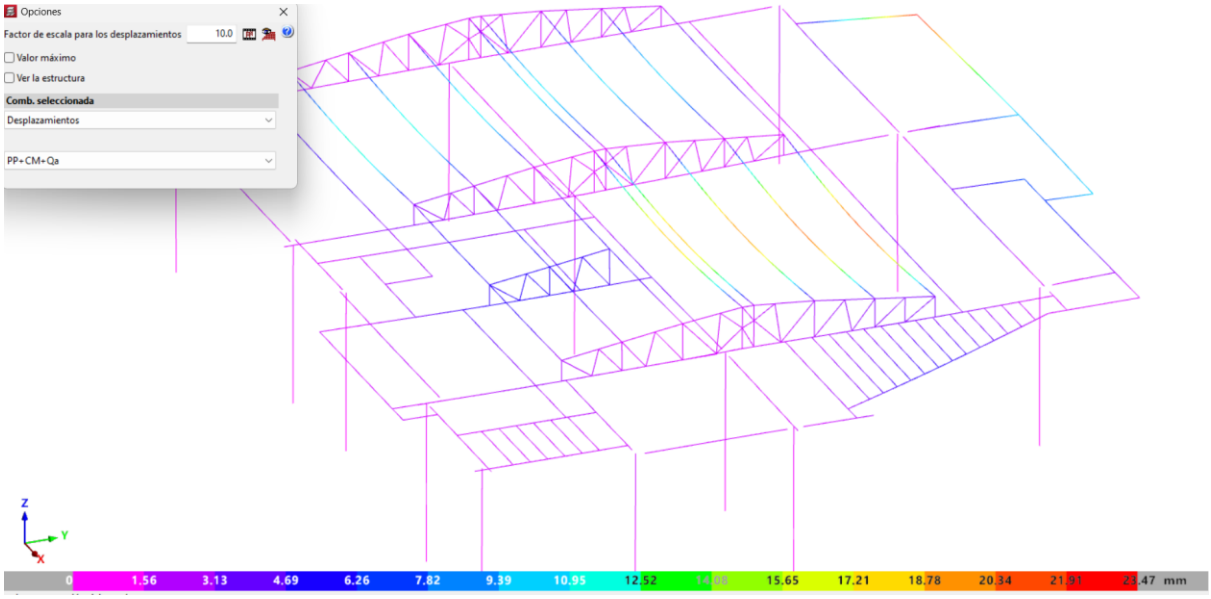
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

16 DEFLEXIONES MÁXIMAS

Se han revisado las máximas deflexiones para condiciones de servicios sobre la losa para verificar que estos no sobrepasen los límites de servicio sugeridos por el C.9. De NSR-10, haciendo un análisis elástico de segundo orden en el que se considera la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de duración de las cargas como lo indica C.10.10.4.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, **L**	$\ell/180$ *
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, **L**	$\ell/360$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell/480$ ‡
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240$§

Fuente: NSR-10, Titulo C.



Deflexión máxima en el nivel N+2.66

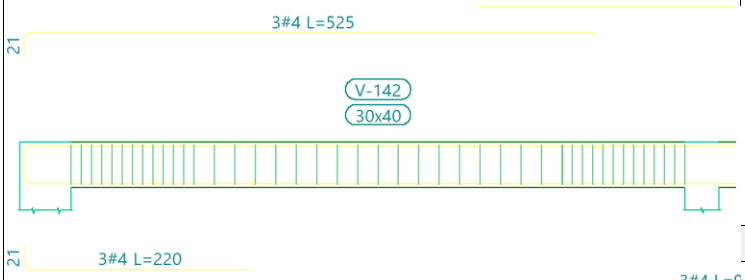
La deflexión máxima es 23.47 mm y la máxima recomendada según la tabla C.9.5 (b) de la NSR-10 es de 29. 16 mm (L/240) para una luz máxima de 7.00 m, por lo que se esperan deformaciones dentro de lo permitido.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

17 REVISIÓN DE FLEXIÓN Y DISEÑO A CORTANTE DE ELEMENTOS HORIZONTALES

Para la verificación de los elementos tipo viga se utiliza los esfuerzos correspondientes a cada elemento y se verifican con las resistencias de los elementos obtenidas para las dimensiones y refuerzo existentes, presentando el índice de sobreesfuerzo para cada nivel, tanto para cortante como para momento cumpliendo con las solicitaciones mínimas de la edificación.

Datos de la viga



Geometría		
Dimensiones	:	30x40
Luz libre	:	5.4 m
Recubrimiento geométrico superior	:	2.0 cm
Recubrimiento geométrico inferior	:	2.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral	:	2.0 cm

Materiales		
Hormigón	:	f'c=175
Armadura longitudinal	:	Grade 60
Armadura transversal	:	Grade 60

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NSR-10, TÍTULO C)																				Estado
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T_c	T_{st}	T_{sl}	TNM_x	TV_x	TV_y	TV_xS_t	TV_yS_t	$T,Disp._{sl}$	$T,Disp._{st}$	$T,Geom._{sl}$	$T,Arm._{st}$	Disp. S.	Cap. S	
V-142: C1 - C2	Cumple	Cumple	'4.287 m' h = 10.7	'4.287 m' h = 10.7	'2.412 m' h = 45.9	'2.162 m' h = 39.7	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	'0.787 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE h = 45.9**

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)
N,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_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.
TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua
TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
TV_xS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TV_yS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
$T,Disp._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
$T,Disp._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
$T,Geom._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
$T,Arm._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
Disp. S.: Criterios de diseño por sismo
Cap. S: Cortante de diseño para vigas.
x: Distancia al origen de la barra
h: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.
(2) 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-142: C1 - C2	x: 5.413 m Cumple	N.P.(1)	x: 2.662 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
h: 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.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Viga	**Activa (Característica)** $f_{A,max}$ £ $f_{A,lim}$ $f_{A,lim}$= L/480	Estado
V-142: C1 - C2	$f_{A,max}$: 1.32 mm $f_{A,lim}$: 11.28 mm	**CUMPLE**

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-142: C1 - C2 (C1 - 0.912 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):

101 mm ³ **25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3.

$s_{l,min}$: *25* mm

s_1 : *13* mm

s_2 : *25* mm

s_3 : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : *12.7* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : *15* mm

Armadura 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):

3.80 cm² ³ **3.71 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}.

$A_{s,min}$: *3.71* cm²

A_{s1} : *2.75* cm²

A_{s2} : *3.71* cm²

Siendo:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.	f'_c :	*17.5*	MPa
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	f_y :	*412.02*	MPa
b_w: Ancho del alma.	b_w :	*300*	mm
d: Canto útil de la sección.	**d** :	*364*	mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

h : ***0.084*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{u,y}$:	*19.87*	kN
$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.	$f \cdot V_{n,y}$:	*237.44*	kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.412 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

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 : *316.59* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

V_c : *78.88* 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 : *131.26* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

r_w : *0.003*

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *3.80* 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** : *364* mm

M_m : *4.57* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-4.57* 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 : *237.71* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

V_s : *301.74* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* 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):

90 mm £ **185 mm** ✓

Donde:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2.

s_{max} : *185* mm

s_1 : *185* mm

s_2 : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : *364* 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):

1.43 cm² ³ 0.23 cm² ✓

Donde:

$A_{v,min}$: *0.17* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$A_{v,min}$: *0.23* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

f'_c : *17.5* MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s : *90* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

f_{yt} : *412.02* MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

h : ***0.079*** ✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{u,y}$: 18.79 kN

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $f \cdot V_{n,y}$: 236.61 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.412 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-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 : 315.48 kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

V_c : 77.77 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 : 131.26 kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 17.5 MPa

r_w : 0.003

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : 3.80 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** : 364 mm

M_m : 8.26 kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : -8.26 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

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

V_s : *237.71* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

V_s : *301.74* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* 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):

90 mm £ 185 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *185* mm

s_1 : *185* mm

s_2 : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* 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):

1.43 cm² ³ 0.23 cm² ✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Donde:

$A_{v,min}$: *0.17* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$A_{v,min}$: *0.23* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : *412.02* 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:

h : ***0.277*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : *0.00* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. $M_{u,x}$: *-13.37* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

$f{\cdot}P_n$,$f{\cdot}M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f{\cdot}P_n$: Axil de agotamiento. $f{\cdot}P_n$: *0.00* kN

$f{\cdot}M_n$: Momentos de agotamiento. $f{\cdot}M_{n,x}$: *-48.28* kN·m

$f{\cdot}M_{n,y}$: *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):

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

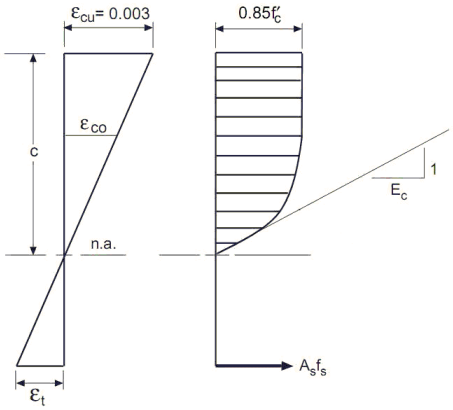
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

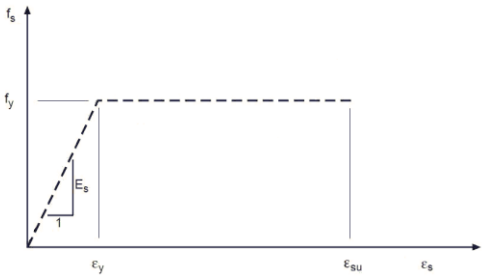


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *17.5* MPa

ecu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ecu** : *0.0030*

ec0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ec0** : *0.0020*

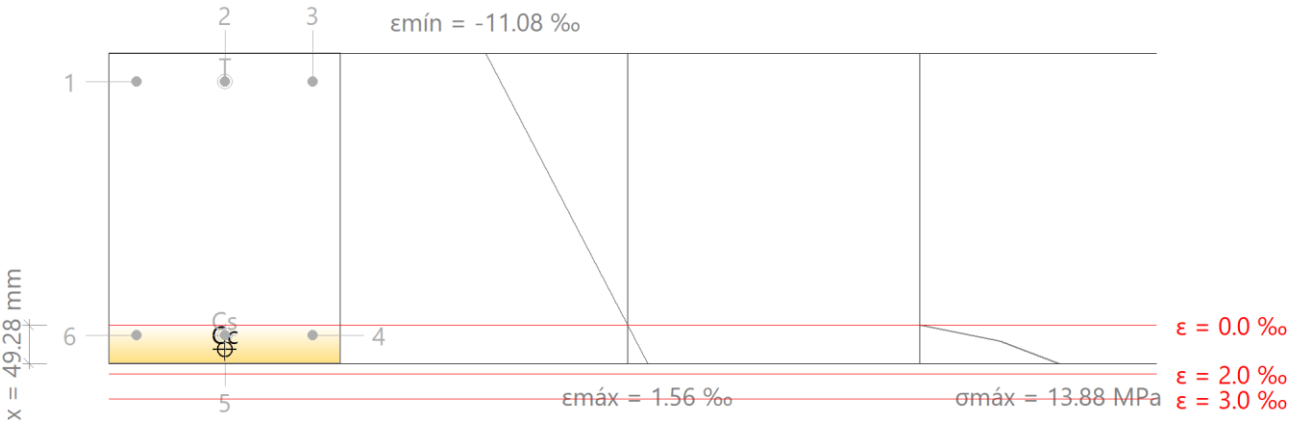
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *412.02* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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)	ε
1	#4	-114.13	164.13	-412.02	-0.009950
2	#4	0.00	164.13	-412.02	-0.009950
3	#4	114.13	164.13	-412.02	-0.009950
4	#4	114.13	-164.13	+84.77	+0.000424
5	#4	0.00	-164.13	+84.77	+0.000424
6	#4	-114.13	-164.13	+84.77	+0.000424

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	124.39	0.00	-182.13
Cs	32.22	0.00	-164.13
T	156.61	0.00	164.13

P_n : *0.00* kN

$M_{n,x}$: *-53.65* kN·m

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : *124.39* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : *32.22* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *156.61* kN

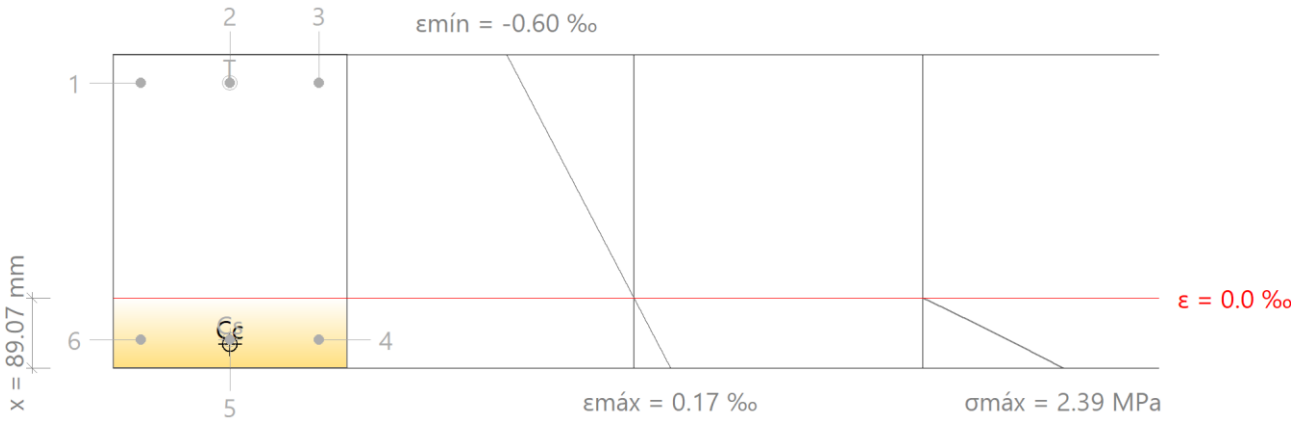
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cc,x}$: *0.00* mm

$e_{cc,y}$: *-182.13* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	*0.00*	mm
	$e_{cs,y}$:	*-164.13*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	*0.00*	mm
	$e_{T,y}$:	*164.13*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} :	*0.0016*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} :	*0.0099*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} :	*13.88*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{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	#4	-114.13	164.13	-105.63	-0.000528
2	#4	0.00	164.13	-105.63	-0.000528
3	#4	114.13	164.13	-105.63	-0.000528
4	#4	114.13	-164.13	+20.43	+0.000102
5	#4	0.00	-164.13	+20.43	+0.000102
6	#4	-114.13	-164.13	+20.43	+0.000102

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	32.39	0.00	-170.09
Cs	7.76	0.00	-164.13
T	40.15	0.00	164.13

P_u : *0.00* kN

$M_{u,x}$: *-13.37* kN·m

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : *32.39*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : *7.76*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : *40.15*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: *0.00*	mm
	$e_{cc,y}$: *-170.09*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: *0.00*	mm
	$e_{cs,y}$: *-164.13*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: *0.00*	mm
	$e_{T,y}$: *164.13*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : *0.0002*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : *0.0005*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : *2.39*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{smax} : *105.63*	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 '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

h : ***0.339*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.	P_u : *0.00*	kN
M_u: Momento de cálculo de primer orden.	$M_{u,x}$: *-16.37*	kN·m
	$M_{u,y}$: *0.00*	kN·m

$f·P_n$,$f·M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f·P_n$: Axil de agotamiento.	$f·P_n$: *0.00*	kN
$f·M_n$: Momentos de agotamiento.	$f·M_{n,x}$: *-48.28*	kN·m
	$f·M_{n,y}$: *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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

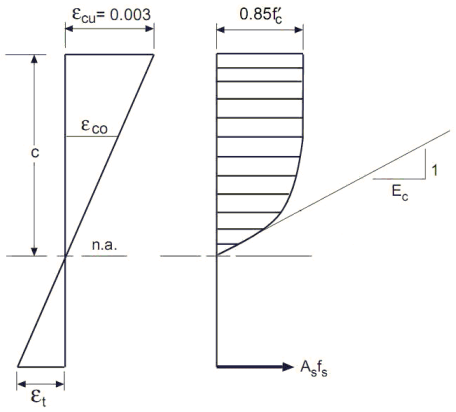
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(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.

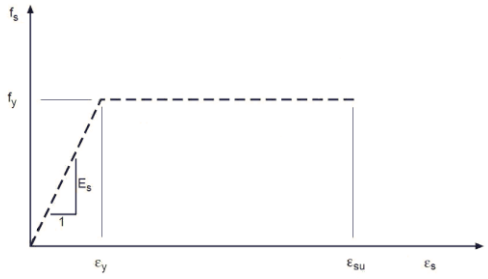


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

e_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **e_{cu}** : *0.0030*

e_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **e_{c0}** : *0.0020*

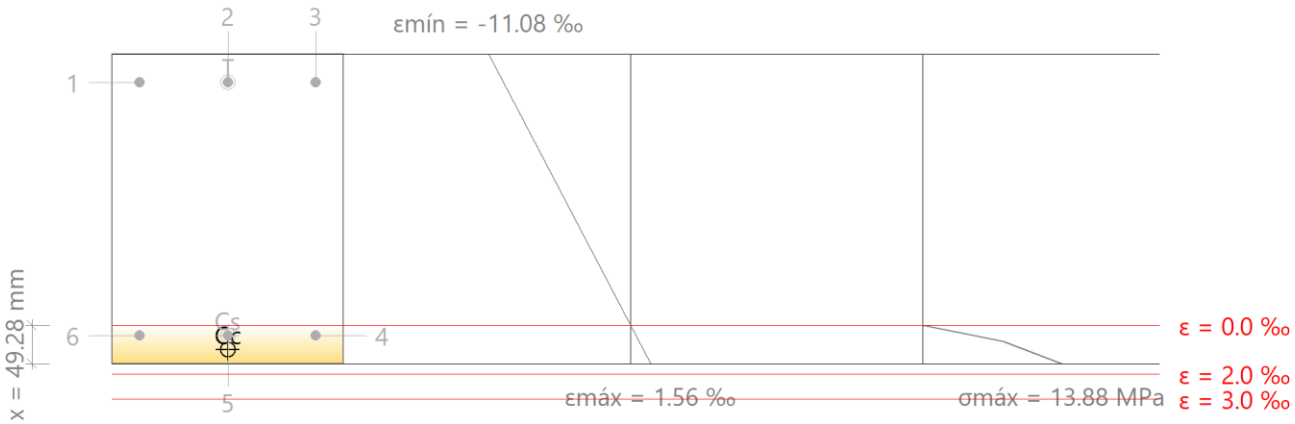
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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)	ε
1	#4	-114.13	164.13	-412.02	-0.009950
2	#4	0.00	164.13	-412.02	-0.009950
3	#4	114.13	164.13	-412.02	-0.009950
4	#4	114.13	-164.13	+84.77	+0.000424
5	#4	0.00	-164.13	+84.77	+0.000424
6	#4	-114.13	-164.13	+84.77	+0.000424

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	124.39	0.00	-182.13
Cs	32.22	0.00	-164.13
T	156.61	0.00	164.13

P_n : *0.00* kN

$M_{n,x}$: *-53.65* kN·m

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : *124.39* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : *32.22* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *156.61* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cc,x}$: *0.00* mm

$e_{cc,y}$: *-182.13* mm

$e_{cs,x}$: *0.00* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,y}$: *-164.13* mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x}$: *0.00* mm

$e_{T,y}$: *164.13* mm

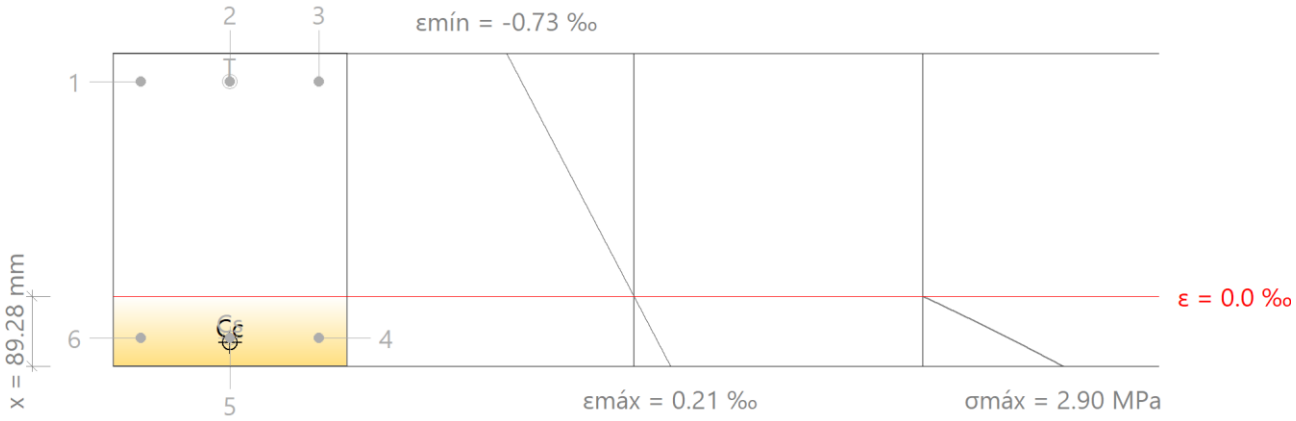
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. e_{cmax} : *0.0016*

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. e_{smax} : *0.0099*

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. s_{cmax} : *13.88* MPa

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. s_{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	#4	-114.13	164.13	-129.36	-0.000647
2	#4	0.00	164.13	-129.36	-0.000647
3	#4	114.13	164.13	-129.36	-0.000647
4	#4	114.13	-164.13	+25.14	+0.000126
5	#4	0.00	-164.13	+25.14	+0.000126
6	#4	-114.13	-164.13	+25.14	+0.000126

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	39.62	0.00	-169.97
Cs	9.56	0.00	-164.13
T	49.17	0.00	164.13

P_u : *0.00* kN

$M_{u,x}$: *-16.37* kN·m

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	*39.62*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	*9.56*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	*49.17*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	*0.00*	mm
	$e_{cc,y}$:	*-169.97*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	*0.00*	mm
	$e_{cs,y}$:	*-164.13*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	*0.00*	mm
	$e_{T,y}$:	*164.13*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} :	*0.0002*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} :	*0.0006*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} :	*2.90*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{smax} :	*129.36*	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.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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, Capítulo C.21)

El ancho del elemento, b_w, no debe ser menor que 200 mm (Artículo C.21.3.4.1).

300 mm ³ 200 mm ✓

Debe haber, al menos, dos barras con diámetro igual o superior a Nº 4 (1/2"), o 12M (12 mm) (Artículo C.21.3.4.3).

13 mm ³ 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).

0.003 £ 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).

0.006 £ 0.025 ✓

Debe haber, al menos, dos barras continuas a lo largo de la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.3).

3 ³ 2 ✓

En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento de al menos Nº 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.4.6).

9.5 mm ³ 9.5 mm ✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.4.6).

90 mm £ 95 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 y s_4.

s_{max} : *95* mm

s_1 : *95* mm

s_2 : *105* mm

s_3 : *230* mm

s_4 : *300* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* mm

$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **$Ø_{min}$** : *12.7* mm

$Ø_t$: Diámetro de la barra del estribo. **$Ø_t$** : *9.5* 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).

47198663 N·mm ³ 10729570 N·mm ✓

Donde:

$Ø{\cdot}M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **$Ø{\cdot}M_{n,pos}$** : *47198663* N·mm

$Ø{\cdot}M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **$Ø{\cdot}M_{n,a,neg}$** : *53647850* N·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).

48226245 N·mm ³ 10729570 N·mm ✓

Donde:

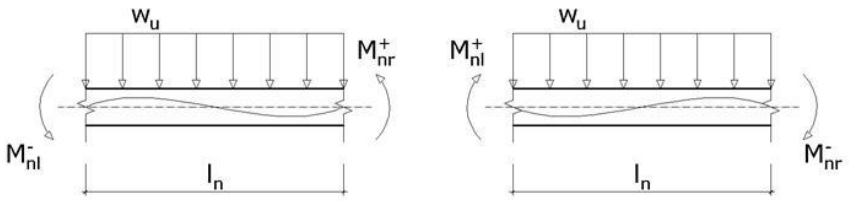
$Ø{\cdot}M_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **$Ø{\cdot}M_{n,neg}$** : *48226245* N·mm

$Ø{\cdot}M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **$Ø{\cdot}M_{n,a,neg}$** : *53647850* N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

El f·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:

24.08 t ³ 3.35 t ✓

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia — **f** : *0.75*
V_n: Resistencia nominal a cortante. — **V_n** : *32.11* t
V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. — **V_e** : *3.35* t

V_{e1} : *3.35* t

V_{e2} : *3.35* t

Siendo:

w_u: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. — **w_u** : *0.49* t/m
l_n: Luz libre medida entre caras de los apoyos. — **l_n** : *5.41* m
M_n: Momentos nominales del elemento en cada extremo. — **M_{nl}^+** : *5.47* t·m
M_{nl}^- : *5.47* t·m
M_{nr}^+ : *5.47* t·m
M_{nr}^- : *5.47* t·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.

24.08 t ³ 1.91 t ✓

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia. — **f** : *0.75*
V_n: Resistencia nominal a cortante. — **V_n** : *32.11* 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** : *1.91* t

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

V-142: C1 - C2 (0.287 m - 5.037 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):

101 mm ³ **25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3.

$s_{l,min}$: *25* mm

s_1 : *13* mm

s_2 : *25* mm

s_3 : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : *12.7* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : *15* mm

Armadura 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):

3.80 cm² ³ **3.71 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}.

$A_{s,min}$: *3.71* cm²

A_{s1} : *2.75* cm²

A_{s2} : *3.71* cm²

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : *412.02* MPa

b_w: Ancho del alma. b_w : *300* mm

d: Canto útil de la sección. d : *364* mm

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):

3.80 cm² ³ **3.71 cm²** ✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}.

$A_{s,min}$: *3.71* cm²

A_{s1} : *2.75* cm²

A_{s2} : *3.71* cm²

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : *412.02* MPa

b_w: Ancho del alma. b_w : *300* mm

d: Canto útil de la sección. **d** : *364* mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

h : ***0.107*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{u,y}$: *15.74* kN

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $f \cdot V_{n,y}$: *146.56* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.287 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

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 : *195.42* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

V_c : *76.56* 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:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

V_c : *131.26* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

r_w : *0.003*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : *3.80* 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** : *364* mm

M_m : *8.94* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : *8.94* 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 : *118.86* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

V_s : *301.74* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. A_v : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : *412.02* MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *180* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* 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):

180 mm £ **185 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *185* mm

s_1 : *185* mm

s_2 : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* 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):

1.43 cm² ³ **0.46 cm²** ✓

Donde:

$A_{v,min}$: *0.34* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$A_{v,min}$: *0.46* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *180* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

h : ***0.107*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *15.81* kN

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$f \cdot V_{n,y}$** : *148.17* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.287 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+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 : *197.56* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

V_c : *78.70* 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 : *131.26* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

r_w : *0.003*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *3.80* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* mm

M_m : *5.92* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *5.92* 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 : *118.86* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

V_s : *301.74* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *180* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* 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):

180 mm £ 185 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *185* mm

s_1 : *185* mm

s_2 : *600* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* 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):

1.43 cm² [3] **0.46 cm²** ✓

Donde:

$A_{v,min}$: *0.34* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$A_{v,min}$: *0.46* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *180* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* 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 '2.412 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

h : ***0.459*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

$M_{u,x}$: *22.18* kN·m
$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$f \cdot P_n$** : *0.00* kN

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$f \cdot M_{n,x}$: *48.28* kN·m
$f \cdot M_{n,y}$: *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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

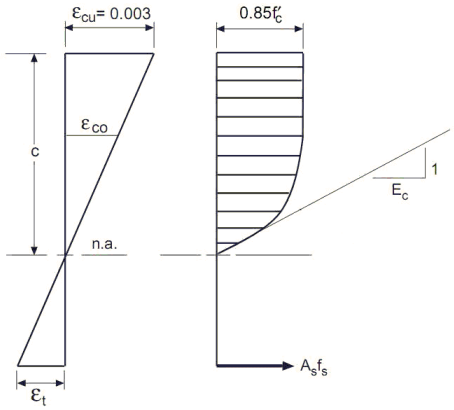
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.



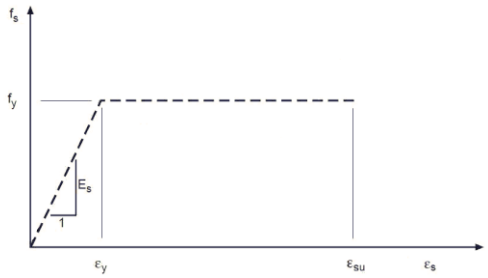
f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

e_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **e_{cu}** : *0.0030*

e_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **e_{c0}** : *0.0020*

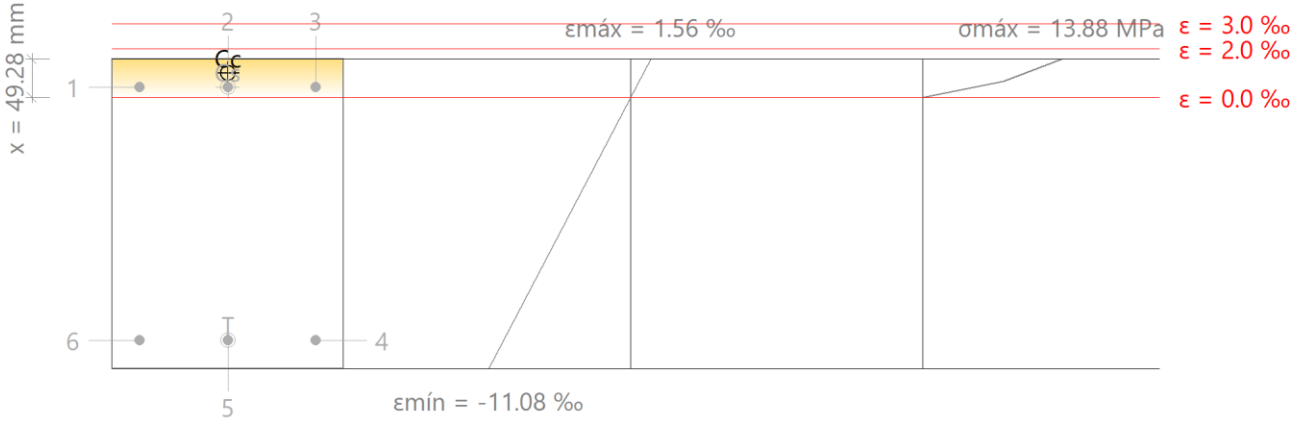
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.



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)	ε
1	#4	-114.13	164.13	+84.77	+0.000424
2	#4	0.00	164.13	+84.77	+0.000424
3	#4	114.13	164.13	+84.77	+0.000424
4	#4	114.13	-164.13	-412.02	-0.009950
5	#4	0.00	-164.13	-412.02	-0.009950
6	#4	-114.13	-164.13	-412.02	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	124.39	0.00	182.13
Cs	32.22	0.00	164.13
T	156.61	0.00	-164.13

P_n : *0.00* kN

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

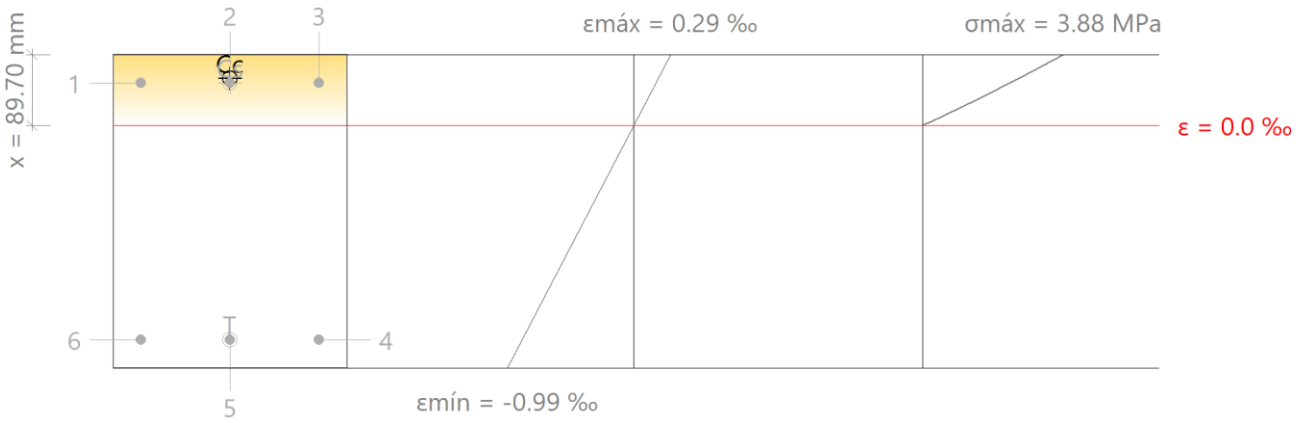
$M_{n,x}$: 53.65 kN·m

$M_{n,y}$: 0.00 kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : 124.39	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : 32.22	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : 156.61	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: 0.00	mm
	$e_{cc,y}$: 182.13	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: 0.00	mm
	$e_{cs,y}$: 164.13	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: 0.00	mm
	$e_{T,y}$: -164.13	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : 0.0016	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : 0.0100	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : 13.88	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{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	#4	-114.13	164.13	+34.41	+0.000172
2	#4	0.00	164.13	+34.41	+0.000172
3	#4	114.13	164.13	+34.41	+0.000172
4	#4	114.13	-164.13	-175.39	-0.000877
5	#4	0.00	-164.13	-175.39	-0.000877
6	#4	-114.13	-164.13	-175.39	-0.000877

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	53.59	0.00	169.72
Cs	13.08	0.00	164.13
T	66.67	0.00	-164.13

P_u : *0.00* kN

$M_{u,x}$: *22.18* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : *53.59* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : *13.08* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — T : *66.67* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: *0.00* mm; $e_{cc,y}$: *169.72* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: *0.00* mm; $e_{cs,y}$: *164.13* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: *0.00* mm; $e_{T,y}$: *-164.13* mm
- **e_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — e_{cmax} : *0.0003*
- **e_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — e_{smax} : *0.0009*
- **s_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — s_{cmax} : *3.88* MPa
- **s_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — s_{smax} : *175.39* 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 '2.162 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

h : ***0.397*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

- **P_u**: Esfuerzo normal de cálculo. — P_u : *0.00* kN
- **M_u**: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{u,x}$: *19.18* kN·m; $M_{u,y}$: *0.00* kN·m

$f \cdot P_n$,$f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

- **$f \cdot P_n$**: Axil de agotamiento. — $f \cdot P_n$: *0.00* kN

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

f·Mn: Momentos de agotamiento.

f·Mn,x : *48.28* kN·m
f·Mn,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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

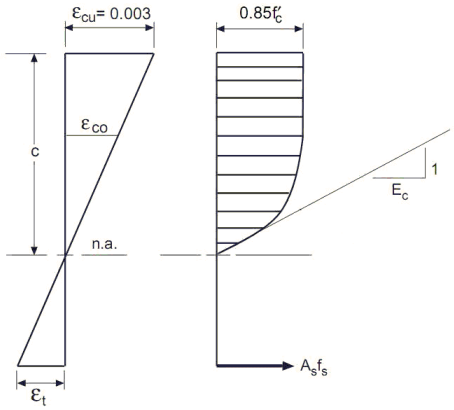
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.



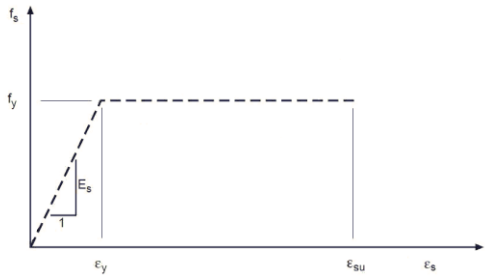
f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *17.5* MPa

ecu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ecu** : *0.0030*

ec0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ec0** : *0.0020*

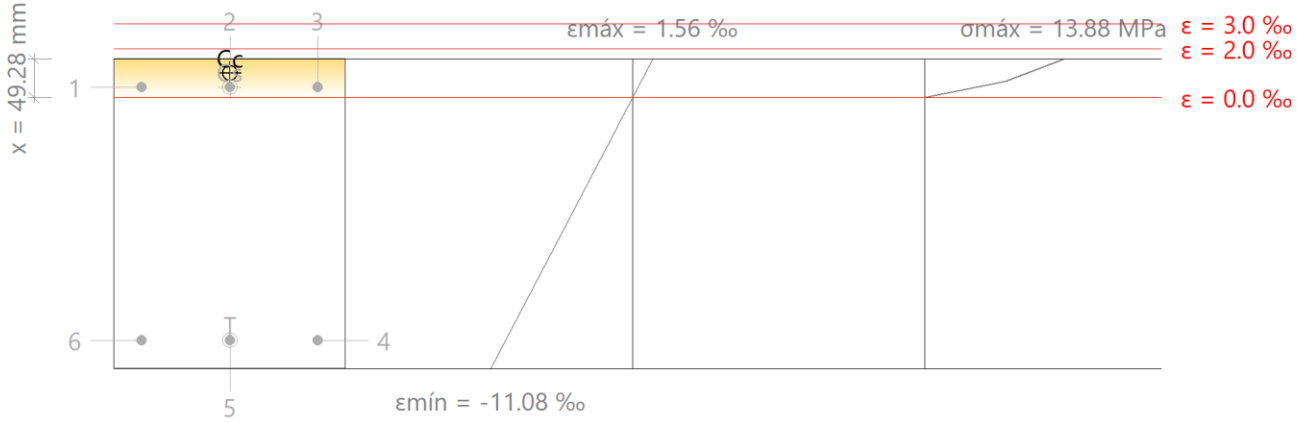
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.



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)	ε
1	#4	-114.13	164.13	+84.77	+0.000424
2	#4	0.00	164.13	+84.77	+0.000424
3	#4	114.13	164.13	+84.77	+0.000424
4	#4	114.13	-164.13	-412.02	-0.009950
5	#4	0.00	-164.13	-412.02	-0.009950
6	#4	-114.13	-164.13	-412.02	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	124.39	0.00	182.13
Cs	32.22	0.00	164.13
T	156.61	0.00	-164.13

P_n : *0.00* kN

$M_{n,x}$: *53.65* kN·m

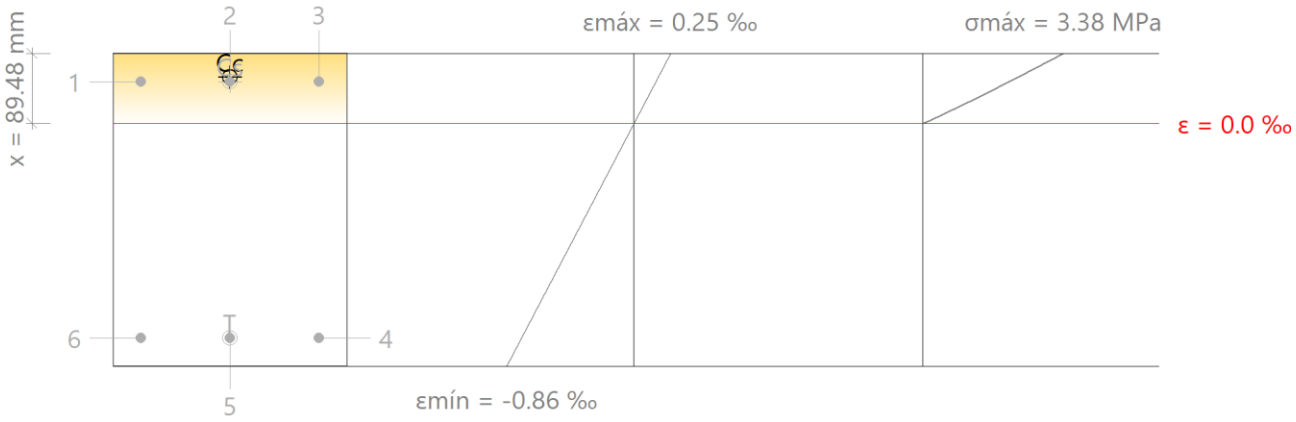
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : *124.39*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : *32.22*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : *156.61*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: *0.00*	mm
	$e_{cc,y}$: *182.13*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: *0.00*	mm
	$e_{cs,y}$: *164.13*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: *0.00*	mm
	$e_{T,y}$: *-164.13*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : *0.0016*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : *0.0100*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : *13.88*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{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	#4	-114.13	164.13	+29.59	+0.000148
2	#4	0.00	164.13	+29.59	+0.000148
3	#4	114.13	164.13	+29.59	+0.000148
4	#4	114.13	-164.13	-151.56	-0.000758
5	#4	0.00	-164.13	-151.56	-0.000758
6	#4	-114.13	-164.13	-151.56	-0.000758

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	46.36	0.00	169.85

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	11.25	0.00	164.13
T	57.61	0.00	-164.13

P_u : 0.00 kN

$M_{u,x}$: 19.18 kN·m

$M_{u,y}$: 0.00 kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : 46.36	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : 11.25	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : 57.61	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: 0.00	mm
	$e_{cc,y}$: 169.85	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: 0.00	mm
	$e_{cs,y}$: 164.13	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: 0.00	mm
	$e_{T,y}$: -164.13	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : 0.0002	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : 0.0008	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : 3.38	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{smax} : 151.56	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.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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, Capítulo C.21)

El ancho del elemento, b_w, no debe ser menor que 200 mm (Artículo C.21.3.4.1).

300 mm ³ 200 mm ✓

Debe haber, al menos, dos barras con diámetro igual o superior a Nº 4 (1/2"), o 12M (12 mm) (Artículo C.21.3.4.3).

13 mm ³ 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).

0.003 £ 0.025 ✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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).

0.006 £ 0.025 ✓

Debe haber, al menos, dos barras continuas a lo largo de la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.3).

3 ³ 2 ✓

En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento de al menos Nº 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.4.6).

9.5 mm ³ 9.5 mm ✓

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.4.6).

90 mm £ 95 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 y s_4.

s_{max} : *95* mm

s_1 : *95* mm

s_2 : *105* mm

s_3 : *230* mm

s_4 : *300* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* mm

$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **$Ø_{min}$** : *12.7* mm

$Ø_t$: Diámetro de la barra del estribo. **$Ø_t$** : *9.5* 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).

47198663 N·mm ³ 10729570 N·mm ✓

Donde:

$Ø \cdot M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **$Ø \cdot M_{n,pos}$** : *47198663* N·mm

$Ø \cdot M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **$Ø \cdot M_{n,a,neg}$** : *53647850* N·mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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).

48226245 N·mm ³ 10729570 N·mm ✓

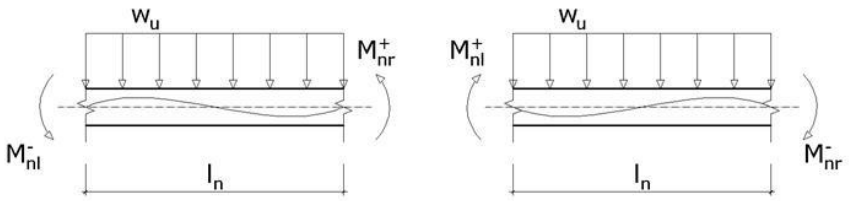
Donde:

Ø·$M_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Ø·$M_{n,neg}$** : *48226245* N·mm

Ø·$M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·$M_{n,a,neg}$** : *53647850* N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

El f·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:

24.08 t ³ 3.35 t ✓

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia **f** : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante. **V_n** : *32.11* t

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. **V_e** : *3.35* t

V_{e1} : *3.35* t

V_{e2} : *3.35* t

Siendo:

w_u: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. **w_u** : *0.49* t/m

l_n: Luz libre medida entre caras de los apoyos. **l_n** : *5.41* m

M_n: Momentos nominales del elemento en cada extremo. **M_{nl}^+** : *5.47* t·m

M_{nl}^- : *5.47* t·m

M_{nr}^+ : *5.47* t·m

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

M_{nr}^{-} : *5.47* t·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.

24.08 t ³ 1.91 t ✓

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia. **f** : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante. V_n : *32.11* 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 : *1.91* t

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

V-142: C1 - C2 (4.412 m - C2, 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):

101 mm ³ **25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3.

$s_{l,min}$: *25* mm

s_1 : *13* mm

s_2 : *25* mm

s_3 : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : *12.7* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : *15* mm

Armadura 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):

3.80 cm² ³ **3.71 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}.

$A_{s,min}$: *3.71* cm²

A_{s1} : *2.75* cm²

A_{s2} : *3.71* cm²

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : *412.02* MPa

b_w: Ancho del alma. b_w : *300* mm

d: Canto útil de la sección. d : *364* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

h : ***0.095*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *22.65* kN

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$f \cdot V_{n,y}$** : *237.44* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.045 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

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 : *316.59* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

V_c : *78.88* 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 : *131.26* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

r_w : *0.003*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *3.80* 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** : *364* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

M_m : *6.26* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-6.26* 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 : *237.71* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

V_s : *301.74* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* 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):

90 mm £ **185 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *185* mm

s_1 : *185* mm

s_2 : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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):

1.43 cm² [3] **0.23 cm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{v,min}}$: *0.17* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$\mathbf{A_{v,min}}$: *0.23* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. $\mathbf{f'_c}$: *17.5* MPa

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. $\mathbf{b_w}$: *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

$\mathbf{f_{yt}}$: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. $\mathbf{f_{yt}}$: *412.02* MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

h : ***0.092*** ✓

Donde:

$\mathbf{V_{u,y}}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $\mathbf{V_{u,y}}$: *21.73* kN

$\mathbf{f \cdot V_{n,y}}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $\mathbf{f \cdot V_{n,y}}$: *237.44* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.045 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+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:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

V_n : *316.59* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

V_c : *78.88* 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 : *131.26* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

r_w : *0.003*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *3.80* 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** : *364* mm

M_m : *7.53* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-7.53* 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 : *237.71* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

V_s : *301.74* kN

([MPa] f'_c)

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* 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):

90 mm £ 185 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *185* mm

s_1 : *185* mm

s_2 : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* 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):

1.43 cm² ³ 0.23 cm² ✓

Donde:

$A_{v,min}$: *0.17* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$A_{v,min}$: *0.23* cm²

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *17.5* MPa

bw: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **bw** : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

fyt: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **fyt** : *412.02* 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 '5.045 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

h : ***0.319*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

Pu: Esfuerzo normal de cálculo. **Pu** : *0.00* kN

Mu: Momento de cálculo de primer orden. **Mu,x** : *-15.42* kN·m

Mu,y : *0.00* kN·m

f·P_n,f·M_n son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

f·Pn: Axil de agotamiento. **f·Pn** : *0.00* kN

f·Mn: Momentos de agotamiento. **f·Mn,x** : *-48.28* kN·m

f·Mn,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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

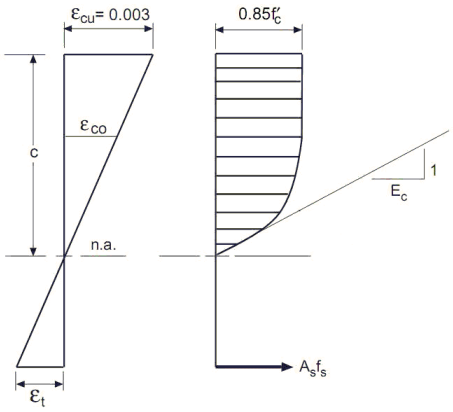
(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(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.

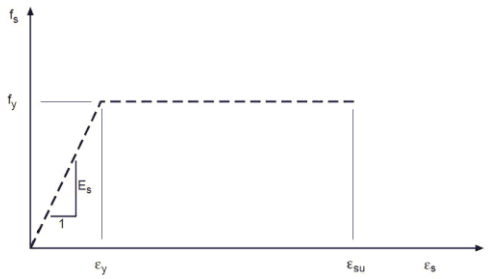


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *17.5* MPa

ecu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ecu** : *0.0030*

ec0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ec0** : *0.0020*

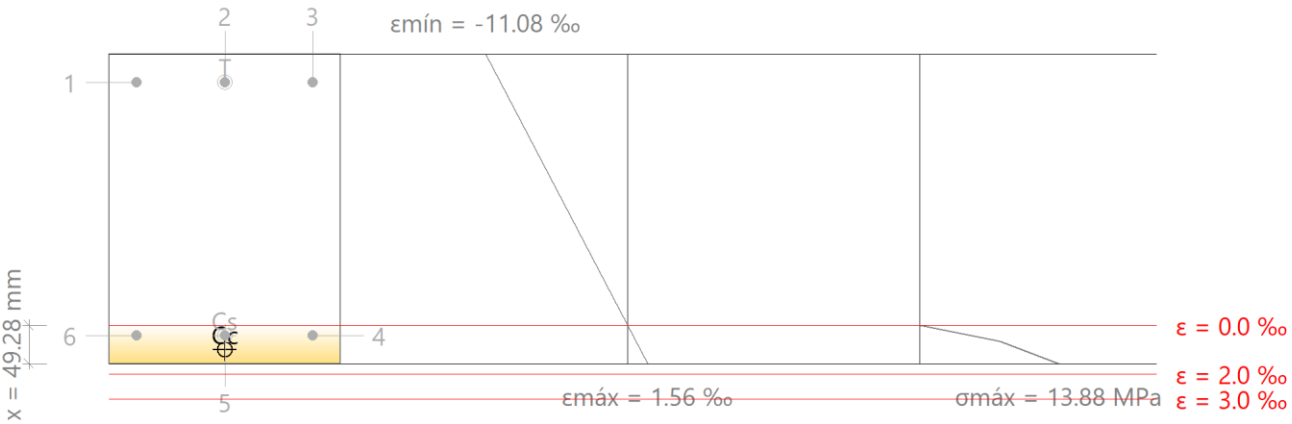
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *412.02* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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)	ε
1	#4	-114.13	164.13	-412.02	-0.009950
2	#4	0.00	164.13	-412.02	-0.009950
3	#4	114.13	164.13	-412.02	-0.009950
4	#4	114.13	-164.13	+84.77	+0.000424
5	#4	0.00	-164.13	+84.77	+0.000424
6	#4	-114.13	-164.13	+84.77	+0.000424

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	124.39	0.00	-182.13
Cs	32.22	0.00	-164.13
T	156.61	0.00	164.13

P_n : *0.00* kN

$M_{n,x}$: *-53.65* kN·m

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : *124.39* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : *32.22* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *156.61* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cc,x}$: *0.00* mm

$e_{cc,y}$: *-182.13* mm

$e_{cs,x}$: *0.00* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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.

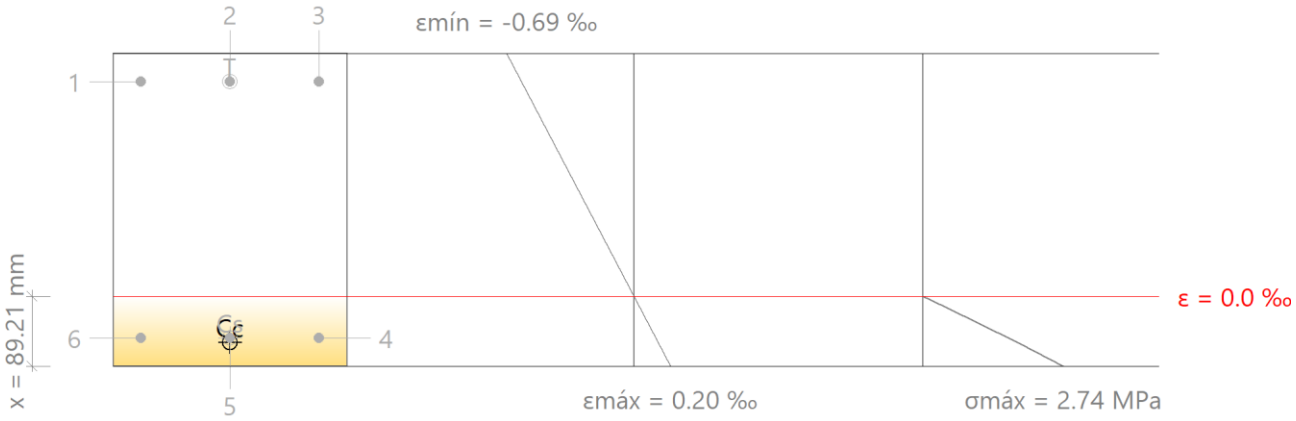
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{cs,y}$:	-164.13	mm
$e_{T,x}$:	0.00	mm
$e_{T,y}$:	164.13	mm
e_{cmax} :	0.0016	
e_{smax} :	0.0099	
s_{cmax} :	13.88	MPa
s_{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	#4	-114.13	164.13	-121.82	-0.000609
2	#4	0.00	164.13	-121.82	-0.000609
3	#4	114.13	164.13	-121.82	-0.000609
4	#4	114.13	-164.13	+23.64	+0.000118
5	#4	0.00	-164.13	+23.64	+0.000118
6	#4	-114.13	-164.13	+23.64	+0.000118

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	37.32	0.00	-170.01
Cs	8.98	0.00	-164.13
T	46.31	0.00	164.13

P_u : 0.00 kN

$M_{u,x}$: -15.42 kN·m

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : *37.32*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : *8.98*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : *46.31*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: *0.00*	mm
	$e_{cc,y}$: *-170.01*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: *0.00*	mm
	$e_{cs,y}$: *-164.13*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: *0.00*	mm
	$e_{T,y}$: *164.13*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : *0.0002*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : *0.0006*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : *2.74*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{smax} : *121.82*	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 '5.045 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

h : ***0.316*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.	P_u : *0.00*	kN
M_u: Momento de cálculo de primer orden.	$M_{u,x}$: *-15.28*	kN·m
	$M_{u,y}$: *0.00*	kN·m

$f·P_n$,$f·M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f·P_n$: Axil de agotamiento.	$f·P_n$: *0.00*	kN
$f·M_n$: Momentos de agotamiento.	$f·M_{n,x}$: *-48.28*	kN·m
	$f·M_{n,y}$: *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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

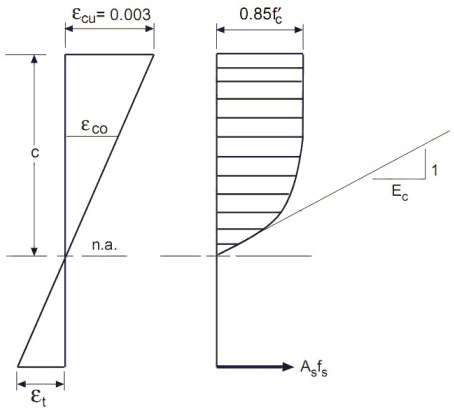
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(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.

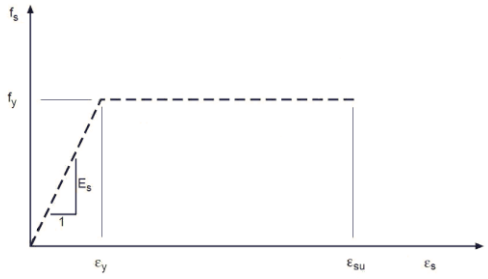


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

e_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **e_{cu}** : *0.0030*

e_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **e_{c0}** : *0.0020*

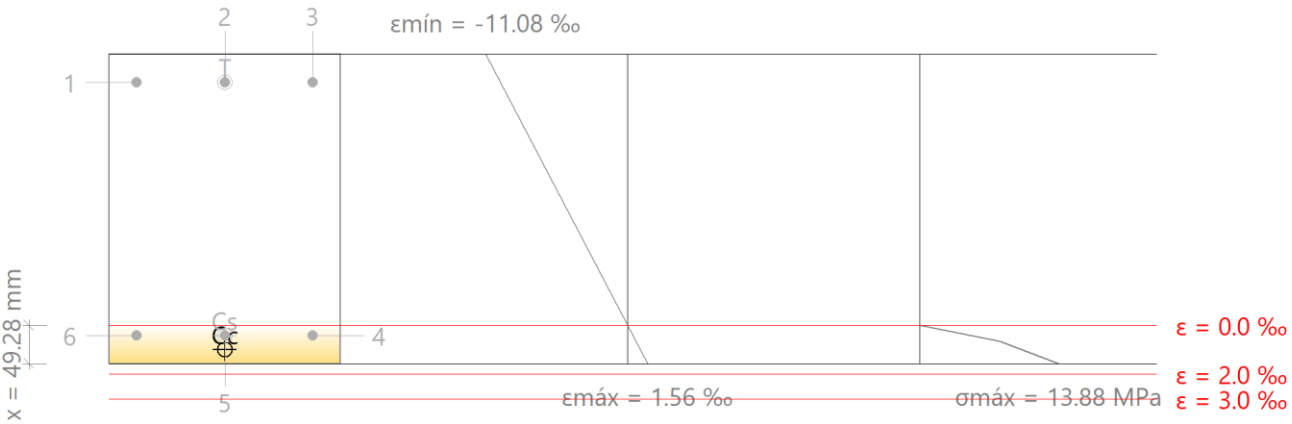
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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)	ε
1	#4	-114.13	164.13	-412.02	-0.009950
2	#4	0.00	164.13	-412.02	-0.009950
3	#4	114.13	164.13	-412.02	-0.009950
4	#4	114.13	-164.13	+84.77	+0.000424
5	#4	0.00	-164.13	+84.77	+0.000424
6	#4	-114.13	-164.13	+84.77	+0.000424

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	124.39	0.00	-182.13
Cs	32.22	0.00	-164.13
T	156.61	0.00	164.13

P_n : *0.00* kN

$M_{n,x}$: *-53.65* kN·m

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : *124.39* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : *32.22* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *156.61* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cc,x}$: *0.00* mm

$e_{cc,y}$: *-182.13* mm

$e_{cs,x}$: *0.00* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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.

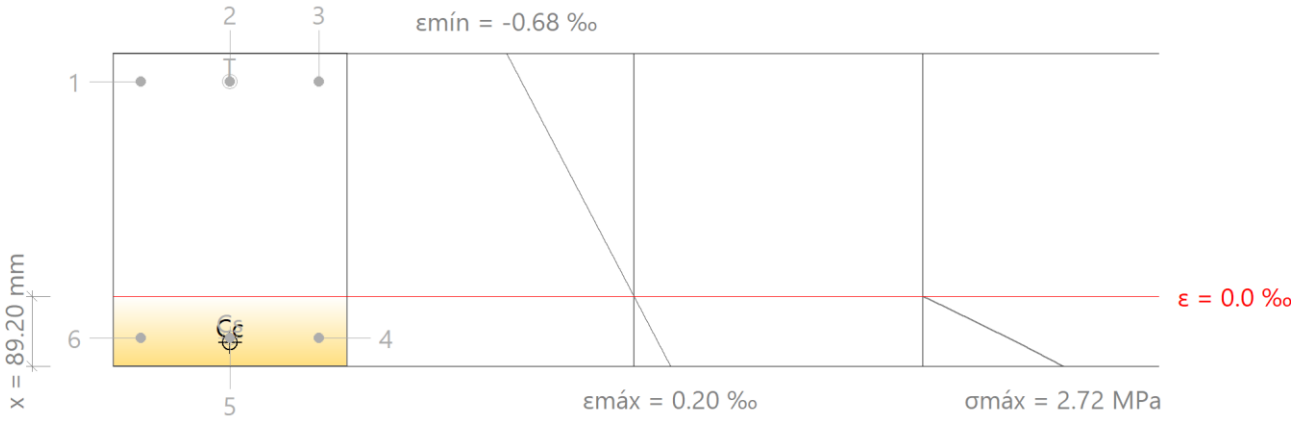
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{cs,y}$:	-164.13	mm
$e_{T,x}$:	0.00	mm
$e_{T,y}$:	164.13	mm
e_{cmax} :	0.0016	
e_{smax} :	0.0099	
s_{cmax} :	13.88	MPa
s_{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	#4	-114.13	164.13	-120.68	-0.000603
2	#4	0.00	164.13	-120.68	-0.000603
3	#4	114.13	164.13	-120.68	-0.000603
4	#4	114.13	-164.13	+23.41	+0.000117
5	#4	0.00	-164.13	+23.41	+0.000117
6	#4	-114.13	-164.13	+23.41	+0.000117

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	36.97	0.00	-170.02
Cs	8.90	0.00	-164.13
T	45.87	0.00	164.13

P_u : 0.00 kN

$M_{u,x}$: -15.28 kN·m

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	*36.97*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	*8.90*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	*45.87*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	*0.00*	mm
	$e_{cc,y}$:	*-170.02*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	*0.00*	mm
	$e_{cs,y}$:	*-164.13*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	*0.00*	mm
	$e_{T,y}$:	*164.13*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} :	*0.0002*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} :	*0.0006*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} :	*2.72*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{smax} :	*120.68*	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.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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, Capítulo C.21)

El ancho del elemento, b_w, no debe ser menor que 200 mm (Artículo C.21.3.4.1).

300 mm ³ 200 mm ✓

Debe haber, al menos, dos barras con diámetro igual o superior a Nº 4 (1/2"), o 12M (12 mm) (Artículo C.21.3.4.3).

13 mm ³ 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).

0.006 £ 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).

0.003 £ 0.025 ✓

Debe haber, al menos, dos barras continuas a lo largo de la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.3).

3 ³ 2 ✓

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de d/2 en toda la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.8).

90 mm £ 185 mm ✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *364* 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).

48276457 N·mm ³ 10729570 N·mm ✓

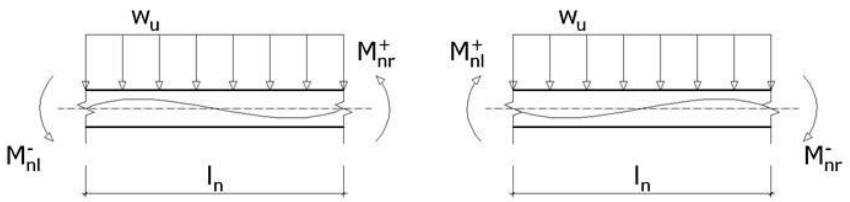
Donde:

Ø·$M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Ø·$M_{n,pos}$** : *48276457* N·mm

Ø·$M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·$M_{n,a,neg}$** : *53647850* N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

El f·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:

24.20 t ³ 3.35 t ✓

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia **f** : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante. **V_n** : *32.27* t

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. **V_e** : *3.35* t

V_{e1} : *3.35* t

V_{e2} : *3.35* t

Siendo:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

w_u: Carga mayorada por unidad de longitud de viga.	**w_u** : *0.49* t/m
l_n: Luz libre medida entre caras de los apoyos.	**l_n** : *5.41* m
M_n: Momentos nominales del elemento en cada extremo.	**M_{nl}^+** : *5.47* t·m
	M_{nl}^- : *5.47* t·m
	M_{nr}^+ : *5.47* t·m
	M_{nr}^- : *5.47* t·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.

24.20 t ³ 2.01 t ✓

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia.	**f** : *0.75*
V_n: Resistencia nominal a cortante.	**V_n** : *32.27* 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** : *2.01* t

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-142: C1 - C2

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

114.13 mm £ **1008.43 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C2, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -114.13 mm, Y = 164.13 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *114.13* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *1008.43* mm

s_1 : *1203.55* mm

s_2 : *1008.43* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *83.30* MPa

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *29.52* mm

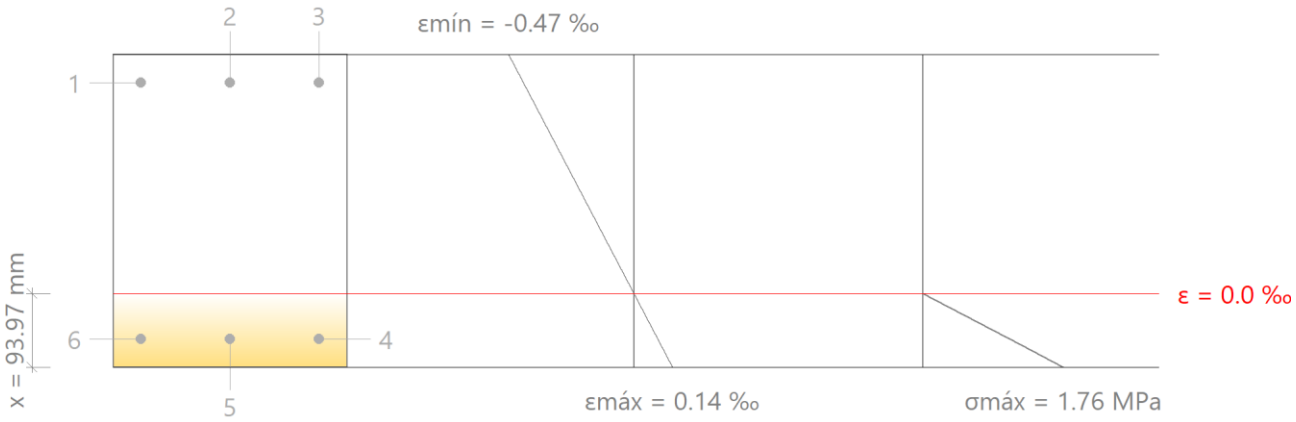
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.00* kN

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.00* kN·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *-10.51* kN·m



ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	#4	-114.13	164.13	-83.30	-0.000416
2	#4	0.00	164.13	-83.30	-0.000416
3	#4	114.13	164.13	-83.30	-0.000416

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:

114.13 mm £ **709.64 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 2.662 m del nudo C1, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 114.13 mm, Y = -164.13 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *114.13* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *709.64* mm

s_1 : *825.08* mm

s_2 : *709.64* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *118.37* MPa

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *29.52* mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

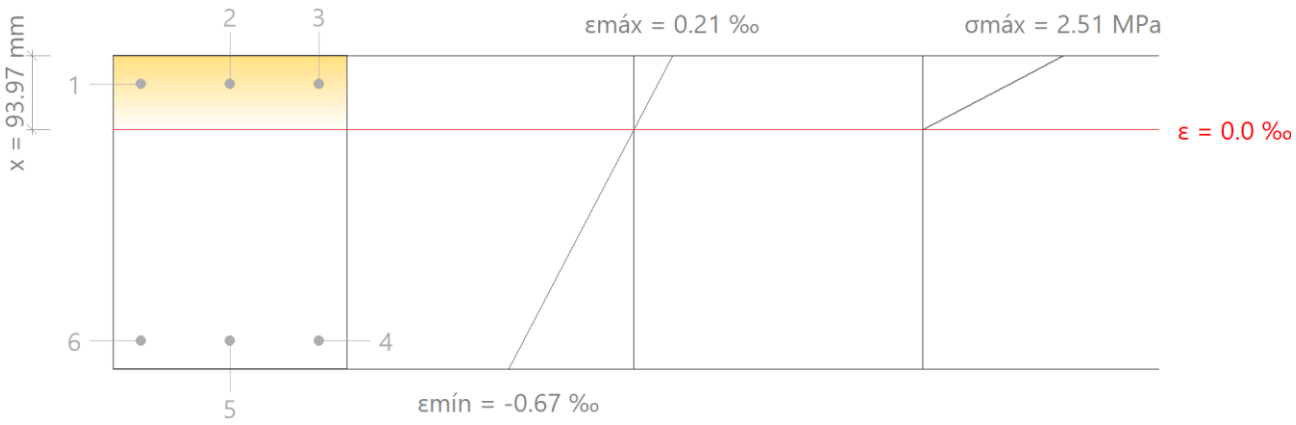
N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.00* kN

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.00* kN·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *14.93* kN·m

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
4	#4	114.13	-164.13	-118.37	-0.000592
5	#4	0.00	-164.13	-118.37	-0.000592
6	#4	-114.13	-164.13	-118.37	-0.000592

Comprobación 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.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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 "2.66 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

1.32 mm £ 11.28 mm ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa — $f_{A,lim}$: *11.28* mm

$f_{A,lim}$= L/480

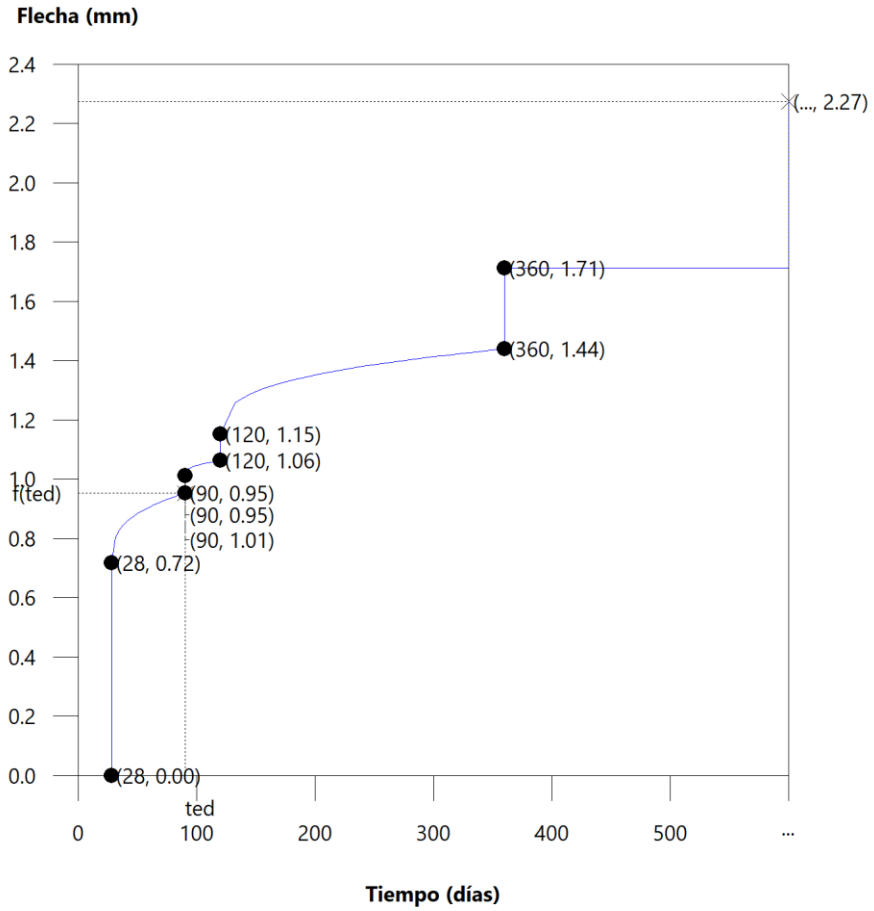
L: longitud de referencia — **L** : *5.41* m

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" — $f_{A,max}$: *1.32* mm

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}))

$f_{T,max}(t_{ed},¥)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses" — $f_{T,max}(t_{ed},¥)$: *2.27* mm

Flecha total a plazo infinito



ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$Df_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.72	0.72	0.23	0.95	0.95
2-3	90	120	0.95	0.06	1.01	0.05	1.06	1.06
3-4	120	360	1.06	0.09	1.15	0.29	1.44	1.44
4-¥	360	¥	1.44	0.27	1.71	0.56	2.27	2.27

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: 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

$Df_i(t_i)$: 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

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (MPa)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	19744.30	160000.00	0.72	0.72	0.72
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	20802.16	160000.00	0.78	0.06	0.78
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	20932.59	160000.00	0.87	0.09	0.87
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	21200.96	160000.00	1.14	0.27	1.14

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

Df_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: 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.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Escalón	t_i	Q(t_i)	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	160000.00	160000.00
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	160000.00	160000.00
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	160000.00	160000.00
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	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.

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "1"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio"

$I_{e,v}$: *16000*

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:

$$I_{e,v} = a_A \cdot I_{e,caso\ A} + a_B \cdot I_{e,caso\ B} + a_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + a_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + a_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + a_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

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
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

a_i: coeficiente de combinación para el cas

a_A	a_B	a_{C1}	a_{C2}	a_{D1}	a_{D2}
0.76	0	0	0	0.11	0.13

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	160000.00	36964.38	-23.971	-7.397	160000.00
Centro de vano	160000.00	36964.38	23.971	8.899	160000.00
Extremo (2)	160000.00	36964.38	-23.971	-8.411	160000.00

Siendo:

I_b: momento de inercia d

I_f: momento de inercia d

M_f: momento de fisuraci

M_a: momento flector apl

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cad

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la s producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiem

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Df_i (mm)	åDf$_i$ (mm)	x(t_i)	x(t_f)	I(t_i,t_f)	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.72	0.72	0.67	1.00	0.33	0.23
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.06	0.78	1.00	1.07	0.07	0.05
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.09	0.87	1.07	1.40	0.33	0.29
4-¥	12 meses	¥	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	0.07	0.94	1.40	2.00	0.60	0.56

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Df$_i$: 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}.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$x(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$x(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$l(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses" **$f(t_{ed})$** : *0.95* mm

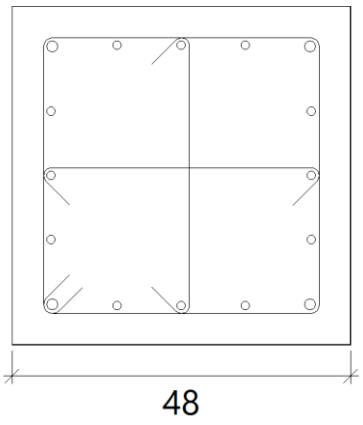
La flecha total producida hasta el instante "t_{ed}" asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

18 REVISIÓN DE ELEMENTOS VERTICALES

Se presenta el análisis resumido para las columnas del bloque 1, el cual contiene las comprobaciones más importantes para cada nivel. En el anexo 1 se presenta un análisis más detallado de cada columna emitido por el software y la comprobación manual correspondiente, presentando los índices de sobreesfuerzo para cada elemento. Los índices de sobresfuerzo representan la relación entre solicitaciones y resistencia de los elementos; cualquier índice superior a la unidad muestra que el elemento no está en la capacidad de resistir de manera adecuada las solicitaciones. Ejemplo: El índice de sobreesfuerzo para todas las columnas no estaría cumpliendo

1. N+2.66 (-0.4 - 2.66 M)

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 48x48 cm Tramo : -0.400/2.660 m Altura libre : 2.66 m Recubrimiento geométrico : 4.0 cm Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=175 Acero : Grade 60	Plano ZX : 2.66 m Plano ZY : 2.66 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Esquina : 4#5 Cara X : 6#4 Cara Y : 6#4 Cuantía : 1.00 %	Estribos : 1e#3+X1r#3+Y1r#3 Separación : 10 - 20 cm

Disposiciones 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):

77 mm ³ **40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3.

$s_{l,min}$: *40* mm

s_1 : *24* mm

s_2 : *40* mm

s_3 : *20* mm

Siendo:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. **d_b** : *15.9* mm
d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* 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):

100 mm ³ **40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{t,min}$** : *40* mm

s_1 : *14* mm

s_2 : *40* mm

s_3 : *20* mm

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. **$d_{b,t}$** : *9.5* mm
d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

100 mm £ **203 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. **$s_{t,max}$** : *203* mm

s_1 : *203* mm

s_2 : *457* mm

s_3 : *480* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. **d_b** : *12.7* mm
$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. **$d_{b,t}$** : *9.5* mm
b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. **b_{min}** : *480* mm

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):

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

#3 ³ **3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. **d_b** : *#5*

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. **$d_{b,t}$** : *#3*

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):

23.12 cm² ³ **23.04 cm²** ✓

23.12 cm² £ **92.16 cm²** ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

h : ***0.071*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,x}$** : *12.50* kN

$V_{u,y}$: *2.10* kN

$f \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$f \cdot V_n$** : *179.67* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.1 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

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 : *239.56* 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 : *239.56* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : *480* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *369* mm

M_m : *-22.06* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : *-19.17* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : *212.63* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *480.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : *2304.00* cm²

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 : *239.56* 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 : *239.56* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : *480* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *369* mm

M_m : *-20.23* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : *21.00* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : *212.63* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *480.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : *2304.00* cm²

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

h : ***0.668*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,x}$** : *69.60* kN
$V_{u,y}$: *8.42* kN

f·V_n: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **f·$V_{n,x}$** : *104.40* kN
f·$V_{n,y}$: *178.60* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SX+0.3·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 : *139.20* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

V_c : *139.20* 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 : *238.14* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

r_w : *0.007*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *12.83* cm²
b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *480* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *369* mm

M_m : *17.94* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *56.84* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *200.67* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *480.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

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 : *238.14* 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 : *238.14* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *480* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *369* mm

M_m : *-32.11* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *6.79* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *200.67* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *480.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

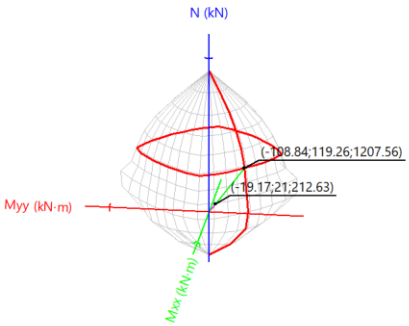
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.1 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

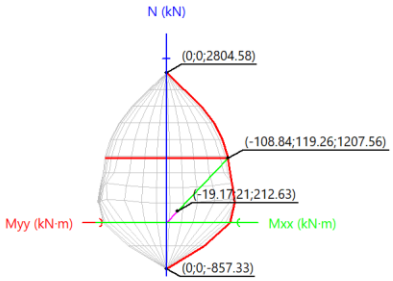
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

h : ***0.176*** ✓

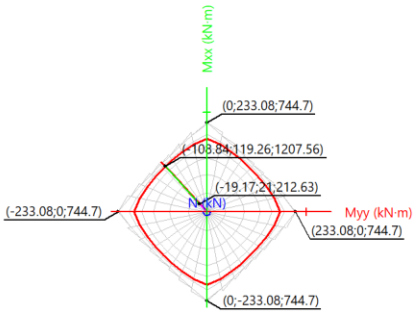
212.63 kN £ **2086.96 kN** ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *212.63* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *21.00* kN·m

$M_{u,y}$: *-19.17* kN·m

f·P_n,f·M_n son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

f·P_n: Axil de agotamiento. **f·P_n** : *1207.56* kN

f·M_n: Momentos de agotamiento. **f·$M_{n,x}$** : *119.26* kN·m

f·$M_{n,y}$: *-108.84* kN·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):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

19.2 £ **22.0** ✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$f \cdot P_{n,max}$: *2086.96* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *23.12* cm²

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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

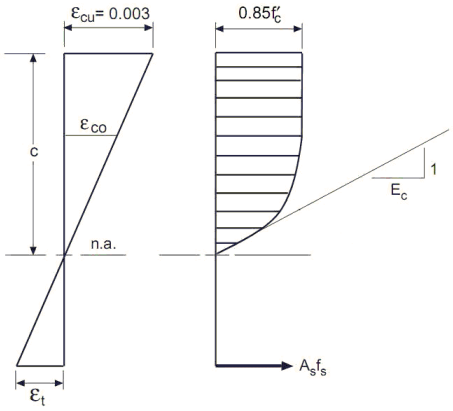
(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(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.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

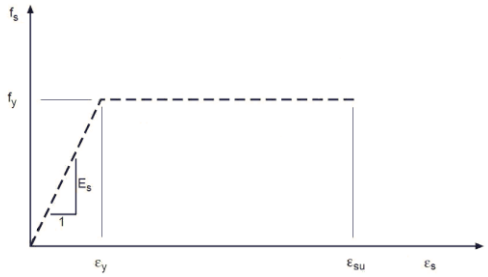


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *17.5* MPa

ecu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ecu** : *0.0030*

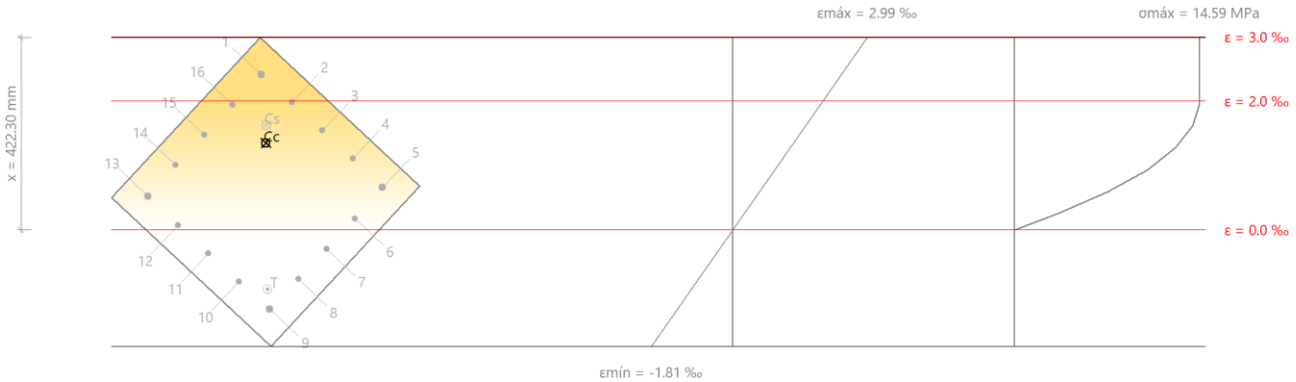
ec0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ec0** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+412.02	+0.002411
2	#4	-91.27	184.13	+396.00	+0.001980
3	#4	0.00	184.13	+308.10	+0.001540
4	#4	91.27	184.13	+220.20	+0.001101
5	#5	182.54	182.54	+130.65	+0.000653
6	#4	184.13	91.27	+34.64	+0.000173
7	#4	184.13	0.00	-59.84	-0.000299
8	#4	184.13	-91.27	-154.31	-0.000771
9	#5	182.54	-182.54	-247.26	-0.001236
10	#4	91.27	-184.13	-161.00	-0.000805
11	#4	0.00	-184.13	-73.10	-0.000365
12	#4	-91.27	-184.13	+14.81	+0.000074
13	#5	-182.54	-182.54	+104.35	+0.000522
14	#4	-184.13	-91.27	+200.36	+0.001002
15	#4	-184.13	0.00	+294.84	+0.001474
16	#4	-184.13	91.27	+389.31	+0.001946

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1600.02	-72.31	79.79
Cs	363.49	-98.95	109.05
T	105.73	149.35	-153.02

P_n : *1857.78* kN

$M_{n,x}$: *183.48* kN·m

$M_{n,y}$: *-167.45* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : *1600.02* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : *363.49* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — T : *105.73* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: *-72.31* mm; $e_{cc,y}$: *79.79* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: *-98.95* mm; $e_{cs,y}$: *109.05* mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: *149.35* mm; $e_{T,y}$: *-153.02* mm

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — e_{cmax} : *0.0030*

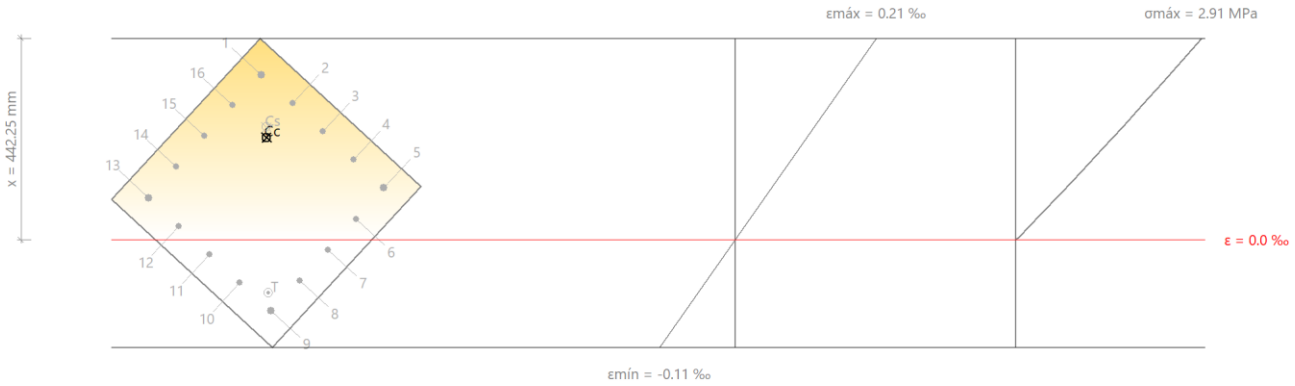
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — e_{smax} : *0.0012*

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — s_{cmax} : *14.59* MPa

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — s_{smax} : *247.26* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+34.31	+0.000172
2	#4	-91.27	184.13	+28.55	+0.000143
3	#4	0.00	184.13	+22.67	+0.000113
4	#4	91.27	184.13	+16.79	+0.000084
5	#5	182.54	182.54	+10.81	+0.000054
6	#4	184.13	91.27	+4.33	+0.000022
7	#4	184.13	0.00	-2.05	-0.000010
8	#4	184.13	-91.27	-8.43	-0.000042
9	#5	182.54	-182.54	-14.71	-0.000074
10	#4	91.27	-184.13	-8.95	-0.000045
11	#4	0.00	-184.13	-3.07	-0.000015
12	#4	-91.27	-184.13	+2.81	+0.000014
13	#5	-182.54	-182.54	+8.79	+0.000044
14	#4	-184.13	-91.27	+15.28	+0.000076
15	#4	-184.13	0.00	+21.66	+0.000108
16	#4	-184.13	91.27	+28.04	+0.000140

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	189.97	-81.78	89.80
Cs	28.42	-96.75	106.65
T	5.76	152.63	-157.79

P_u : *212.63* kN

$M_{u,x}$: *21.00* kN·m

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{u,y}$: *-19.17* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : *189.97*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : *28.42*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : *5.76*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: *-81.78*	mm
	$e_{cc,y}$: *89.80*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: *-96.75*	mm
	$e_{cs,y}$: *106.65*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: *152.63*	mm
	$e_{T,y}$: *-157.79*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : *0.0002*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : *0.0001*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : *2.91*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{smax} : *14.71*	MPa

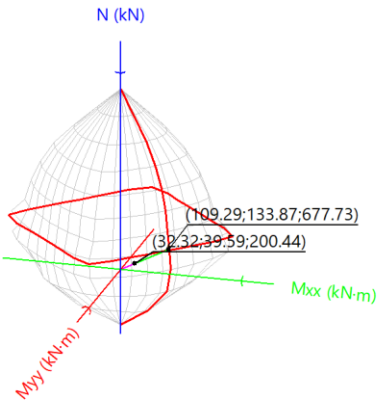
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY".

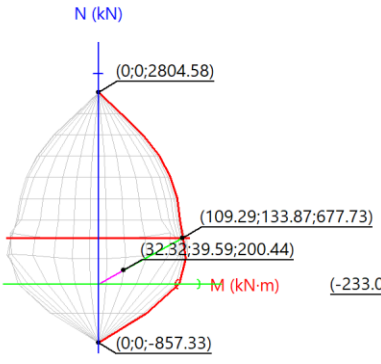
Se debe satisfacer:

h : ***0.296*** ✓

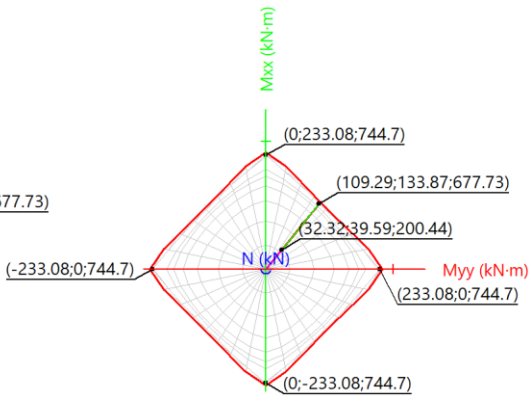
200.44 kN £ **2086.96 kN** ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *200.44* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *39.59* kN·m

$M_{u,y}$: *32.32* kN·m

$f{\cdot}P_n$,$f{\cdot}M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f{\cdot}P_n$: Axil de agotamiento. **$f{\cdot}P_n$** : *677.73* kN

$f{\cdot}M_n$: Momentos de agotamiento. **$f{\cdot}M_{n,x}$** : *133.87* kN·m

$f{\cdot}M_{n,y}$: *109.29* kN·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):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f{\cdot}P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$f{\cdot}P_{n,max}$: *2086.96* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *23.12* cm²

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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

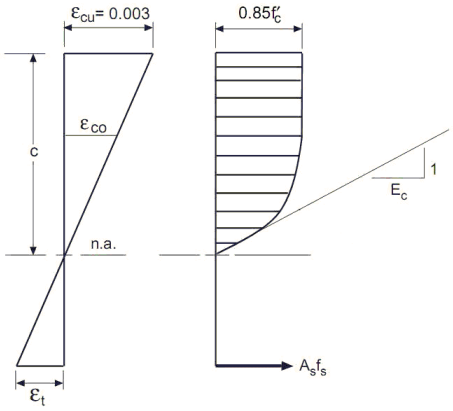
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

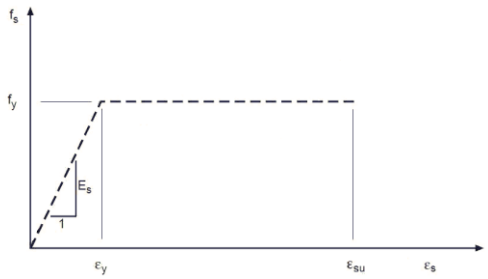


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

e_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **e_{cu}** : *0.0030*

e_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **e_{c0}** : *0.0020*

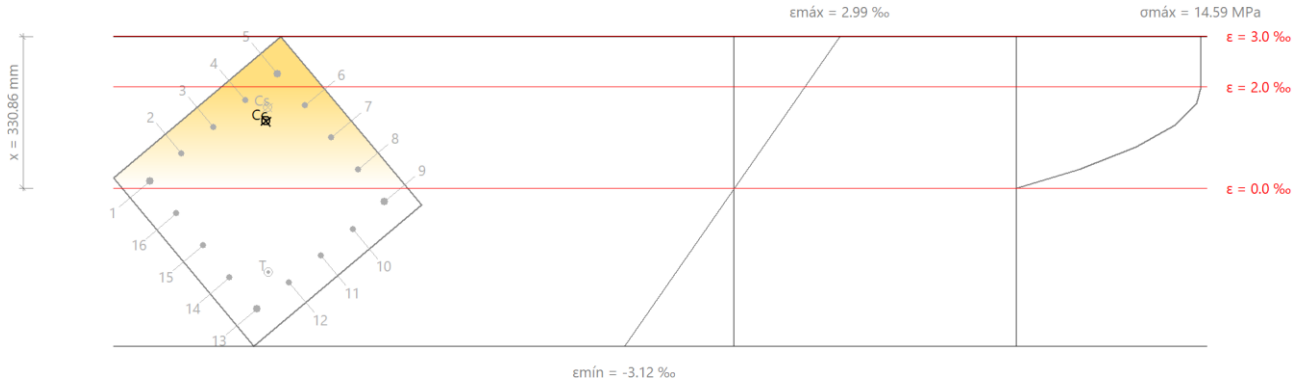
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+27.82	+0.000139
2	#4	-91.27	184.13	+135.81	+0.000679
3	#4	0.00	184.13	+241.61	+0.001208
4	#4	91.27	184.13	+347.40	+0.001737
5	#5	182.54	182.54	+412.02	+0.002255
6	#4	184.13	91.27	+326.60	+0.001633
7	#4	184.13	0.00	+200.37	+0.001002
8	#4	184.13	-91.27	+74.13	+0.000371
9	#5	182.54	-182.54	-53.95	-0.000270
10	#4	91.27	-184.13	-161.94	-0.000810
11	#4	0.00	-184.13	-267.74	-0.001339
12	#4	-91.27	-184.13	-373.53	-0.001867
13	#5	-182.54	-182.54	-412.02	-0.002385
14	#4	-184.13	-91.27	-352.74	-0.001763
15	#4	-184.13	0.00	-226.50	-0.001132
16	#4	-184.13	91.27	-100.26	-0.000501

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1018.61	96.84	119.82
Cs	255.04	119.00	140.05
T	280.08	-111.52	-137.43

P_n : *993.57* kN

$M_{n,x}$: *196.26* kN·m

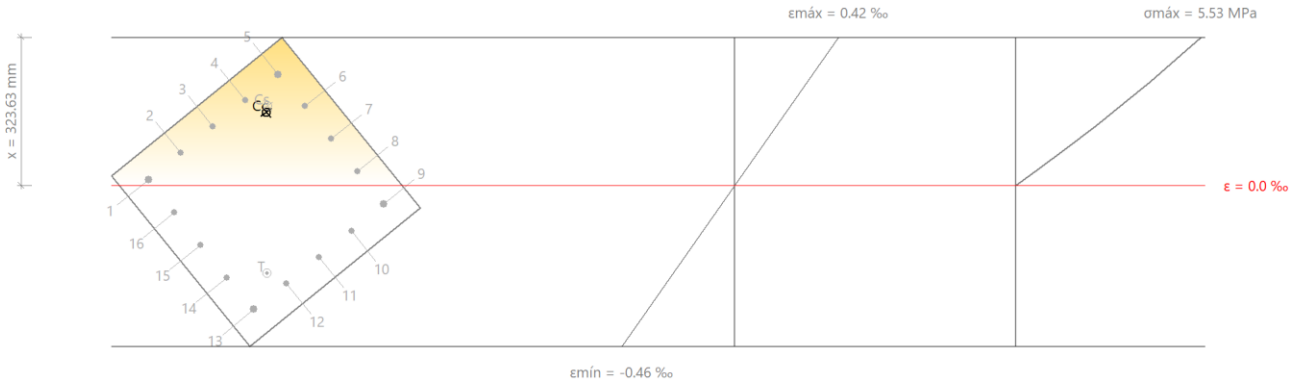
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{n,y}$: *160.22* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : *1018.61*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : *255.04*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : *280.08*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: *96.84*	mm
	$e_{cc,y}$: *119.82*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: *119.00*	mm
	$e_{cs,y}$: *140.05*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: *-111.52*	mm
	$e_{T,y}$: *-137.43*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : *0.0030*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : *0.0024*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : *14.59*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{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	#5	-182.54	182.54	+3.37	+0.000017
2	#4	-91.27	184.13	+18.75	+0.000094
3	#4	0.00	184.13	+33.80	+0.000169
4	#4	91.27	184.13	+48.86	+0.000244
5	#5	182.54	182.54	+63.59	+0.000318
6	#4	184.13	91.27	+45.29	+0.000226
7	#4	184.13	0.00	+26.72	+0.000134
8	#4	184.13	-91.27	+8.16	+0.000041
9	#5	182.54	-182.54	-10.67	-0.000053
10	#4	91.27	-184.13	-26.05	-0.000130
11	#4	0.00	-184.13	-41.11	-0.000206

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
12	#4	-91.27	-184.13	-56.17	-0.000281
13	#5	-182.54	-182.54	-70.90	-0.000354
14	#4	-184.13	-91.27	-52.59	-0.000263
15	#4	-184.13	0.00	-34.03	-0.000170
16	#4	-184.13	91.27	-15.46	-0.000077

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	208.89	110.22	134.64
Cs	36.26	121.19	143.81
T	44.70	-109.73	-139.89

P_u : *200.44* kN

$M_{u,x}$: *39.59* kN·m

$M_{u,y}$: *32.32* kN·m

Donde:

- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : *208.89* kN
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : *36.26* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *44.70* kN
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: *110.22* mm; $e_{cc,y}$: *134.64* mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: *121.19* mm; $e_{cs,y}$: *143.81* mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: *-109.73* mm; $e_{T,y}$: *-139.89* mm
- e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — e_{cmax} : *0.0004*
- e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — e_{smax} : *0.0004*
- s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — s_{cmax} : *5.53* MPa
- s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — s_{smax} : *70.90* MPa

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo 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).

480 mm ³ 250 mm ✓

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

2312.00 mm² ³ 2304.00 mm² ✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Donde:

$A_{st,min}$: *2304.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_g : *230400.00* mm²

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

2312.00 mm² £ 9216.00 mm² ✓

Donde:

$A_{st,max}$: *9216.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_g : *230400.00* mm²

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.5.8).

9.5 mm ³ 9.5 mm ✓

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilineos 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).

195 mm £ 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:

213.54 mm² ³ 146.69 mm² ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. $A_{sh,min}$: *146.69* mm²

A_1 : *146.69* mm²

A_2 : *100.01* mm²

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** : *400*	mm
f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.	**f'_c** : *17.5*	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** : *230400.00*	mm²

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. **A_{ch}** : *160000.00* mm^2

En el eje Y:

213.54 mm^2 ³ 146.69 mm^2 ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. **$A_{sh,min}$** : *146.69* mm^2

A_1 : *146.69* mm^2

A_2 : *100.01* mm^2

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** : *400* mm

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. **f'_c** : *17.5* 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** : *230400.00* mm^2

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. **A_{ch}** : *160000.00* mm^2

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.5.6).

100 mm £ 102 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3, y s_4. **s_{max}** : *102* mm

s_1 : *102* mm

s_2 : *152* mm

s_3 : *160* mm

s_4 : *150* mm

Siendo:

$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **$Ø_{min}$** : *12.7* mm

$Ø_t$: Diámetro de la barra del estribo. **$Ø_t$** : *9.5* mm

c_1: Menor dimensión de la sección transversal de la columna. **c_1** : *480* mm

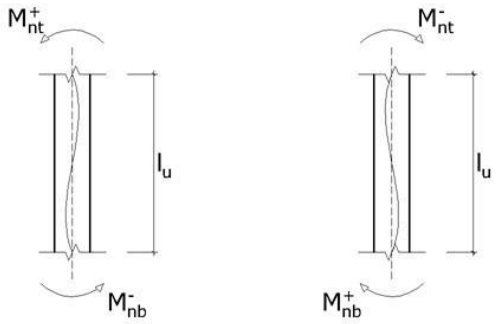
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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 $f \cdot V_n$ 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:

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia. **f** : *0.75*
V_n: Resistencia nominal a cortante.
V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

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·m)	M_{nb}^- (t·m)	M_{nt}^+ (t·m)	M_{nt}^- (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$f \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.66	19.87	19.87	19.60	19.60	14.84	14.84	14.84	35.46	✓ *
Cortante en el eje Y	2.66	19.87	19.87	19.60	19.60	14.84	14.84	14.84	43.02	✓

(*): pésimo

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de W_0.

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia. **f** : *0.75*

W_0: Factor de sobrerresistencia. **W_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 W_0.

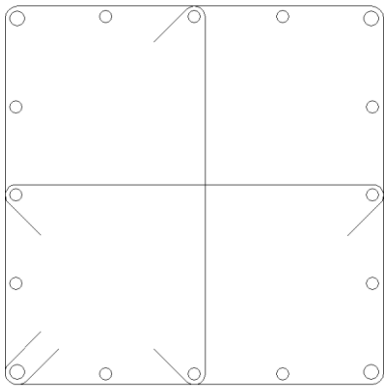
	V_E (t)	$f \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	6.93	35.46	✓ *
Cortante en el eje Y	0.36	43.02	✓

(*): pésimo

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

2. CIMENTACIÓN

Datos del pilar



Geometría	
Dimensiones	: 48x48 cm
Tramo	: -0.638/-0.400 m
Altura libre	: 0.00 m
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
Tamaño máximo de árido	: 15 mm

Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : f'c=175	Plano ZX : 2.66 m
Acero : Grade 60	Plano ZY : 2.66 m

Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4#5	Estribos : 1e#3+X1r#3+Y1r#3
Cara X : 6#4	
Cara Y : 6#4	
Cuantía : 1.00 %	

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)

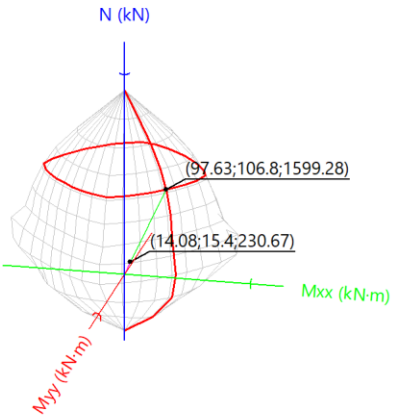
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Se debe satisfacer:

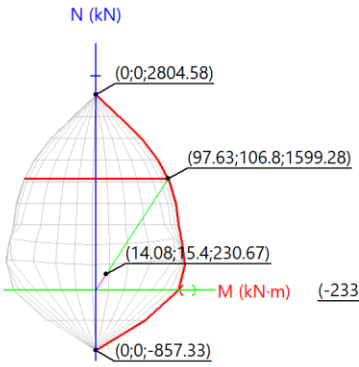
h : ***0.144*** ✓

230.67 kN £ **2086.96 kN** ✓

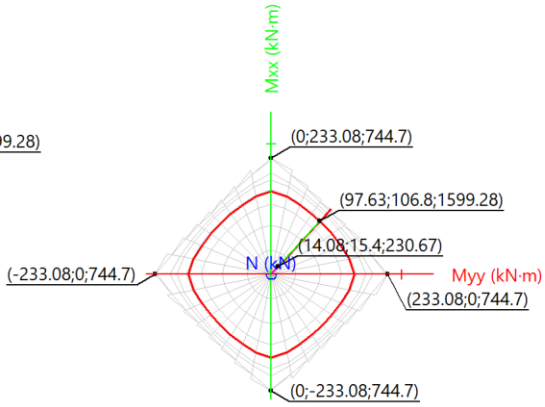
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *230.67* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *15.40* kN·m

$M_{u,y}$: *14.08* kN·m

$f{\cdot}P_n$,$f{\cdot}M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f{\cdot}P_n$: Axil de agotamiento. **$f{\cdot}P_n$** : *1599.28* kN

$f{\cdot}M_n$: Momentos de agotamiento. **$f{\cdot}M_{n,x}$** : *106.80* kN·m

$f{\cdot}M_{n,y}$: *97.63* kN·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):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

Comprobación de resistencia axial de diseño

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$f \cdot P_{n,max}$: *2086.96* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : *2304.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. A_{st} : *23.12* cm²

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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

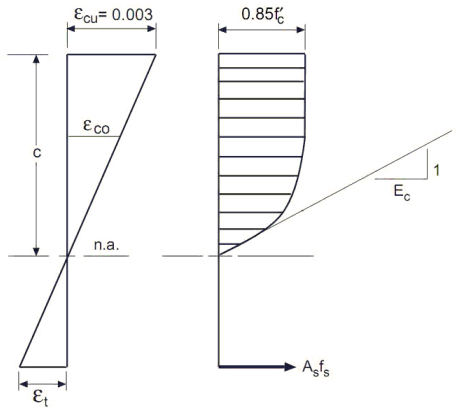
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.



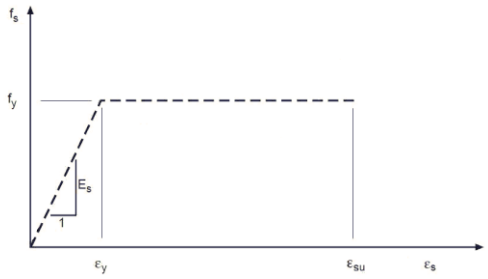
f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

e_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **e_{cu}** : *0.0030*

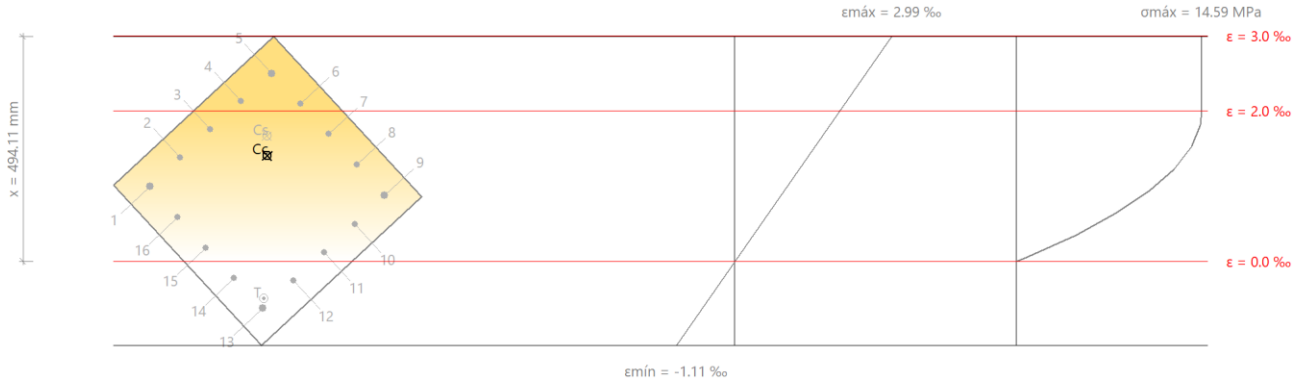
e_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **e_{c0}** : *0.0020*

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)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+199.38	+0.000997
2	#4	-91.27	184.13	+275.69	+0.001378
3	#4	0.00	184.13	+350.58	+0.001753
4	#4	91.27	184.13	+412.02	+0.002127
5	#5	182.54	182.54	+412.02	+0.002494
6	#4	184.13	91.27	+412.02	+0.002096
7	#4	184.13	0.00	+338.34	+0.001691
8	#4	184.13	-91.27	+257.38	+0.001287
9	#5	182.54	-182.54	+175.12	+0.000875
10	#4	91.27	-184.13	+98.81	+0.000494
11	#4	0.00	-184.13	+23.92	+0.000120
12	#4	-91.27	-184.13	-50.98	-0.000255
13	#5	-182.54	-182.54	-124.46	-0.000622

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
14	#4	-184.13	-91.27	-44.80	-0.000224
15	#4	-184.13	0.00	+36.16	+0.000181
16	#4	-184.13	91.27	+117.12	+0.000586

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2047.35	52.46	57.56
Cs	449.85	81.50	89.50
T	36.77	-166.75	-168.73

P_n : *2460.43* kN

$M_{n,x}$: *164.30* kN·m

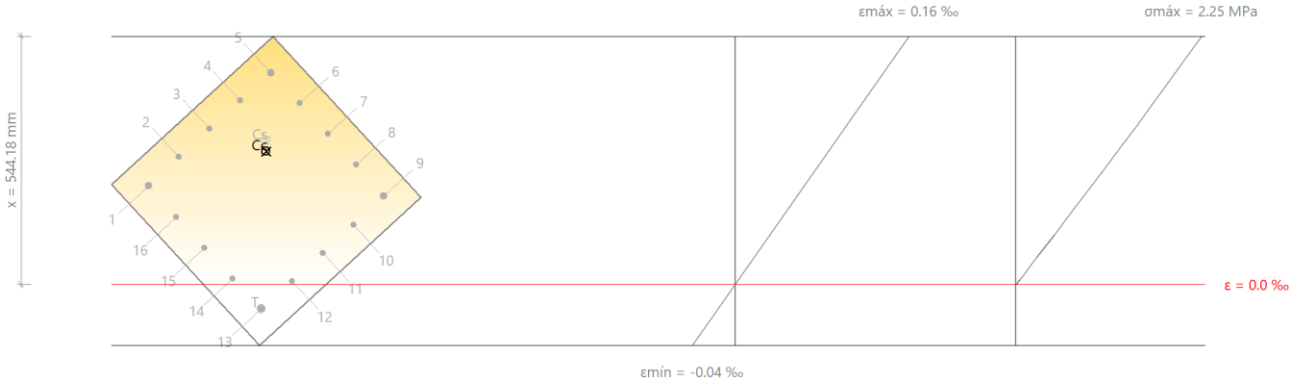
$M_{n,y}$: *150.20* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : *2047.35* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : *449.85* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — T : *36.77* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: *52.46* mm; $e_{cc,y}$: *57.56* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: *81.50* mm; $e_{cs,y}$: *89.50* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: *-166.75* mm; $e_{T,y}$: *-168.73* mm
- **e_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — e_{cmax} : *0.0030*
- **e_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — e_{smax} : *0.0006*
- **s_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — s_{cmax} : *14.59* MPa
- **s_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — s_{smax} : *124.46* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+12.78	+0.000064
2	#4	-91.27	184.13	+16.49	+0.000082
3	#4	0.00	184.13	+20.13	+0.000101
4	#4	91.27	184.13	+23.78	+0.000119
5	#5	182.54	182.54	+27.35	+0.000137
6	#4	184.13	91.27	+23.44	+0.000117
7	#4	184.13	0.00	+19.47	+0.000097
8	#4	184.13	-91.27	+15.49	+0.000077
9	#5	182.54	-182.54	+11.46	+0.000057
10	#4	91.27	-184.13	+7.74	+0.000039
11	#4	0.00	-184.13	+4.10	+0.000020
12	#4	-91.27	-184.13	+0.45	+0.000002
13	#5	-182.54	-182.54	-3.12	-0.000016
14	#4	-184.13	-91.27	+0.79	+0.000004
15	#4	-184.13	0.00	+4.76	+0.000024
16	#4	-184.13	91.27	+8.74	+0.000044

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	202.66	58.38	63.90
Cs	28.63	74.68	81.80
T	0.62	-182.54	-182.54

P_u : *230.67* kN

$M_{u,x}$: *15.40* kN·m

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{u,y}$: *14.08* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	**C_c** : *202.66*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	**C_s** : *28.63*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** : *0.62*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cc,x}$** : *58.38*	mm
	$e_{cc,y}$: *63.90*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cs,x}$** : *74.68*	mm
	$e_{cs,y}$: *81.80*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**e_T** : *-182.54*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	**e_{cmax}** : *0.0002*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	**e_{smax}** : *0.0000*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	**s_{cmax}** : *2.25*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	**s_{smax}** : *3.12*	MPa

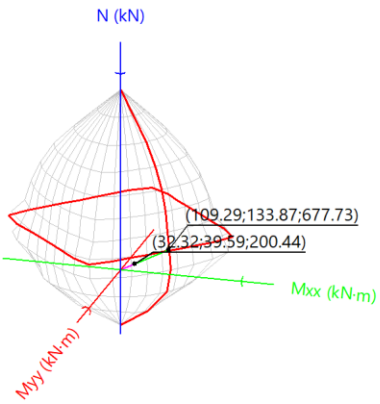
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY.

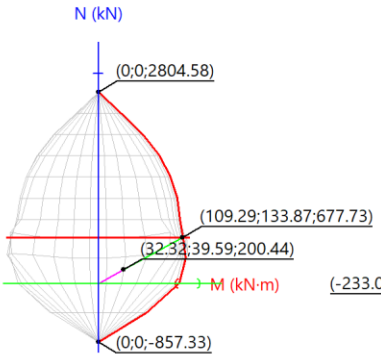
Se debe satisfacer:

h : ***0.296*** ✓

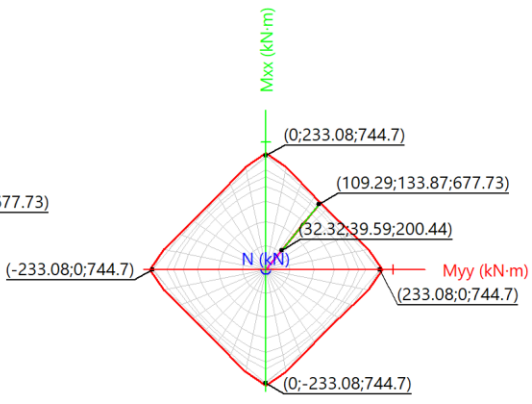
200.44 kN £ 2086.96 kN ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *200.44* kN

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

$M_{u,x}$: *39.59* kN·m
$M_{u,y}$: *32.32* kN·m

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot P_n$: *677.73* kN

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$f \cdot M_{n,x}$: *133.87* kN·m
$f \cdot M_{n,y}$: *109.29* kN·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):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

kl_u : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

r : *13.86* cm

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

kl_u : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

r : *13.86* cm

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$f \cdot P_{n,max}$: *2086.96* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

f'_c : *17.5* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón.

A_g : *2304.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

A_{st} : *23.12* cm²

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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

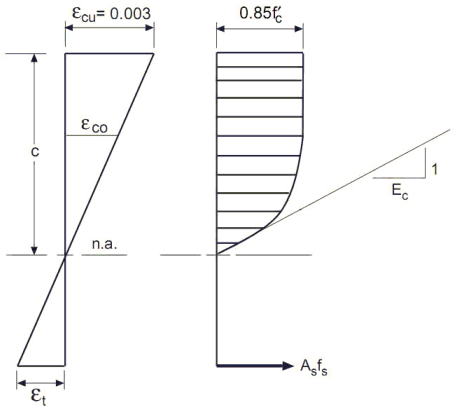
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

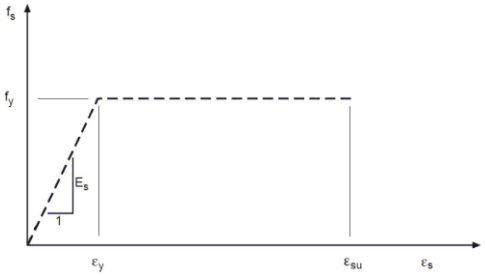


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *17.5* MPa

ecu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ecu** : *0.0030*

ec0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ec0** : *0.0020*

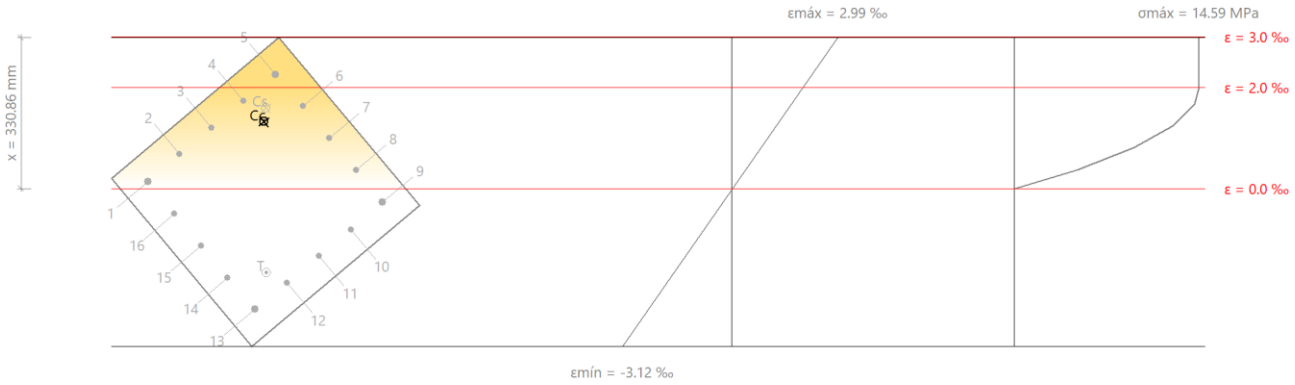
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *412.02* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+27.82	+0.000139
2	#4	-91.27	184.13	+135.81	+0.000679
3	#4	0.00	184.13	+241.61	+0.001208
4	#4	91.27	184.13	+347.40	+0.001737
5	#5	182.54	182.54	+412.02	+0.002255
6	#4	184.13	91.27	+326.60	+0.001633
7	#4	184.13	0.00	+200.37	+0.001002
8	#4	184.13	-91.27	+74.13	+0.000371
9	#5	182.54	-182.54	-53.95	-0.000270
10	#4	91.27	-184.13	-161.94	-0.000810
11	#4	0.00	-184.13	-267.74	-0.001339
12	#4	-91.27	-184.13	-373.53	-0.001867
13	#5	-182.54	-182.54	-412.02	-0.002385
14	#4	-184.13	-91.27	-352.74	-0.001763
15	#4	-184.13	0.00	-226.50	-0.001132
16	#4	-184.13	91.27	-100.26	-0.000501

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1018.61	96.84	119.82
Cs	255.04	119.00	140.05
T	280.08	-111.52	-137.43

P_n : *993.57* kN

$M_{n,x}$: *196.26* kN·m

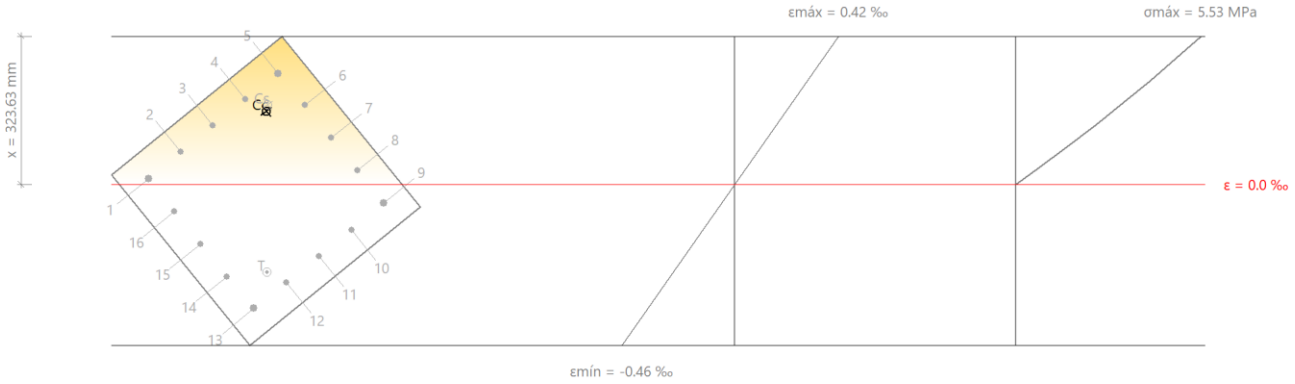
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{n,y}$: *160.22* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : *1018.61*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : *255.04*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : *280.08*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: *96.84*	mm
	$e_{cc,y}$: *119.82*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: *119.00*	mm
	$e_{cs,y}$: *140.05*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: *-111.52*	mm
	$e_{T,y}$: *-137.43*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : *0.0030*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : *0.0024*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : *14.59*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{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	#5	-182.54	182.54	+3.37	+0.000017
2	#4	-91.27	184.13	+18.75	+0.000094
3	#4	0.00	184.13	+33.80	+0.000169
4	#4	91.27	184.13	+48.86	+0.000244
5	#5	182.54	182.54	+63.59	+0.000318
6	#4	184.13	91.27	+45.29	+0.000226
7	#4	184.13	0.00	+26.72	+0.000134
8	#4	184.13	-91.27	+8.16	+0.000041
9	#5	182.54	-182.54	-10.67	-0.000053
10	#4	91.27	-184.13	-26.05	-0.000130
11	#4	0.00	-184.13	-41.11	-0.000206
12	#4	-91.27	-184.13	-56.17	-0.000281

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
13	#5	-182.54	-182.54	-70.90	-0.000354
14	#4	-184.13	-91.27	-52.59	-0.000263
15	#4	-184.13	0.00	-34.03	-0.000170
16	#4	-184.13	91.27	-15.46	-0.000077

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	208.89	110.22	134.64
Cs	36.26	121.19	143.81
T	44.70	-109.73	-139.89

P_u : *200.44* kN

$M_{u,x}$: *39.59* kN·m

$M_{u,y}$: *32.32* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : *208.89* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : *36.26* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. T : *44.70* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cc,x}$: *110.22* mm; $e_{cc,y}$: *134.64* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cs,x}$: *121.19* mm; $e_{cs,y}$: *143.81* mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. $e_{T,x}$: *-109.73* mm; $e_{T,y}$: *-139.89* mm

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. e_{cmax} : *0.0004*

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. e_{smax} : *0.0004*

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. s_{cmax} : *5.53* MPa

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. s_{smax} : *70.90* MPa

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

La comprobación no procede

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

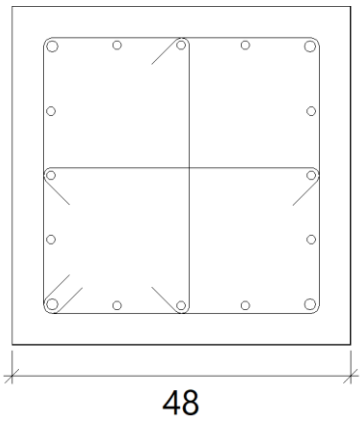
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

1. N+2.66 (-0.4 - 2.66 M)

Datos del pilar



Geometría	
Dimensiones	: 48x48 cm
Tramo	: -0.400/2.660 m
Altura libre	: 2.66 m
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
Tamaño máximo de árido	: 15 mm

Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : f'c=175	Plano ZX : 2.66 m
Acero : Grade 60	Plano ZY : 2.66 m
Armadura longitudinal	**Armadura transversal**
Esquina : 4#5	Estribos : 1e#3+X1r#3+Y1r#3
Cara X : 6#4	Separación : 10 - 20 cm
Cara Y : 6#4	
Cuantía : 1.00 %	

Disposiciones 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):

77 mm ³ **40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3.

$s_{l,min}$: *40* mm

s_1 : *24* mm

s_2 : *40* mm

s_3 : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. **d_b** : *15.9* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* 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):

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

100 mm ³ **40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3.

$s_{t,min}$: *40* mm

s_1 : *14* mm

s_2 : *40* mm

s_3 : *20* mm

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $d_{b,t}$: *9.5* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : *15* mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

100 mm £ **203 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3.

$s_{t,max}$: *203* mm

s_1 : *203* mm

s_2 : *457* mm

s_3 : *480* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. d_b : *12.7* mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: *9.5* mm

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. b_{min} : *480* mm

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):

#3 ³ **3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. d_b : *#5*

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: *#3*

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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):

23.12 cm² ³ **23.04 cm²** ✓

23.12 cm² £ **92.16 cm²** ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

h : ***0.071*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,x}$** : *12.50* kN

$V_{u,y}$: *2.10* kN

$f \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$f \cdot V_n$** : *179.67* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.1 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

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 : *239.56* 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 : *239.56* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *480* mm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *369* mm

M_m : *-22.06* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-19.17* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *212.63* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *480.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

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 : *239.56* 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 : *239.56* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *480* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *369* mm

M_m : *-20.23* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *21.00* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *212.63* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *480.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

h : ***0.668*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x}$: *69.60* kN
$V_{u,y}$: *8.42* kN

f·V_n: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

f·$V_{n,x}$: *104.40* kN
f·$V_{n,y}$: *178.60* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SX+0.3·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 : *139.20* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

V_c : *139.20* 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 : *238.14* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

f'_c : *17.5* MPa

r_w : *0.007*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : *12.83* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : *480* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : *369* mm

M_m : *17.94* kN·m

Donde:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *56.84* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *200.67* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *480.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

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 : *238.14* 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 : *238.14* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *480* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *369* mm

M_m : *-32.11* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *6.79* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *200.67* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *480.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

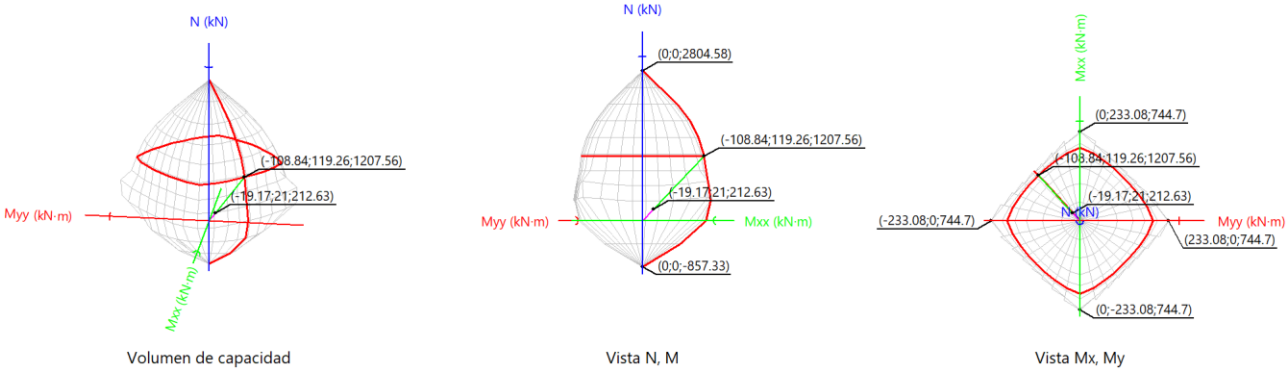
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.1 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

h : ***0.176*** ✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

212.63 kN £ **2086.96 kN** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *212.63* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *21.00* kN·m

$M_{u,y}$: *-19.17* kN·m

$f{\cdot}P_n$,$f{\cdot}M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f{\cdot}P_n$: Axil de agotamiento. **$f{\cdot}P_n$** : *1207.56* kN

$f{\cdot}M_n$: Momentos de agotamiento. **$f{\cdot}M_{n,x}$** : *119.26* kN·m

$f{\cdot}M_{n,y}$: *-108.84* kN·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):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$f \cdot P_{n,max}$: *2086.96* kN

Siendo:

- f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — f'_c : *17.5* MPa
- f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. — f_y : *412.02* MPa
- A_g: Área total de la sección de hormigón. — A_g : *2304.00* cm²
- A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. — A_{st} : *23.12* cm²

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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

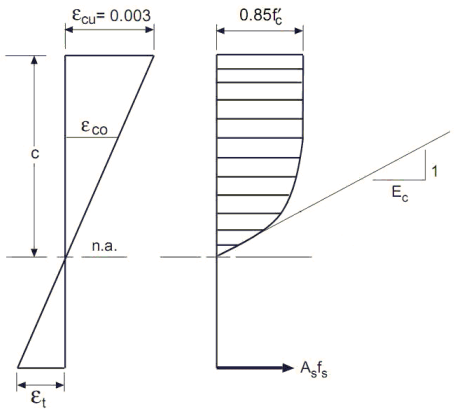
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.



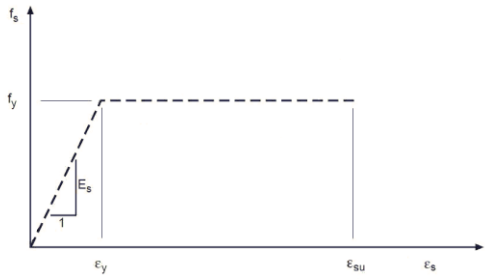
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

e_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **e_{cu}** : *0.0030*

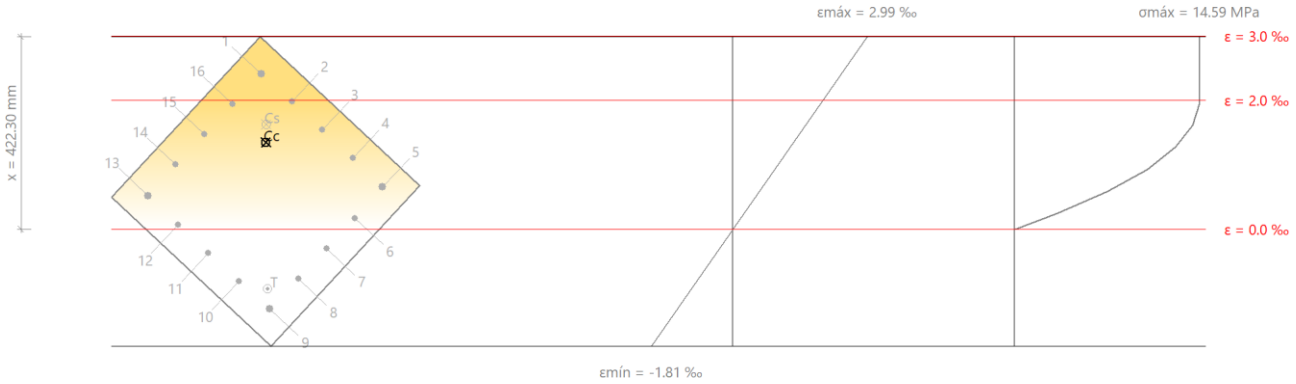
e_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **e_{c0}** : *0.0020*

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)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+412.02	+0.002411
2	#4	-91.27	184.13	+396.00	+0.001980
3	#4	0.00	184.13	+308.10	+0.001540
4	#4	91.27	184.13	+220.20	+0.001101
5	#5	182.54	182.54	+130.65	+0.000653
6	#4	184.13	91.27	+34.64	+0.000173
7	#4	184.13	0.00	-59.84	-0.000299
8	#4	184.13	-91.27	-154.31	-0.000771
9	#5	182.54	-182.54	-247.26	-0.001236
10	#4	91.27	-184.13	-161.00	-0.000805
11	#4	0.00	-184.13	-73.10	-0.000365

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
12	#4	-91.27	-184.13	+14.81	+0.000074
13	#5	-182.54	-182.54	+104.35	+0.000522
14	#4	-184.13	-91.27	+200.36	+0.001002
15	#4	-184.13	0.00	+294.84	+0.001474
16	#4	-184.13	91.27	+389.31	+0.001946

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1600.02	-72.31	79.79
Cs	363.49	-98.95	109.05
T	105.73	149.35	-153.02

P_n : *1857.78* kN

$M_{n,x}$: *183.48* kN·m

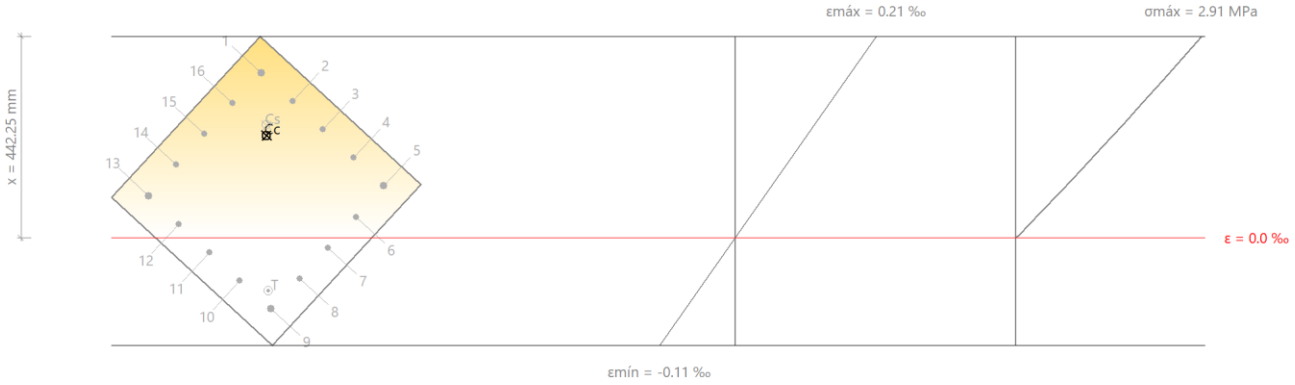
$M_{n,y}$: *-167.45* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : *1600.02* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : *363.49* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *105.73* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: *-72.31* mm; $e_{cc,y}$: *79.79* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: *-98.95* mm; $e_{cs,y}$: *109.05* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: *149.35* mm; $e_{T,y}$: *-153.02* mm
- **e_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — e_{cmax} : *0.0030*
- **e_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — e_{smax} : *0.0012*
- **s_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — s_{cmax} : *14.59* MPa
- **s_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — s_{smax} : *247.26* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+34.31	+0.000172
2	#4	-91.27	184.13	+28.55	+0.000143
3	#4	0.00	184.13	+22.67	+0.000113
4	#4	91.27	184.13	+16.79	+0.000084
5	#5	182.54	182.54	+10.81	+0.000054
6	#4	184.13	91.27	+4.33	+0.000022
7	#4	184.13	0.00	-2.05	-0.000010
8	#4	184.13	-91.27	-8.43	-0.000042
9	#5	182.54	-182.54	-14.71	-0.000074
10	#4	91.27	-184.13	-8.95	-0.000045
11	#4	0.00	-184.13	-3.07	-0.000015
12	#4	-91.27	-184.13	+2.81	+0.000014
13	#5	-182.54	-182.54	+8.79	+0.000044
14	#4	-184.13	-91.27	+15.28	+0.000076
15	#4	-184.13	0.00	+21.66	+0.000108
16	#4	-184.13	91.27	+28.04	+0.000140

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	189.97	-81.78	89.80
Cs	28.42	-96.75	106.65
T	5.76	152.63	-157.79

P_u : *212.63* kN

$M_{u,x}$: *21.00* kN·m

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{u,y}$: *-19.17* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : *189.97*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : *28.42*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : *5.76*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: *-81.78*	mm
	$e_{cc,y}$: *89.80*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: *-96.75*	mm
	$e_{cs,y}$: *106.65*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: *152.63*	mm
	$e_{T,y}$: *-157.79*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : *0.0002*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : *0.0001*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : *2.91*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{smax} : *14.71*	MPa

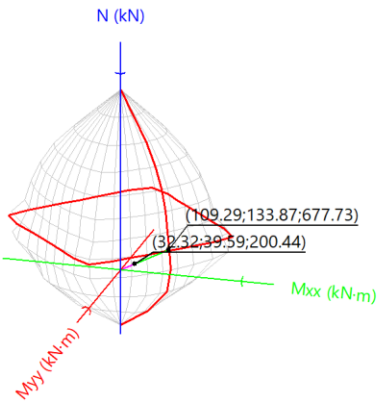
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY".

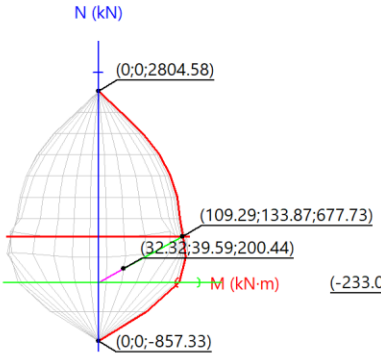
Se debe satisfacer:

h : ***0.296*** ✓

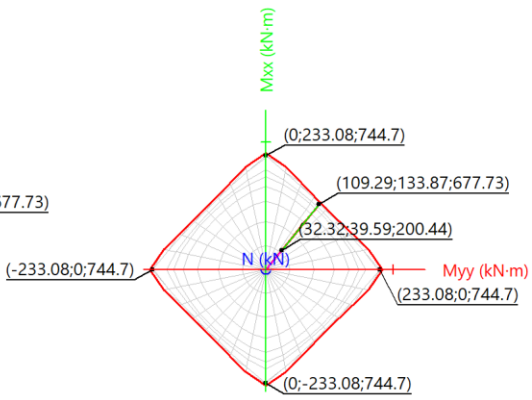
200.44 kN £ 2086.96 kN ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *200.44* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *39.59* kN·m

$M_{u,y}$: *32.32* kN·m

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$f \cdot P_n$** : *677.73* kN

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$f \cdot M_{n,x}$** : *133.87* kN·m

$f \cdot M_{n,y}$: *109.29* kN·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):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$f \cdot P_{n,max}$: *2086.96* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *17.5* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *2304.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *23.12* cm²

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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

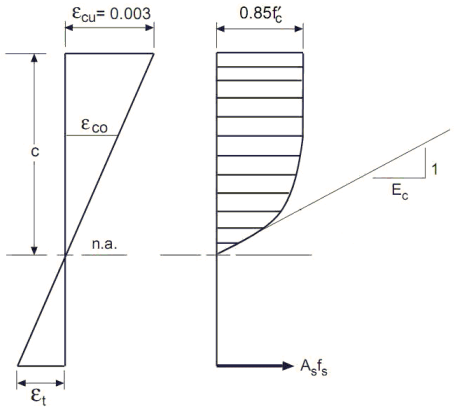
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

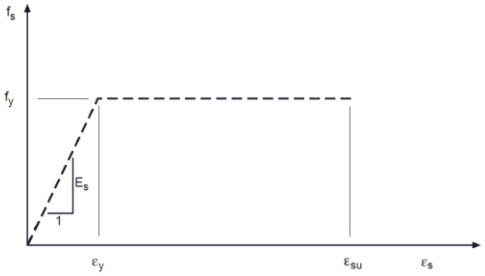


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *17.5* MPa

ecu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ecu** : *0.0030*

ec0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ec0** : *0.0020*

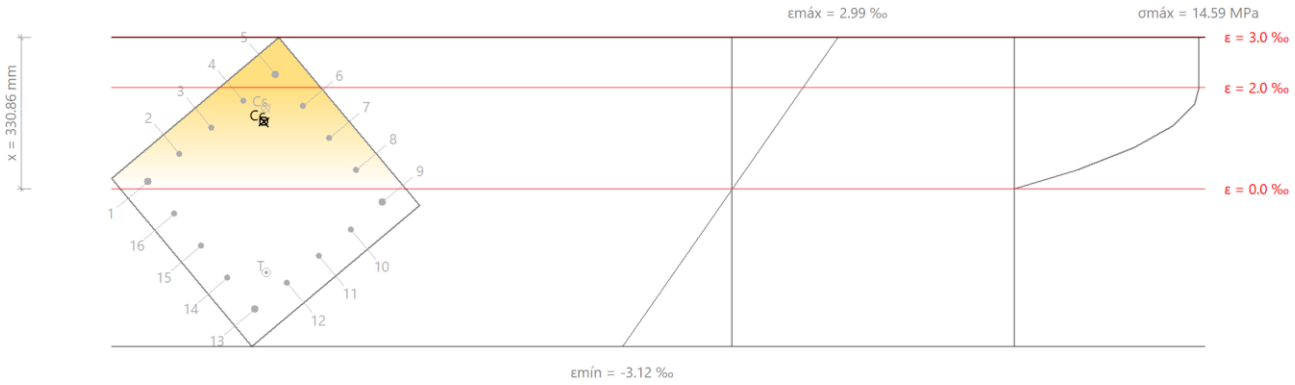
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *412.02* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+27.82	+0.000139
2	#4	-91.27	184.13	+135.81	+0.000679
3	#4	0.00	184.13	+241.61	+0.001208
4	#4	91.27	184.13	+347.40	+0.001737
5	#5	182.54	182.54	+412.02	+0.002255
6	#4	184.13	91.27	+326.60	+0.001633
7	#4	184.13	0.00	+200.37	+0.001002
8	#4	184.13	-91.27	+74.13	+0.000371
9	#5	182.54	-182.54	-53.95	-0.000270
10	#4	91.27	-184.13	-161.94	-0.000810
11	#4	0.00	-184.13	-267.74	-0.001339
12	#4	-91.27	-184.13	-373.53	-0.001867
13	#5	-182.54	-182.54	-412.02	-0.002385
14	#4	-184.13	-91.27	-352.74	-0.001763
15	#4	-184.13	0.00	-226.50	-0.001132
16	#4	-184.13	91.27	-100.26	-0.000501

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1018.61	96.84	119.82
Cs	255.04	119.00	140.05
T	280.08	-111.52	-137.43

P_n : *993.57* kN

$M_{n,x}$: *196.26* kN·m

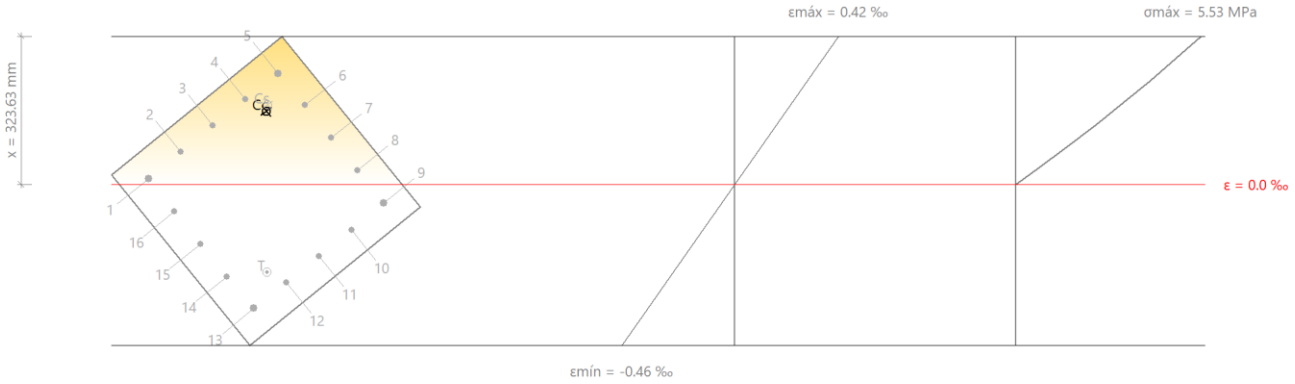
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{n,y}$: *160.22* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : *1018.61*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : *255.04*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : *280.08*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: *96.84*	mm
	$e_{cc,y}$: *119.82*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: *119.00*	mm
	$e_{cs,y}$: *140.05*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: *-111.52*	mm
	$e_{T,y}$: *-137.43*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : *0.0030*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : *0.0024*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : *14.59*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{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	#5	-182.54	182.54	+3.37	+0.000017
2	#4	-91.27	184.13	+18.75	+0.000094
3	#4	0.00	184.13	+33.80	+0.000169
4	#4	91.27	184.13	+48.86	+0.000244
5	#5	182.54	182.54	+63.59	+0.000318
6	#4	184.13	91.27	+45.29	+0.000226
7	#4	184.13	0.00	+26.72	+0.000134
8	#4	184.13	-91.27	+8.16	+0.000041
9	#5	182.54	-182.54	-10.67	-0.000053
10	#4	91.27	-184.13	-26.05	-0.000130
11	#4	0.00	-184.13	-41.11	-0.000206
12	#4	-91.27	-184.13	-56.17	-0.000281

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
13	#5	-182.54	-182.54	-70.90	-0.000354
14	#4	-184.13	-91.27	-52.59	-0.000263
15	#4	-184.13	0.00	-34.03	-0.000170
16	#4	-184.13	91.27	-15.46	-0.000077

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	208.89	110.22	134.64
Cs	36.26	121.19	143.81
T	44.70	-109.73	-139.89

P_u : *200.44* kN

$M_{u,x}$: *39.59* kN·m

$M_{u,y}$: *32.32* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : *208.89* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : *36.26* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. T : *44.70* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cc,x}$: *110.22* mm; $e_{cc,y}$: *134.64* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cs,x}$: *121.19* mm; $e_{cs,y}$: *143.81* mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. $e_{T,x}$: *-109.73* mm; $e_{T,y}$: *-139.89* mm

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. e_{cmax} : *0.0004*

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. e_{smax} : *0.0004*

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. s_{cmax} : *5.53* MPa

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. s_{smax} : *70.90* MPa

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo 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).

480 mm ³ 250 mm ✓

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

2312.00 mm² ³ 2304.00 mm² ✓

Donde:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$A_{st,min}$: *2304.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_g : *230400.00* mm²

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

2312.00 mm² £ 9216.00 mm² ✓

Donde:

$A_{st,max}$: *9216.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_g : *230400.00* mm²

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.5.8).

9.5 mm ³ 9.5 mm ✓

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilineos 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).

195 mm £ 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:

213.54 mm² ³ 146.69 mm² ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. $A_{sh,min}$: *146.69* mm²

A_1 : *146.69* mm²

A_2 : *100.01* mm²

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 : *400*	mm
f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.	f'_c : *17.5*	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 : *230400.00*	mm²

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. **A_{ch}** : *160000.00* mm²

En el eje Y:

213.54 mm² ³ 146.69 mm² ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. **$A_{sh,min}$** : *146.69* mm²

A_1 : *146.69* mm²

A_2 : *100.01* mm²

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** : *400* mm

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. **f'_c** : *17.5* 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** : *230400.00* mm²

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. **A_{ch}** : *160000.00* mm²

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.5.6).

100 mm £ 102 mm ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3, y s_4. **s_{max}** : *102* mm

s_1 : *102* mm

s_2 : *152* mm

s_3 : *160* mm

s_4 : *150* mm

Siendo:

$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **$Ø_{min}$** : *12.7* mm

$Ø_t$: Diámetro de la barra del estribo. **$Ø_t$** : *9.5* mm

c_1: Menor dimensión de la sección transversal de la columna. **c_1** : *480* mm

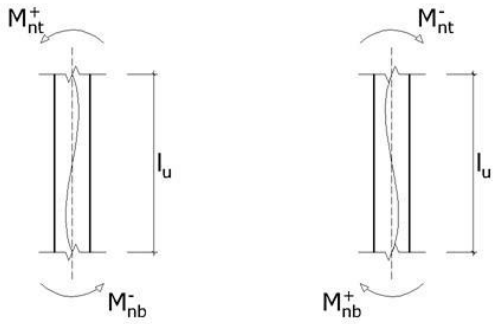
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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 $f \cdot V_n$ 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:

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia. **f** : *0.75*
V_n: Resistencia nominal a cortante.
V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

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·m)	M_{nb}^- (t·m)	M_{nt}^+ (t·m)	M_{nt}^- (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$f \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.66	19.87	19.87	19.60	19.60	14.84	14.84	14.84	35.46	✓ *
Cortante en el eje Y	2.66	19.87	19.87	19.60	19.60	14.84	14.84	14.84	43.02	✓

(*): pésimo

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de W_0.

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia. **f** : *0.75*

W_0: Factor de sobrerresistencia. **W_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 W_0.

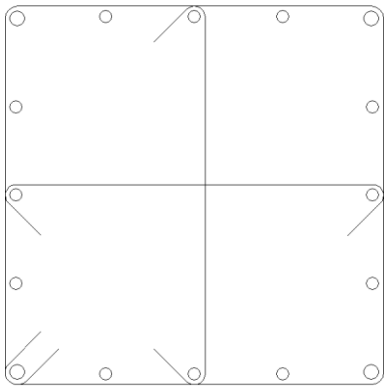
	V_E (t)	$f \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	6.93	35.46	✓ *
Cortante en el eje Y	0.36	43.02	✓

(*): pésimo

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

2. CIMENTACIÓN

Datos del pilar



Geometría	
Dimensiones	: 48x48 cm
Tramo	: -0.638/-0.400 m
Altura libre	: 0.00 m
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
Tamaño máximo de árido	: 15 mm

Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : f'c=175	Plano ZX : 2.66 m
Acero : Grade 60	Plano ZY : 2.66 m

Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4#5	Estribos : 1e#3+X1r#3+Y1r#3
Cara X : 6#4	
Cara Y : 6#4	
Cuantía : 1.00 %	

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)

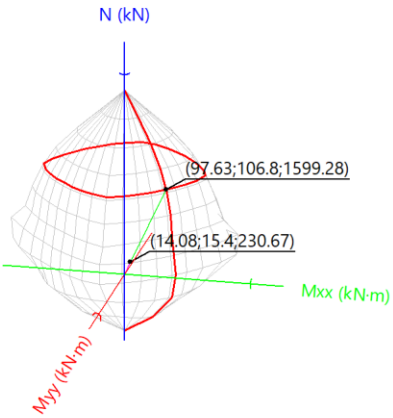
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Se debe satisfacer:

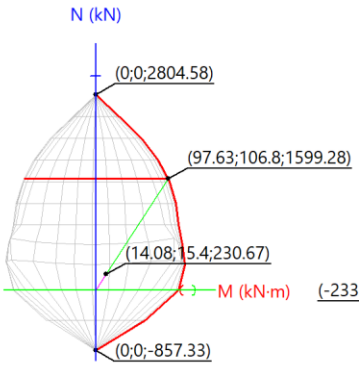
h : ***0.144*** ✓

230.67 kN £ **2086.96 kN** ✓

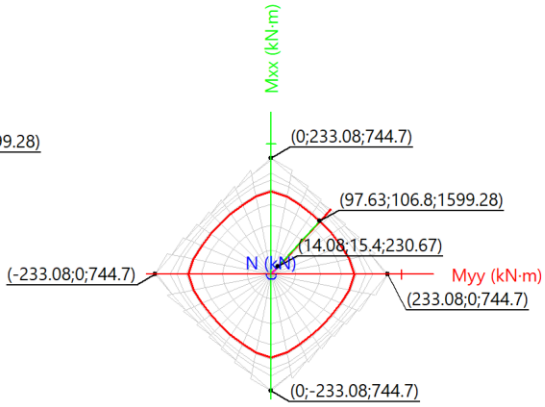
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *230.67* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *15.40* kN·m

$M_{u,y}$: *14.08* kN·m

$f{\cdot}P_n$,$f{\cdot}M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f{\cdot}P_n$: Axil de agotamiento. **$f{\cdot}P_n$** : *1599.28* kN

$f{\cdot}M_n$: Momentos de agotamiento. **$f{\cdot}M_{n,x}$** : *106.80* kN·m

$f{\cdot}M_{n,y}$: *97.63* kN·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):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *13.86* cm

Comprobación de resistencia axial de diseño

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$f \cdot P_{n,max}$: *2086.96* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : *2304.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. A_{st} : *23.12* cm²

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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

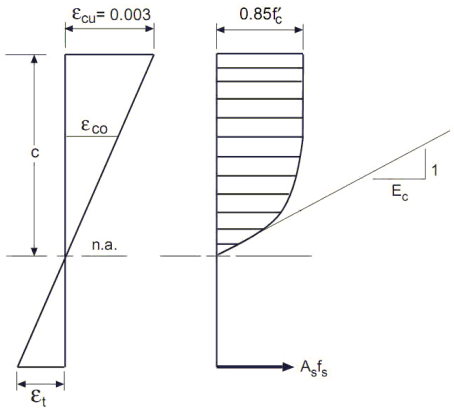
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.



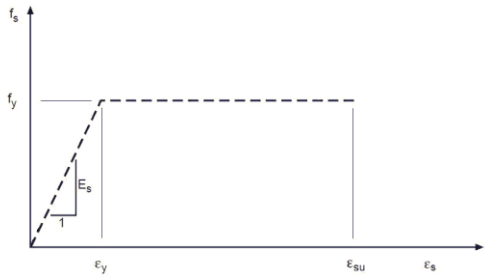
f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *17.5* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

e_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **e_{cu}** : *0.0030*

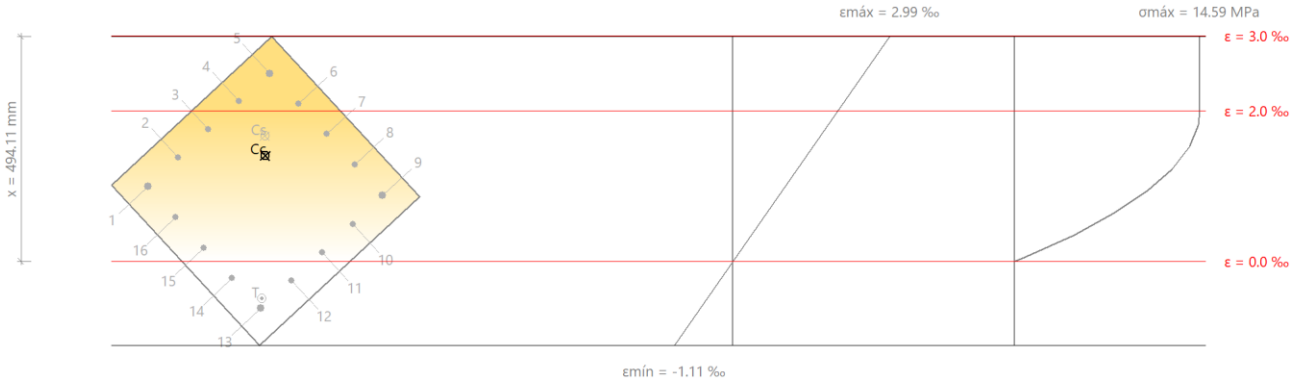
e_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **e_{c0}** : *0.0020*

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)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+199.38	+0.000997
2	#4	-91.27	184.13	+275.69	+0.001378
3	#4	0.00	184.13	+350.58	+0.001753
4	#4	91.27	184.13	+412.02	+0.002127
5	#5	182.54	182.54	+412.02	+0.002494
6	#4	184.13	91.27	+412.02	+0.002096
7	#4	184.13	0.00	+338.34	+0.001691
8	#4	184.13	-91.27	+257.38	+0.001287
9	#5	182.54	-182.54	+175.12	+0.000875
10	#4	91.27	-184.13	+98.81	+0.000494
11	#4	0.00	-184.13	+23.92	+0.000120
12	#4	-91.27	-184.13	-50.98	-0.000255
13	#5	-182.54	-182.54	-124.46	-0.000622

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
14	#4	-184.13	-91.27	-44.80	-0.000224
15	#4	-184.13	0.00	+36.16	+0.000181
16	#4	-184.13	91.27	+117.12	+0.000586

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2047.35	52.46	57.56
Cs	449.85	81.50	89.50
T	36.77	-166.75	-168.73

P_n : *2460.43* kN

$M_{n,x}$: *164.30* kN·m

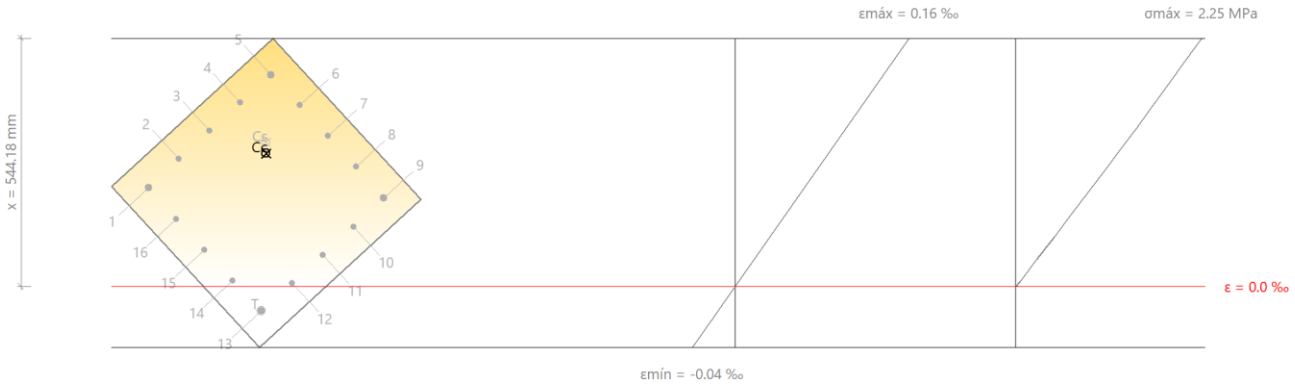
$M_{n,y}$: *150.20* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : *2047.35* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : *449.85* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — T : *36.77* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: *52.46* mm; $e_{cc,y}$: *57.56* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: *81.50* mm; $e_{cs,y}$: *89.50* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: *-166.75* mm; $e_{T,y}$: *-168.73* mm
- **e_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — e_{cmax} : *0.0030*
- **e_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — e_{smax} : *0.0006*
- **s_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — s_{cmax} : *14.59* MPa
- **s_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — s_{smax} : *124.46* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+12.78	+0.000064
2	#4	-91.27	184.13	+16.49	+0.000082
3	#4	0.00	184.13	+20.13	+0.000101
4	#4	91.27	184.13	+23.78	+0.000119
5	#5	182.54	182.54	+27.35	+0.000137
6	#4	184.13	91.27	+23.44	+0.000117
7	#4	184.13	0.00	+19.47	+0.000097
8	#4	184.13	-91.27	+15.49	+0.000077
9	#5	182.54	-182.54	+11.46	+0.000057
10	#4	91.27	-184.13	+7.74	+0.000039
11	#4	0.00	-184.13	+4.10	+0.000020
12	#4	-91.27	-184.13	+0.45	+0.000002
13	#5	-182.54	-182.54	-3.12	-0.000016
14	#4	-184.13	-91.27	+0.79	+0.000004
15	#4	-184.13	0.00	+4.76	+0.000024
16	#4	-184.13	91.27	+8.74	+0.000044

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	202.66	58.38	63.90
Cs	28.63	74.68	81.80
T	0.62	-182.54	-182.54

P_u : *230.67* kN

$M_{u,x}$: *15.40* kN·m

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{u,y}$: *14.08* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : *202.66*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : *28.63*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : *0.62*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: *58.38*	mm
	$e_{cc,y}$: *63.90*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: *74.68*	mm
	$e_{cs,y}$: *81.80*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_T : *-182.54*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : *0.0002*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : *0.0000*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : *2.25*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{smax} : *3.12*	MPa

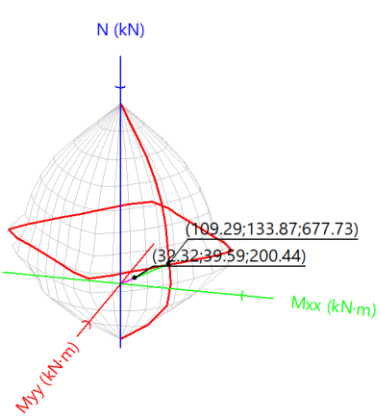
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY.

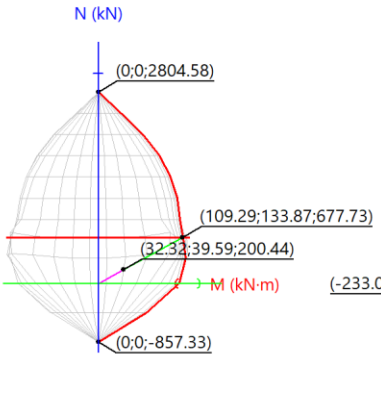
Se debe satisfacer:

h : ***0.296*** ✓

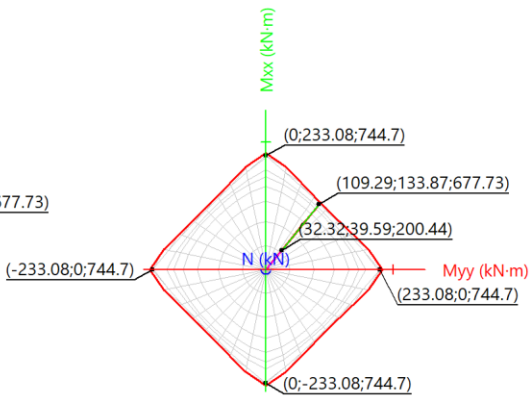
200.44 kN £ 2086.96 kN ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : *200.44* kN

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

$M_{u,x}$: *39.59* kN·m
$M_{u,y}$: *32.32* kN·m

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot P_n$: *677.73* kN

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$f \cdot M_{n,x}$: *133.87* kN·m
$f \cdot M_{n,y}$: *109.29* kN·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):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

kl_u : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

r : *13.86* cm

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

19.2 £ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

kl_u : *2.660* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

r : *13.86* cm

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$f \cdot P_{n,max}$: *2086.96* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

f'_c : *17.5* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón.

A_g : *2304.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

A_{st} : *23.12* cm²

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):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

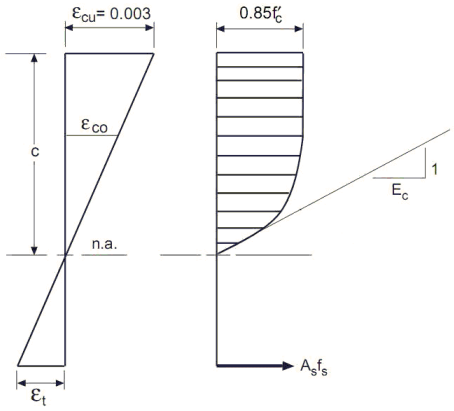
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

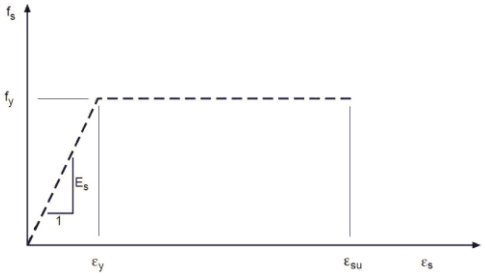


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *17.5* MPa

ecu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ecu** : *0.0030*

ec0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ec0** : *0.0020*

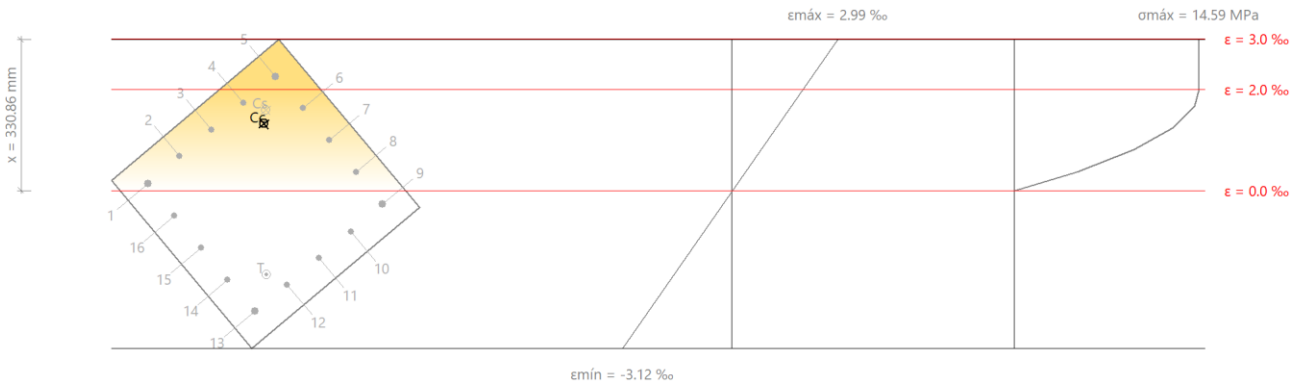
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *412.02* MPa

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

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)	ε
1	#5	-182.54	182.54	+27.82	+0.000139
2	#4	-91.27	184.13	+135.81	+0.000679
3	#4	0.00	184.13	+241.61	+0.001208
4	#4	91.27	184.13	+347.40	+0.001737
5	#5	182.54	182.54	+412.02	+0.002255
6	#4	184.13	91.27	+326.60	+0.001633
7	#4	184.13	0.00	+200.37	+0.001002
8	#4	184.13	-91.27	+74.13	+0.000371
9	#5	182.54	-182.54	-53.95	-0.000270
10	#4	91.27	-184.13	-161.94	-0.000810
11	#4	0.00	-184.13	-267.74	-0.001339
12	#4	-91.27	-184.13	-373.53	-0.001867
13	#5	-182.54	-182.54	-412.02	-0.002385
14	#4	-184.13	-91.27	-352.74	-0.001763
15	#4	-184.13	0.00	-226.50	-0.001132
16	#4	-184.13	91.27	-100.26	-0.000501

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1018.61	96.84	119.82
Cs	255.04	119.00	140.05
T	280.08	-111.52	-137.43

P_n : *993.57* kN

$M_{n,x}$: *196.26* kN·m

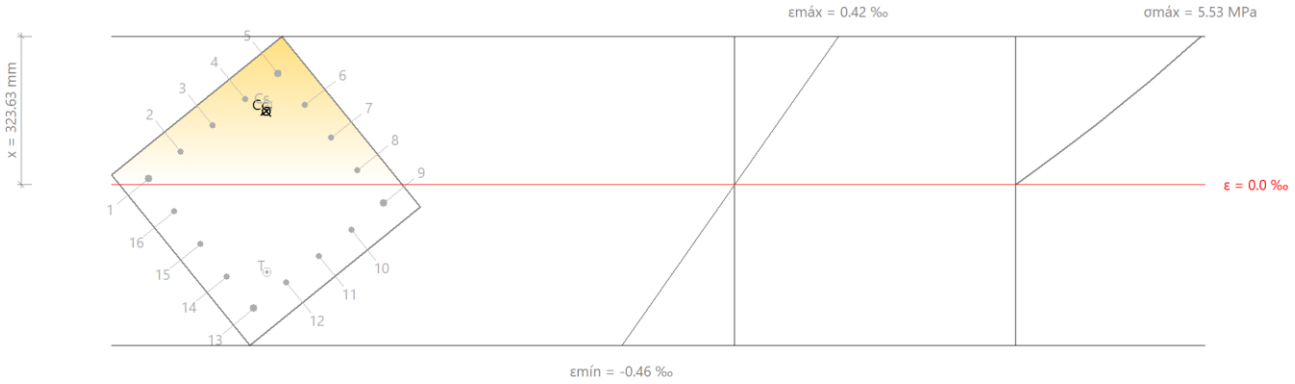
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

$M_{n,y}$: *160.22* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : *1018.61*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : *255.04*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T : *280.08*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: *96.84*	mm
	$e_{cc,y}$: *119.82*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: *119.00*	mm
	$e_{cs,y}$: *140.05*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: *-111.52*	mm
	$e_{T,y}$: *-137.43*	mm
e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} : *0.0030*	
e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} : *0.0024*	
s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	s_{cmax} : *14.59*	MPa
s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	s_{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	#5	-182.54	182.54	+3.37	+0.000017
2	#4	-91.27	184.13	+18.75	+0.000094
3	#4	0.00	184.13	+33.80	+0.000169
4	#4	91.27	184.13	+48.86	+0.000244
5	#5	182.54	182.54	+63.59	+0.000318
6	#4	184.13	91.27	+45.29	+0.000226
7	#4	184.13	0.00	+26.72	+0.000134
8	#4	184.13	-91.27	+8.16	+0.000041
9	#5	182.54	-182.54	-10.67	-0.000053
10	#4	91.27	-184.13	-26.05	-0.000130
11	#4	0.00	-184.13	-41.11	-0.000206
12	#4	-91.27	-184.13	-56.17	-0.000281

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
13	#5	-182.54	-182.54	-70.90	-0.000354
14	#4	-184.13	-91.27	-52.59	-0.000263
15	#4	-184.13	0.00	-34.03	-0.000170
16	#4	-184.13	91.27	-15.46	-0.000077

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	208.89	110.22	134.64
Cs	36.26	121.19	143.81
T	44.70	-109.73	-139.89

P_u : *200.44* kN

$M_{u,x}$: *39.59* kN·m

$M_{u,y}$: *32.32* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *208.89* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *36.26* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *44.70* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cc,x}$** : *110.22* mm; **$e_{cc,y}$** : *134.64* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *121.19* mm; **$e_{cs,y}$** : *143.81* mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{T,x}$** : *-109.73* mm; **$e_{T,y}$** : *-139.89* mm

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **e_{cmax}** : *0.0004*

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. **e_{smax}** : *0.0004*

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **s_{cmax}** : *5.53* MPa

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. **s_{smax}** : *70.90* MPa

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

La comprobación no procede

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Los esfuerzos obtenidos para cada columna se observan a continuación.

1.1. A1

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	63.8	44.5	Cumple	Cumple	63.8	G, Q, S[3]	Q S.	64.1	-3.6	16.3	-22.5	-3.9	Cumple
										G, Q[4]	N,M	79.8	-6.8	16.9	-11.3	5.9	
		1.76 m	Cumple	Cumple	65.8	49.7	Cumple	Cumple	65.8	G, Q, S[3]	Q S.	71.2	1.7	-19.7	-22.5	-3.9	Cumple
										G, Q, S[3]	N,M S.	71.4	8.0	-18.6	-20.9	5.4	
		0.1 m	Cumple	Cumple	65.8	49.7	Cumple	Cumple	65.8	G, Q, S[3]	Q S.	71.2	1.7	-19.7	-22.5	-3.9	Cumple
										G, Q, S[3]	N,M S.	71.4	8.0	-18.6	-20.9	5.4	
		Pie	Cumple	Cumple	65.8	49.7	Cumple	Cumple	65.8	G, Q, S[3]	Q S.	71.2	1.7	-19.7	-22.5	-3.9	Cumple
										G, Q, S[3]	N,M S.	71.4	8.0	-18.6	-20.9	5.4	
Cimentación	30x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	49.7	N.P.[1]	Cumple	49.7	G, Q, S[3]	N,M S.	71.4	8.0	-18.6	-20.9	5.4	Cumple

Notas:
[1] *La comprobación no procede*
[2] *La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.*
[3] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY*
[4] *1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa*

1.2. A2

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	30x37	Cabeza	Cumple	Cumple	29.6	45.2	Cumple	Cumple	45.2	G, Q, S[3]	Q S.	229.9	25.0	5.8	-9.5	-29.8	Cumple
										G, Q[4]	N,M	297.6	26.8	-7.7	0.0	-14.3	
		1.76 m	Cumple	Cumple	29.6	45.2	Cumple	Cumple	45.2	G, Q, S[3]	Q S.	229.9	25.0	5.8	-9.5	-29.8	Cumple
										G, Q[4]	N,M	297.6	26.8	-7.7	0.0	-14.3	
		0.1 m	Cumple	Cumple	29.6	45.2	Cumple	Cumple	45.2	G, Q, S[3]	Q S.	229.9	25.0	5.8	-9.5	-29.8	Cumple
										G, Q[4]	N,M	297.6	26.8	-7.7	0.0	-14.3	
		Pie	Cumple	Cumple	29.3	38.0	Cumple	Cumple	38.0	G, Q, S[3]	Q S.	238.6	-23.3	-6.1	-9.5	-29.8	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
										G, Q, S[5]	N,M S.	240.5	-15.5	-13.2	-20.4	-19.1	
Cimentación	30x37	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	38.0	N.P.[1]	Cumple	38.0	G, Q, S[5]	N,M S.	240.5	-15.5	-13.2	-20.4	-19.1	Cumple

Notas:
[1] *La comprobación no procede*
[2] *La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.*
[3] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY*
[4] *1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa*
[5] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY*

1.3. A3

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	48x48	Cabeza	Cumple	Cumple	41.6	17.6	Cumple	Cumple	41.6	G, Q, S[3]	Q S.	181.3	21.0	-18.6	64.0	-36.1	Cumple
										G, Q[4]	N,M	212.6	21.0	-19.2	12.5	-2.1	
		1.76 m	Cumple	Cumple	66.8	29.4	Cumple	Cumple	66.8	G, Q, S[3]	Q S.	200.7	6.8	56.8	69.6	-8.4	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	200.4	39.6	32.3	37.6	29.8	
		0.1 m	Cumple	Cumple	66.8	29.4	Cumple	Cumple	66.8	G, Q, S[3]	Q S.	200.7	6.8	56.8	69.6	-8.4	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	200.4	39.6	32.3	37.6	29.8	
		Pie	Cumple	Cumple	66.8	29.4	Cumple	Cumple	66.8	G, Q, S[3]	Q S.	200.7	6.8	56.8	69.6	-8.4	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	200.4	39.6	32.3	37.6	29.8	
Cimentación	48x48	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	29.4	N.P.[1]	Cumple	29.4	G, Q, S[5]	N,M S.	200.4	39.6	32.3	37.6	29.8	Cumple

Notas:
[1] *La comprobación no procede*
[2] *La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.*
[3] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SX+0.3·SY*
[4] *1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa*
[5] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY*

1.4. B1

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	47.6	16.7	Cumple	Cumple	47.6	G, S[3]	Q S.	45.9	-6.1	-1.1	4.4	18.3	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	69.8	-6.7	-1.7	4.2	19.1	
		1.76 m	Cumple	Cumple	52.1	33.8	Cumple	Cumple	52.1	G, S[5]	Q S.	67.6	14.3	2.8	4.2	18.8	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	76.8	14.8	2.8	4.2	19.1	
		0.1 m	Cumple	Cumple	52.1	33.8	Cumple	Cumple	52.1	G, S[5]	Q S.	67.6	14.3	2.8	4.2	18.8	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
										G, Q, S[4]	N,M S.	76.8	14.8	2.8	4.2	19.1	
		Pie	Cumple	Cumple	52.1	33.8	Cumple	Cumple	52.1	G, S[5]	Q S.	67.6	14.3	2.8	4.2	18.8	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	76.8	14.8	2.8	4.2	19.1	
Cimentación	30x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	33.8	N.P.[1]	Cumple	33.8	G, Q, S[4]	N,M S.	76.8	14.8	2.8	4.2	19.1	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX+SY
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.3·SX+SY

1.5. B2

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	29.2	27.7	Cumple	Cumple	29.2	G, S[3]	Q S.	104.7	-9.3	2.6	3.0	18.6	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	123.6	-9.5	5.0	-5.6	17.7	
		1.76 m	Cumple	Cumple	49.1	40.6	Cumple	Cumple	49.1	G, Q, S[5]	Q S.	131.2	17.0	3.3	2.7	19.0	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	130.6	16.2	-4.8	-5.6	17.7	
		0.1 m	Cumple	Cumple	49.1	40.6	Cumple	Cumple	49.1	G, Q, S[5]	Q S.	131.2	17.0	3.3	2.7	19.0	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	130.6	16.2	-4.8	-5.6	17.7	
		Pie	Cumple	Cumple	49.1	40.6	Cumple	Cumple	49.1	G, Q, S[5]	Q S.	131.2	17.0	3.3	2.7	19.0	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	130.6	16.2	-4.8	-5.6	17.7	
Cimentación	30x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	40.6	N.P.[1]	Cumple	40.6	G, Q, S[4]	N,M S.	130.6	16.2	-4.8	-5.6	17.7	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.3·SX+SY
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY

1.6. B3

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	32x32	Cabeza	Cumple	Cumple	25.6	22.1	Cumple	Cumple	25.6	G, S[3]	Q S.	94.7	-6.4	-3.3	0.4	21.7	Cumple
										G, Q[4]	N,M	178.8	-4.6	-7.6	5.1	3.2	
		1.76 m	Cumple	Cumple	45.9	34.9	Cumple	Cumple	45.9	G, S[5]	Q S.	134.1	18.3	3.4	1.3	22.4	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
										G, Q, S[6]	N,M S.	148.6	14.3	10.5	12.1	15.2	
		0.1 m	Cumple	Cumple	45.9	34.9	Cumple	Cumple	45.9	G, S[5]	Q S.	134.1	18.3	3.4	1.3	22.4	Cumple
										G, Q, S[6]	N,M S.	148.6	14.3	10.5	12.1	15.2	
		Pie	Cumple	Cumple	45.9	34.9	Cumple	Cumple	45.9	G, S[5]	Q S.	134.1	18.3	3.4	1.3	22.4	Cumple
										G, Q, S[6]	N,M S.	148.6	14.3	10.5	12.1	15.2	
Cimentación	32x32	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	34.9	N.P.[1]	Cumple	34.9	G, Q, S[6]	N,M S.	148.6	14.3	10.5	12.1	15.2	Cumple

Notas:
[1] *La comprobación no procede*
[2] *La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.*
[3] *0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX+SY*
[4] *1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa*
[5] *1.2·PP+1.2·CM+0.3·SX+SY*
[6] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY*

1.7. B4

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	40.2	15.5	Cumple	Cumple	40.2	G, S[3]	Q S.	36.4	6.8	0.9	1.4	-15.6	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	37.9	5.4	2.8	-6.3	-9.8	
		1.76 m	Cumple	Cumple	43.4	30.9	Cumple	Cumple	43.4	G, S[5]	Q S.	35.7	9.6	-5.8	-9.1	12.8	Cumple
										G, Q, S[6]	N,M S.	49.7	10.4	-6.2	-9.5	12.8	
		0.1 m	Cumple	Cumple	43.4	30.9	Cumple	Cumple	43.4	G, S[5]	Q S.	35.7	9.6	-5.8	-9.1	12.8	Cumple
										G, Q, S[6]	N,M S.	49.7	10.4	-6.2	-9.5	12.8	
		Pie	Cumple	Cumple	43.4	30.9	Cumple	Cumple	43.4	G, S[5]	Q S.	35.7	9.6	-5.8	-9.1	12.8	Cumple
										G, Q, S[6]	N,M S.	49.7	10.4	-6.2	-9.5	12.8	
Cimentación	30x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	30.9	N.P.[1]	Cumple	30.9	G, Q, S[6]	N,M S.	49.7	10.4	-6.2	-9.5	12.8	Cumple

Notas:
[1] *La comprobación no procede*
[2] *La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.*
[3] *1.2·PP+1.2·CM-0.3·SX-SY*
[4] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY*
[5] *0.9·PP+0.9·CM-SX-0.3·SY*
[6] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY*

1.8. B4'

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	56.7	26.9	Cumple	Cumple	56.7	G, Q, S[3]	Q S.,N,M S.	12.8	-8.3	-5.8	4.0	19.7	Cumple
		1.76 m	Cumple	Cumple	61.0	44.7	Cumple	Cumple	61.0	G, Q, S[3]	Q S.,N,M S.	19.8	17.5	4.9	4.0	19.7	Cumple
		0.1 m	Cumple	Cumple	61.0	44.7	Cumple	Cumple	61.0	G, Q, S[3]	Q S.,N,M S.	19.8	17.5	4.9	4.0	19.7	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	61.0	44.7	Cumple	Cumple	61.0	G, Q, S[3]	Q S.,N,M S.	19.8	17.5	4.9	4.0	19.7	Cumple
Cimentación	30x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	44.7	N.P.[1]	Cumple	44.7	G, Q, S[3]	N,M S.	19.8	17.5	4.9	4.0	19.7	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY

1.9. C1

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	45x45	Cabeza	Cumple	Cumple	55.6	15.2	Cumple	Cumple	55.6	G, Q, S[3]	Q S.	46.4	14.2	16.0	-18.8	-46.2	Cumple
										G, Q[4]	N,M	53.9	11.3	19.2	-11.2	-0.4	
		1.76 m	Cumple	Cumple	57.5	28.2	Cumple	Cumple	57.5	G, S[5]	Q S.,N,M S.	48.9	44.0	2.0	3.1	47.2	Cumple
		0.1 m	Cumple	Cumple	57.5	28.2	Cumple	Cumple	57.5	G, S[5]	Q S.,N,M S.	48.9	44.0	2.0	3.1	47.2	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	57.5	28.2	Cumple	Cumple	57.5	G, S[5]	Q S.,N,M S.	48.9	44.0	2.0	3.1	47.2	Cumple
Cimentación	45x45	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	28.2	N.P.[1]	Cumple	28.2	G, S[5]	N,M S.	48.9	44.0	2.0	3.1	47.2	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY
[4] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.3·SX+SY

1.10. C2

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	38.7	27.7	Cumple	Cumple	38.7	G, Q, S[3]	Q S.	57.5	10.2	-4.2	4.0	-14.8	Cumple
										G, Q[4]	N,M	69.9	9.8	-4.8	3.5	-4.9	
		1.76 m	Cumple	Cumple	38.7	27.7	Cumple	Cumple	38.7	G, Q, S[3]	Q S.	57.5	10.2	-4.2	4.0	-14.8	Cumple
										G, Q[4]	N,M	69.9	9.8	-4.8	3.5	-4.9	
		0.1 m	Cumple	Cumple	38.7	27.7	Cumple	Cumple	38.7	G, Q, S[3]	Q S.	57.5	10.2	-4.2	4.0	-14.8	Cumple
										G, Q[4]	N,M	69.9	9.8	-4.8	3.5	-4.9	
		Pie	Cumple	Cumple	38.7	27.5	Cumple	Cumple	38.7	G, Q, S[3]	Q S.,N,M S.	64.5	-9.9	4.7	4.0	-14.8	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
Cimentación	30x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	27.5	N.P.[1]	Cumple	27.5	G, Q, S[3]	N,M S.	64.5	-9.9	4.7	4.0	-14.8	Cumple

Notas:
[1] *La comprobación no procede*
[2] *La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.*
[3] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY*
[4] *1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa*

1.11. C2'

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	26x34	Cabeza	Cumple	Cumple	17.8	16.7	Cumple	Cumple	17.8	G, Q, S[3]	Q S.	69.6	5.6	1.7	-0.3	-11.0	Cumple
										G, Q[4]	N,M	87.2	6.1	2.6	-1.5	-1.9	
		1.76 m	Cumple	Cumple	23.1	19.3	Cumple	Cumple	23.1	G, S[5]	Q S.	51.1	8.5	-1.2	-1.4	8.9	Cumple
										G, Q, S[6]	N,M S.	76.3	8.8	-1.8	-1.8	8.4	
		0.1 m	Cumple	Cumple	23.1	19.3	Cumple	Cumple	23.1	G, S[5]	Q S.	51.1	8.5	-1.2	-1.4	8.9	Cumple
										G, Q, S[6]	N,M S.	76.3	8.8	-1.8	-1.8	8.4	
		Pie	Cumple	Cumple	23.1	19.3	Cumple	Cumple	23.1	G, S[5]	Q S.	51.1	8.5	-1.2	-1.4	8.9	Cumple
										G, Q, S[6]	N,M S.	76.3	8.8	-1.8	-1.8	8.4	
Cimentación	26x34	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	19.3	N.P.[1]	Cumple	19.3	G, Q, S[6]	N,M S.	76.3	8.8	-1.8	-1.8	8.4	Cumple

Notas:
[1] *La comprobación no procede*
[2] *La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.*
[3] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY*
[4] *1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa*
[5] *0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX+SY*
[6] *1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY*

1.12. C3

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	30x30	Cabeza	Cumple	Cumple	23.8	20.7	Cumple	Cumple	23.8	G, Q, S[3]	Q S.,N,M S.	83.9	8.1	-2.4	2.2	-14.8	Cumple
		1.76 m	Cumple	Cumple	36.6	23.1	Cumple	Cumple	36.6	G, S[4]	Q S.	61.9	-8.4	2.0	1.6	-14.2	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	87.0	6.8	5.6	6.3	8.2	
		0.1 m	Cumple	Cumple	36.6	23.1	Cumple	Cumple	36.6	G, S[4]	Q S.	61.9	-8.4	2.0	1.6	-14.2	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	87.0	6.8	5.6	6.3	8.2	
		Pie	Cumple	Cumple	36.6	23.1	Cumple	Cumple	36.6	G, S[4]	Q S.	61.9	-8.4	2.0	1.6	-14.2	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	87.0	6.8	5.6	6.3	8.2	

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
Cimentación	30x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	23.1	N.P.[1]	Cumple	23.1	G, Q, S[5]	N,M S.	87.0	6.8	5.6	6.3	8.2	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY
[4] 0.9·PP+0.9·CM-0.3·SX-SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY

1.13. C4

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N, M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+2.66 (-0.4 - 2.66 m)	32x32	Cabeza	Cumple	Cumple	39.1	7.8	Cumple	Cumple	39.1	G, Q, S[3]	Q S.	11.9	-3.7	-0.7	0.8	19.1	Cumple
										G, S[4]	N,M S.	17.0	2.9	-2.7	8.6	-10.4	
		1.76 m	Cumple	Cumple	43.3	30.8	Cumple	Cumple	43.3	G, Q, S[3]	Q S.	19.9	16.9	1.6	0.8	19.1	Cumple
										G, Q, S[3]	N,M S.	19.9	16.9	1.6	0.8	19.1	
		0.1 m	Cumple	Cumple	43.3	30.8	Cumple	Cumple	43.3	G, Q, S[3]	Q S.	19.9	16.9	1.6	0.8	19.1	Cumple
										G, Q, S[3]	N,M S.	19.9	16.9	1.6	0.8	19.1	
		Pie	Cumple	Cumple	43.3	30.8	Cumple	Cumple	43.3	G, Q, S[3]	Q S.	19.9	16.9	1.6	0.8	19.1	Cumple
										G, Q, S[3]	N,M S.	19.9	16.9	1.6	0.8	19.1	
Cimentación	32x32	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	30.8	N.P.[1]	Cumple	30.8	G, Q, S[3]	N,M S.	19.9	16.9	1.6	0.8	19.1	Cumple

19 VERIFICACIÓN DE LA CIMENTACIÓN

19.1 DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN

CALCULO DE ZAPATAS EN CYPECAD

ZAPATAS AISLADAS

CYPECAD efectúa el cálculo de zapatas de Concreto armado, y en masa Siendo el tipo de zapatas a resolver los siguientes:

• Zapatas de altura constante

• Zapatas de altura variable o piramidales

En planta se clasifican en:

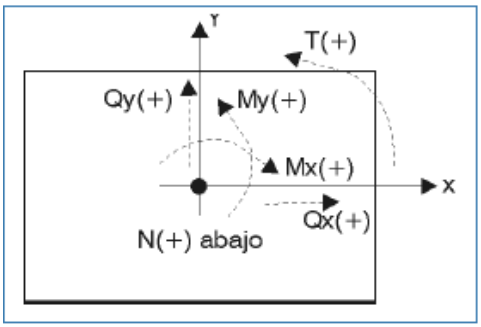
• Cuadradas

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

• Rectangulares centradas
• Rectangulares excéntricas (caso particular: medianeras y de esquina)
Cada zapata puede cimentar un número ilimitado de soportes (pilares, pantallas y muros) en cualquier posición.

Las cargas transmitidas por los soportes se transportan al centro de la zapata obteniendo su resultante. Los esfuerzos transmitidos pueden ser:

N: axial
Mx: momento x
My: momento y
Qx: cortante x
Qy: cortante y
T: torsor



Convención de cargas sobre los apoyos

Las hipó tesis consideradas pueden ser: Peso propio, Carga viva, Viento, Granizo y Sismo.

Los estados a comprobar son:

• Tensiones sobre el terreno capacidad del terreno

• Equilibrio

• Concreto (flexión y cortante)

Se puede realizar un dimensionado a partir de las dimensiones por defecto definidas en las opciones del programa, o de unas dimensiones dadas.

También se puede simplemente obtener el armado a partir de una geometría determinada.

La comprobación consiste en verificar los aspectos normativos de la geometría y armado de una zapata.

1.1. Tensiones sobre el terreno

Se supone una ley u diagrama de deformación plana para la zapata, por lo que se obtendrán, en función de los esfuerzos, unas leyes u diagramas de tensiones sobre el terreno de forma trapezoidal.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

No se admiten tracciones, por lo que, cuando la resultante se salga del núcleo central, aparecerán zonas sin tensión.

La resultante debe quedar dentro de la zapata, pues si no es así no habría equilibrio. Se considera el peso propio de la zapata.

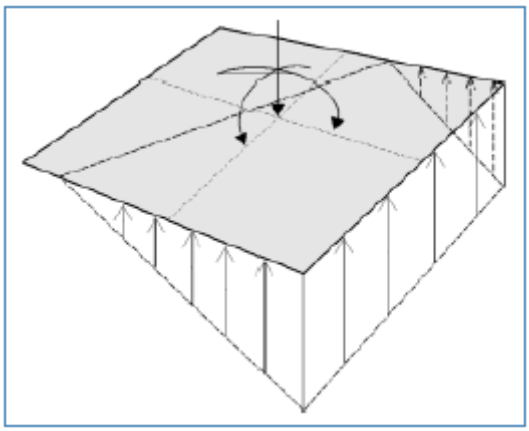


Diagrama de tensión u esfuerzos sobre la zapata

Se comprueba que:

• La tensión media u el esfuerzo medio no supere la capacidad del terreno.

• La tensión máxima u el esfuerzo máximo en borde no supere a la del terreno definida para cada situación incrementada en el tanto por ciento (%) indicado para las combinaciones.

1.2. Estados de equilibrio

Aplicando las combinaciones de estado límite correspondientes, se comprueba que la resultante queda dentro de la zapata.

El exceso respecto al coeficiente de seguridad se expresa mediante el concepto % de reserva de seguridad:

$$\left(\frac{0.5 \cdot \text{ancho zapata}}{\text{excentricidad resultante}} - 1\right) \cdot 100$$

Si es cero, el equilibrio es el estricto, y si es grande indica que se encuentra muy del lado de la seguridad respecto al equilibrio.

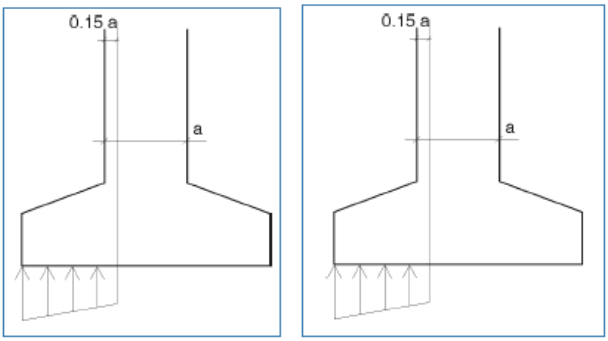
1.3. Estados de Concreto

Se debe verificar la flexión de la zapata y las tensiones u esfuerzos tangenciales.

1.3.1. Momentos flectores

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

En el caso de columna única, se comprueba con la sección de referencia situada a 0.15 la dimensión de la columna hacia su interior.



Sección critica a cortante para el programa

Si hay varios soportes, se hace un barrido calculando momentos en muchas secciones a lo largo de toda la zapata.

Se efectúa en ambas direcciones x e y, con columna metálicas y placa de anclaje, en el punto medio entre borde de placa y perfil.

1.3.2. Cortantes

La sección de referencia se sitúa a una altura útil de los bordes del soporte. Si hay varios podrían solaparse las secciones por proximidad, emitiéndose un aviso.

1.3.3. Anclaje de las armaduras

Se comprueba el anclaje en sus extremos de las armaduras, colocando las patillas correspondientes en su caso, y según su posición.

1.3.4. Alturas mínimas

Se comprueba la altura mínima que especifique el reglamento

1.3.5. Separación de armaduras

Se comprueba las separaciones mínimas entre armadura de la norma, que en caso de dimensionamiento se toma un mínimo práctico de 10 cm.

1.3.6. Cuantías mínimas y máximas

Se comprueba el cumplimiento de las cuantías mínimas, mecánicas y geométricas que especifique el reglamento

1.3.7. Diámetros mínimos

Se comprueba que los diámetros sean al menos los mínimos indicados en el reglamento

1.3.8. Dimensionamiento

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

El dimensionamiento a flexión obliga a disponer alturas de las zapatas para que no sea necesaria armadura de compresión.

El dimensionamiento a cortante, igualmente, para no tener que colocar refuerzo transversal.

1.3.9. Comprobación a compresión oblicua

Se realiza en el borde de apoyo, no permitiendo superar la tensión en el Concreto por rotura a compresión oblicua.

Dependiendo del tipo de soporte, se pondera el axial del soporte por:

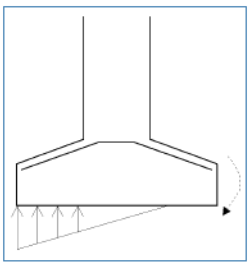
- Soportes interiores: 1.15
- Soportes medianeros: 1.4
- Soporte esquina: 1.5

Para tener en cuenta el efecto de la excentricidad de las cargas.

Se dimensionan zapatas rígidas siempre, aunque en comprobación solamente se avisa de su no cumplimiento en su caso (vuelo/altura ≤ 2).

En dimensionamiento de zapatas de varios soportes, se limita la esbeltez a 8, siendo la esbeltez la relación entre la luz entre soportes divido por la altura de la zapata.

Cuando la ley de tensiones u esfuerzos no ocupe toda la zapata, pueden aparecer tracciones en la cara superior por el peso de la zapata en voladizo, colocándose una armadura superior si fuese necesario.



Refuerzo superior debido a posibles tracciones en la cara superior

2. VIGAS CENTRADORAS U DE CONTRAPESO

El programa calcula vigas centradoras u de contrapeso de concreto armado entre cimentaciones.

Las vigas centradoras se utilizan para el centrado de zapatas y Encepado o dados. Existen dos tipos:

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Momentos negativos:  As > Ai	Momentos positivos:  armado simétrico

Los esfuerzos sobre las vigas centradoras o de contrapeso son:

• Momentos y cortantes necesarios para su efecto de centrado.

• No admite cargas sobre ella, ni se considera su peso propio. Se supone que las transmiten al terreno sin sufrir esfuerzos.

• Cuando a una zapata o Encepado o dado llegan varias vigas centradoras, el esfuerzo que recibe cada una de ellas es proporcional a su rigidez.

• Pueden recibir esfuerzos sólo por un extremo o por ambos.

Si su longitud es menor de 25 cm, se emite un aviso de viga corta.

Se realizan las siguientes comprobaciones:

• Diámetro mínimo de la armadura longitudinal

• Diámetro mínimo de la armadura transversal

• Cuantía geométrica mínima de tracción

• Cuantía mecánica mínima (se acepta reducción)

• Cuantía máxima de armadura longitudinal

• Separación mínima entre armaduras longitudinales

• Separación mínima entre cercos

• Separación máxima de la armadura longitudinal

• Separación máxima de cercos

• Ancho mínimo de vigas (≥ 1/20 luz)

• Altura mínima de vigas (≥ 1/12 luz)

• Comprobación a fisuración (0.3 mm)

• Longitud anclaje armadura superior

• Longitud anclaje armadura de piel

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

• Longitud anclaje armadura inferior

• Comprobación a flexión (no tener armadura de compresión)

• Comprobación a cortante (Concreto + estribos resisten el cortante)

Se admite una cierta tolerancia en el ángulo de desvío de la viga centradora u de contrapeso cuando entra por el borde de la zapata (15º).

Para todas las comprobaciones y dimensionado se utilizan las combinaciones de vigas centradoras u de contrapeso como elemento de Concreto armado, excepto para fisuración que se utilizan las de tensiones u esfuerzos sobre el terreno.

3. VIGAS DE ATADO O DE AMARRE

El programa calcula vigas centradoras o de amare de Concreto armado entre cimentaciones.

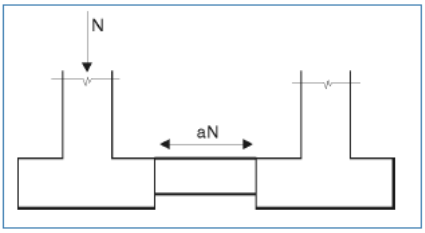


Diagrama de cargas para la viga de amarre

Las vigas de atado o de amarre sirven para arriostrar las zapatas, absorbiendo los esfuerzos horizontales por la acción del sismo.

A partir del axial máximo, se multiplica por la aceleración sísmica de cálculo 'a' (no menor que 0.05), y estos esfuerzos se consideran de tracción y compresión (a · N)

De forma opcional se dimensionan a flexión para una carga uniforme p (1 T/ml ó 10 kN/ml) producida por la compactación de las tierras y solera superior. Se dimensionan para un momento pl2/12 positivo y negativo y un cortante pl/2, siendo l la luz de la viga.

Para el dimensionado se utilizan las combinaciones llamadas de Vigas centradoras o de ocntrapeso como elemento de Concreto armado.

Se hacen las siguientes comprobaciones:

• Diámetro mínimo de la armadura longitudinal

• Diámetro mínimo de la armadura transversal

• Cuantía geométrica mínima de la armadura de tracción (si se ha activado la carga de compactación)

• Cuantía geométrica mínima de la armadura de compresión (si se ha activado la carga de compactación)

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

- Armadura mecánica mínima
- Separación mínima entre armaduras longitudinales
- Separación máxima entre armaduras longitudinales
- Separación mínima entre cercos
- Separación máxima entre cercos
- Ancho mínimo de vigas (1/20 luz)
- Altura mínimo de vigas (1/12 luz)
- Fisuración (0.3 mm, no considerando el sismo)
- Longitud de anclaje armadura superior
- Longitud de anclaje armadura piel
- Longitud de anclaje armadura inferior
- Comprobación a cortante (sólo con carga de compactación)
- Comprobación a flexión (sólo con carga de compactación)
- Comprobación a axial

19.2 COMPROBACIÓN DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

Referencia: A1 Dimensiones: 35 x 90 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/27 Yi:Ø1/2"c/26		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 1.024 MPa	No cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211 MPa Calculado: 2.822 MPa	No cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 12.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 206.1 %	Cumple
Flexión en la zapata:		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: A1
Dimensiones: 35 x 90 x 40
Armados: Xi:Ø1/2"c/27 Yi:Ø1/2"c/26

Comprobación	Valores	Estado
- En dirección X:	Momento: 0.00 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 5.57 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 5150.2 kN/m²	
Criterio de CYPE	Calculado: 173.9 kN/m²	Cumple
Canto mínimo:	Mínimo: 21 cm	
Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)	Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 20 cm	
- A1:	Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima:		
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0018	
Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)	Calculado: 0.0009	No cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior:	Mínimo: 10 mm	
Criterio de CYPE	Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras:		
Criterio de CYPE	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 26 cm	Cumple
Separación mínima entre barras:		
Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 26 cm	Cumple
Longitud de anclaje:		
Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 30 cm	
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 0 cm	No cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 0 cm	No cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 48 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 48 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: A1 Dimensiones: 35 x 90 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/27 Yi:Ø1/2"c/26		
Comprobación	Valores	Estado
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento - Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.00 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.70 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 0.00 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 0.00 kN		
Referencia: A2 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.105163 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211209 MPa Calculado: 0.130669 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 27934.2 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 1026.2 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 23.53 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 11.91 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 34.43 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 495.4 kN/m²	Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: A2 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - A2:	Mínimo: 20 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	No cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	No cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 10 mm Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 37 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: A2 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento - Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.50 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.16 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 198.06 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 0.00 kN		
Referencia: A3 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.101926 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211209 MPa Calculado: 0.131945 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 2461.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 1437.4 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 18.10 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 7.23 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 24.43 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 336.8 kN/m²	Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: A3 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - A3:	Mínimo: 20 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	No cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	No cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 10 mm Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 31 cm Calculado: 48 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 31 cm Calculado: 48 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 37 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: A3 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento - Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.39 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.10 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 198.06 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 0.00 kN		

Referencia: B1 Dimensiones: 35 x 90 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/27 Yi:Ø1/2"c/26		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.209 MPa Máximo: 0.211 MPa Calculado: 0.278 MPa	No cumple No cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.* - En dirección X: - En dirección Y:	 Reserva seguridad: 2511.7 % Reserva seguridad: 659.1 %	 Cumple Cumple
Flexión en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	 Momento: 0.00 kN·m Momento: 4.90 kN·m	 Cumple Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	 Cortante: 0.00 kN Cortante: 0.00 kN	 Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	 Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 228.1 kN/m²	 Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - B1:	Mínimo: 20 cm Calculado: 33 cm	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: B1
Dimensiones: 35 x 90 x 40
Armados: Xi:Ø1/2"c/27 Yi:Ø1/2"c/26

Comprobación	Valores	Estado
Cuantía geométrica mínima:		
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0018	
Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)	Calculado: 0.0009	No cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior:	Mínimo: 10 mm	
Criterio de CYPE	Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras:		
Criterio de CYPE	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 26 cm	Cumple
Separación mínima entre barras:		
Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 26 cm	Cumple
Longitud de anclaje:		
Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 30 cm	
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 0 cm	No cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 0 cm	No cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 48 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 48 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		

Avisos:
- Se han eliminado las combinaciones de viento
- Se han eliminado las combinaciones de sismo

Información adicional:
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.00
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.62
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 0.00 kN
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 0.00 kN

Referencia: B2
Dimensiones: 150 x 100 x 40
Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22

Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
Criterio de CYPE		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: B2
Dimensiones: 150 x 100 x 40
Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22

Comprobación	Valores	Estado
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.086 MPa	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211 MPa Calculado: 0.114 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 3358.2 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 737.2 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 19.01 kN·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 10.70 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
-En dirección X:	Cortante: 28.06 kN	Cumple
-En dirección Y:	Cortante: 2.35 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
-Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 420.2 kN/m²	Cumple

Referencia: B2
Dimensiones: 150 x 100 x 40
Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22

Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.0857394 MPa	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211209 MPa Calculado: 0.113796 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
-En dirección X:	Reserva seguridad: 3358.2 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 737.2 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 19.01 kN·m	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: B2 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección Y:	Momento: 10.70 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 28.06 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 2.35 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 5150.2 kN/m²	
Criterio de CYPE	Calculado: 420.2 kN/m²	Cumple
Canto mínimo:	Mínimo: 21 cm	
Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)	Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 20 cm	
- B2:	Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima:		
Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	No cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	No cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior:	Mínimo: 10 mm	
Criterio de CYPE	Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras:		
Criterio de CYPE	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Separación mínima entre barras:		
Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Longitud de anclaje:		
Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: B2 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 37 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento - Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.40 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.15 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 198.06 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 297.05 kN		
Referencia: B3 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.08829 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211209 MPa Calculado: 0.117131 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1648.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 1257.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 19.62 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 9.80 kN·m	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: B3 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 28.94 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 394.4 kN/m²	Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- B3:	Mínimo: 20 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	No cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	No cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 10 mm Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 39 cm Calculado: 56 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 39 cm Calculado: 56 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: B3
Dimensiones: 150 x 100 x 40
Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22

Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 37 cm	Cumple

Hay comprobaciones que no se cumplen

Avisos:
- Se han eliminado las combinaciones de viento
- Se han eliminado las combinaciones de sismo

Información adicional:
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.42
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.13
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 198.06 kN
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 0.00 kN

Referencia: B4
Dimensiones: 150 x 100 x 40
Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22

Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.033 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211 MPa Calculado: 0.037 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 5234.4 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 3587.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 6.15 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 3.31 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 9.03 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.78 kN	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: B4 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	 Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 141 kN/m²	 Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	 Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - B4:	Mínimo: 20 cm Calculado: 33 cm	 Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	 Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	No cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	No cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE*	 Mínimo: 10 mm Calculado: 12.7 mm	 Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE* - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	 Máximo: 30 cm Calculado: 22 cm Calculado: 22 cm	 Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16* - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	 Mínimo: 10 cm Calculado: 22 cm Calculado: 22 cm	 Cumple Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991* - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	 Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	 Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 20 cm Calculado: 37 cm Calculado: 37 cm Calculado: 37 cm	 Cumple Cumple Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: B4 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 37 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento - Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.13 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.05 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 198.06 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 297.05 kN		

Referencia: C2 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.0364932 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211209 MPa Calculado: 0.0554265 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1140.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 935.9 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 8.32 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 4.29 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 12.46 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.98 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 158.8 kN/m²	Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: C2 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - C2:	Mínimo: 20 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	No cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	No cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 10 mm Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 37 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: C2 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento - Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.18 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.06 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 198.06 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 297.05 kN		
Referencia: C3 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.048069 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211209 MPa Calculado: 0.0560151 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 2346.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 5646.0 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 10.60 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 4.92 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 15.70 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 1.08 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 225.5 kN/m²	Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: C3 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - C3:	Mínimo: 20 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	No cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	No cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 10 mm Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 37 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: C3 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento - Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.23 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.07 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 198.06 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 297.05 kN		
Referencia: C4 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.0213858 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211209 MPa Calculado: 0.0405153 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1323.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 339.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 3.64 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 2.78 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 5.49 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 64.9 kN/m²	Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: C4 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - C4:	Mínimo: 20 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	No cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	No cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 10 mm Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 39 cm Calculado: 56 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 39 cm Calculado: 56 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 37 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: C4 Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento - Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.08 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.04 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 198.06 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 0.00 kN		
Referencia: B4' Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.024525 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211209 MPa Calculado: 0.0615087 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 401.2 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 147.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 5.05 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 3.96 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 7.95 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 1.08 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 63.7 kN/m²	Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: B4' Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - B4':	Mínimo: 20 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	No cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	No cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 10 mm Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 40 cm Calculado: 57 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 37 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: B4' Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento - Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.11 - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.06 - Cortante de agotamiento (En dirección X): 198.06 kN - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 297.05 kN		
Referencia: C2' Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.169 MPa Calculado: 0.0445374 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.211209 MPa Calculado: 0.0479709 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 7480.2 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 4750.7 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 9.08 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 3.85 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 13.44 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	Máximo: 5150.2 kN/m² Calculado: 194.8 kN/m²	Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: C2' Dimensiones: 150 x 100 x 40 Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - C2':	Mínimo: 20 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0013	No cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0013	No cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 10 mm Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 22 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 22 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 42 cm Calculado: 59 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 42 cm Calculado: 59 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm Calculado: 37 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 37 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 37 cm	Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

Referencia: C2'		
Dimensiones: 150 x 100 x 40		
Armados: Xi:Ø1/2"c/22 Yi:Ø1/2"c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Avisos:		
- Se han eliminado las combinaciones de viento		
- Se han eliminado las combinaciones de sismo		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.20		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.06		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 198.06 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 0.00 kN		

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.

20 CONCLUSIONES

Respecto a la vulnerabilidad estructural se realizan los siguientes hallazgos para el Palacio de Justicia de Coloso.

- Las derivas de la estructura no sobrepasan el límite establecido por el reglamento NSR10, lo cual permite indicar que se encuentra en un estado óptimo para la seguridad estructural del edificio en caso de un evento sísmico.
- La estructura presenta un índice de flexibilidad adecuado, lo que indica que se encuentra en lo permitido por el reglamento, lo que plantea estar optimo en términos de seguridad sísmica, ya que la estructura no experimentaría deformaciones o movimientos que superen los límites establecidos por las normativas vigentes.
- Las vigas cuentan con un índice de sobresfuerzo menor a 1.0 frente a cortante y esfuerzos de flexión, lo que significa que estos elementos están en capacidad de resistir las cargas a las cual están siendo solicitadas.
- Las cuantías de las columnas son adecuadas, tanto en el refuerzo longitudinal como en el refuerzo transversal, de acuerdo a la revisión realizada para cargas sísmicas, ya que cuentan con un índice de sobresfuerzo menores a 1.0 frente a esfuerzos de flexo compresión, lo que implica que estos elementos están en capacidad de resistir las cargas a las cual están siendo solicitadas, principalmente cargas sísmicas.
- Las zapatas existentes no tienen el refuerzo mínimo según las solicitaciones y lo especificado por la NSR10 razón por la cual es necesario reforzar
- La capacidad portante de algunos elementos de las zapatas no supera para combinaciones de cargas gravitacionales (peso propio y carga viva del uso de la estructura) y cargas sísmicas.

Teniendo en cuenta lo expuesto en este documento se considera que la estructura en el momento no está en capacidad de comportarse de manera adecuada frente a las solicitaciones de uso y eventos sísmicos. Por lo tanto, deben realizarse los ajustes pertinentes de la estructura de la cimentación para cumplir con los parámetros requeridos por el reglamento NSR-10, ya que algunos pueden afectar la durabilidad y estabilidad de la misma.

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS SAS Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN SU AUTORIZACIÓN.