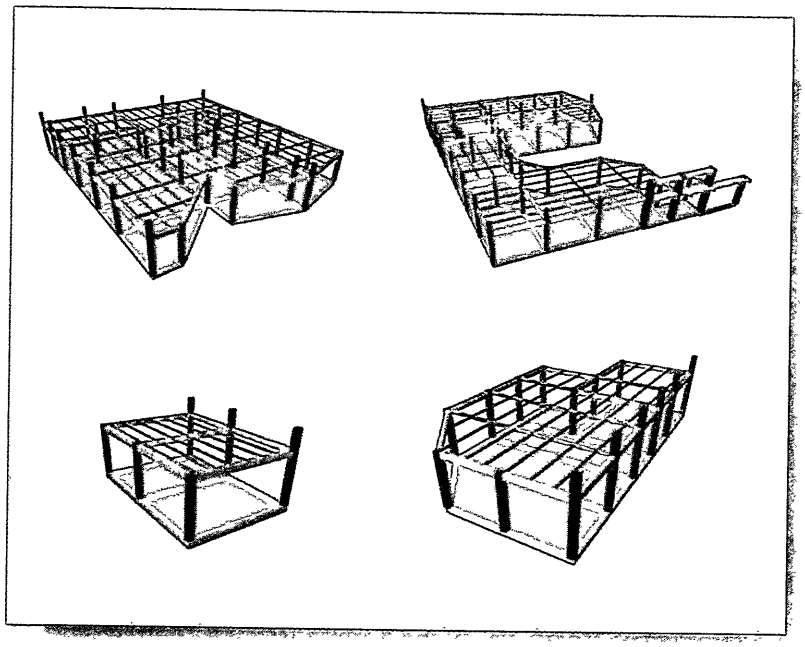
INGENIERO CIVIL
Especialista en Estructuras
Alder Didier Avellaneda C.



PROYECTO
"CONSTRUCCION Y ADECUACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL CENTRO DE ATENCION DEL ADULTO MAYOR HOGAR VIDA, AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ARAUQUITA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

DISEÑO Y ELABORACION
ALDER DIDIER AVELLANEDA CARVAJALINO

MEMORIA DE DISEÑO ESTRUCTURAL

ENERO 2021

OFICINA: CALLE 6AN #17E48 URB. TORREMOLINOS. CUCUTA- N. DE S
disconsa.sas@gmail.com
CEL. 310 2824511



MEMORIA DE DISEÑO

TABLA DE CONTENIDO

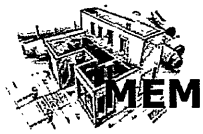
INTRODUCCION **7**
GEOMETRIA 3D: UNIDADES DE HABITACIONES Y PLANTA ELECTRICA **8**
1.- VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA **9**
2.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA **9**
3.- NORMAS CONSIDERADAS **9**
4.- ACCIONES CONSIDERADAS **9**
4.1.- Gravitatorias 9
4.2.- Viento 9
4.3.- Sismo 10
4.3.1.- Datos generales de sismo 10
4.4.- Hipótesis de carga 11
4.5.- Listado de cargas 12
5.- ESTADOS LÍMITE **12**
6.- SITUACIONES DE PROYECTO **13**
6.1.- Combinaciones 13
7.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS **19**
8.- DATOS GEOMÉTRICOS DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS **19**
8.1.- Columnas 19
9.- DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA **20**
10.- MATERIALES UTILIZADOS **20**
10.1.- Hormigones 20
10.2.- Aceros por elemento y posición 21
10.2.1.- Aceros en barras 21
10.2.2.- Aceros en perfiles 21
11.- SISMO **22**
11.1.- Datos generales de sismo 22
11.2.- Espectro de cálculo 23
11.2.1.- Espectro elástico de aceleraciones 23
11.3.- Coeficientes de participación 25
11.4.- Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta 26
11.5.- Corrección por cortante basal 27



MEMORIA DE DISEÑO

11.5.1.- Cortante dinámico CQC 27
11.5.2.- Cortante basal estático 28
11.5.3.- Verificación de la condición de cortante basal 29
11.6.- Cortante sísmico combinado por planta 29
11.6.1.- Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta 29
12.-DISTORCIONES MAXIMAS EN COLUMNAS 31
13.- COMPRABACION (NSR 10) DE COLUMNAS DE MENOR FAVORABILIDAD 32
14.- COMPRABACION E.L.U Y E.L.S (NSR 10) DE VIGA AEREA DE MENOR FAVORABILIDAD 49
15.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA 49
16.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN 67
17.- COMPROBACIONES DE FLECHA 68
17.- COMPROBACION E.L.U Y E.L.S EN CORREA METALICA DE MENOR FAVORABILIDAD 74
18.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA 74
19.-TENSIONES DEL TERRENO BAJO VIGAS DE CIMENTACIÓN 85
20.- LISTADO DE ESFUERZOS Y ARMADO DE VIGAS DE CIMENTACION 88
20.1.- Pórtico 16 88
21.-ESFUERZO DE DIMENCIONAMIENTO EN CORTANTE TOTAL SISMICO 90
22.- COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S EN VIGA DE CIMENTACION DE MENOR FAVORABILIDAD 91
23.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA 91
23.-DISEÑO CUBIERTA METALICA 111
VISTA 3D: 111
24.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA 112
25.- NORMAS CONSIDERADAS 112
26.- ACCIONES CONSIDERADAS 112
26.1.- Gravitatorias 112
26.2.- Viento 112
26.3.- Sismo 113
26.3.1.- Datos generales de sismo 113
27.- ESTADOS LÍMITE 115
28.- SITUACIONES DE PROYECTO 115
28.1.- Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ) 116
29.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS 129

30.- DATOS GEOMÉTRICOS DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS 129
30.1.- Columnas 129
31.- DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA 130
32.- LOSAS Y ELEMENTOS DE FUNDACIÓN 130
33.- MATERIALES UTILIZADOS 130
33.1.- Hormigones 130
33.2.- Aceros por elemento y posición 130
33.2.1.- Aceros en barras 130
33.2.2.- Aceros en perfiles 131
34.-DISTORCIONES MARXIMAS EN COLUMNAS METALICAS 131
35.- COMPROBACIONES NSR 10 EN COLUMNA METALICA DE MENOR FAVORABILIDAD 132
N+2.40 (0 - 2.68 M) 132
36.- COMPROBACION E.L.U Y E.L.S (NSR10) EN VIGA METALICA DE MENOR FAVORABILIDAD 150
DESCRIPCIÓN 150
37.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA 150
38.- COMPROBACION E.L.U Y E.L.S DE CORREAS METALICAS DE MENOR FAVORABILIDAD 160
DESCRIPCIÓN 160
39.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA 160
40.-COMPROBACION NSR10 CIMENTACIONES DE CUBIERTA 168
41.-TABLA DE COMPROBACIONES DE CIMENTACION EN CUBIERTAS METALICAS 169
42.-DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICACION (DOS NIVELES) DEL PROYECTO 172
VISTA 3D 172
43.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA 173
44.- NORMAS CONSIDERADAS 173
45.- ACCIONES CONSIDERADAS 173
45.1.- Gravitatorias 173
45.2.- Viento 173
45.3.- Sismo 174
45.3.1.- Datos generales de sismo 174
45.4.- Hipótesis de carga 176
45.5.- Listado de cargas 176
46.- ESTADOS LÍMITE 180



MEMORIA DE DISEÑO

46.- SITUACIONES DE PROYECTO **181**
47.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS **187**
48.- DATOS GEOMÉTRICOS DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS **187**
48.1.- Columnas 187
49.- DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA **188**
50.- LISTADO DE PAÑOS **191**
51.- LOSAS Y ELEMENTOS DE FUNDACIÓN **192**
52.- MATERIALES UTILIZADOS **192**
52.1.- Hormigones 192
52.2.- Aceros por elemento y posición 192
52.2.1.- Aceros en barras 192
52.2.2.- Aceros en perfiles 192
53.- SISMO EN LA EDIFICACION **194**
53.1.- Datos generales de sismo 194
53.2.- Espectro de cálculo 195
53.2.1.- Espectro elástico de aceleraciones 195
53.3.- Coeficientes de participación 197
53.4.- Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta 199
53.5.- Corrección por cortante basal 201
53.5.1.- Cortante dinámico CQC 201
53.5.2.- Cortante basal estático 202
53.5.3.- Verificación de la condición de cortante basal 203
53.6.- Cortante sísmico combinado por planta 204
53.6.1.- Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta 204
54.-DISTORCIONES MAXIMAS EN LA EDIFICACION **208**
54.- COMPROBACIONES NSR10 DEL PILAR DE MAYOR VULNERABILIDAD EN LA EDIFICACION **209**
55.- COMPROVACION E.L.U Y E.L.S EN VIGAS EN CONCRETO DE MAYOR VULNERABILIDAD ENLA EDIFICACION. **238**
56.- COMPROBACION E.L.U Y E.L.S EN VIGAS DE METALICAS DE MAYOR VULNERABILIDAD EN LA EDIFICACION **266**
57.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA **266**
58.-COMPROBACION NSR10 CIMENTACIONES DE LA EDIFICACION **275**
VISTA 3D 275
59.-COMPROBACION NSR10 EN ESCALERAS Y RAMPAS DE LA EDIFICACION **279**

VISTA 3D 279
60.- DATOS GENERALES 280
61.- NÚCLEOS DE ESCALERA 280
61.1.- ESC1 280
61.1.1.- Geometría 280
61.1.2.- Cargas 280
61.1.3.- Tramos 280
61.2.- RAMP1 283
61.2.1.- Geometría 283
61.2.2.- Cargas 284
61.2.3.- Tramos 284
61.3.- RAMP2 286
61.3.1.- Geometría 286
61.3.2.- Cargas 286
61.3.3.- Tramos 286
61.4.- RAMP3 288
61.4.1.- Geometría 288
61.4.2.- Cargas 288
61.4.3.- Tramos 289
61.5.- RAMP4 290
61.5.1.- Geometría 290
61.5.2.- Cargas 291
61.5.3.- Tramos 291
61.6.- RAMP5 293
61.6.1.- Geometría 293
61.6.2.- Cargas 293
61.6.3.- Tramos 293
61.7.- RAMP6 295
61.7.1.- Geometría 295
61.7.2.- Cargas 295
61.7.3.- Tramos 296

61.8.- RAMP7 297
61.8.1.- Geometría 297
61.8.2.- Cargas 298
61.8.3.- Tramos 298
61.9.- RAMP8 300
61.9.1.- Geometría 300
61.9.2.- Cargas 300
61.9.3.- Tramos 300
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 303

INTRODUCCION

El presente cálculo estructural corresponde al diseño en su primera fase de un complejo de habitaciones del centro de atención para el adulto mayor, con elementos verticales y horizontales en estructuras de concreto, fundaciones en losas de concreto monolíticas con las vigas de cimentación, cubiertas en armazón estructural metálico para el proyecto ***"CONSTRUCCION Y ADECUACION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL CENTRO DE ATENCION DEL ADULTO MAYOR HOGAR VIDA, AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ARAUQUITA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA".***

Para efectos del modelo analítico, y de acuerdo a las localizaciones de las áreas según los diseños arquitectónicos y respetando las excentricidades de las estructuras, se plantea desarrollar siete (4) módulos de edificación de habitaciones en su primera fase, que se analizaron independientes:

1. **Modulo 1.** *TRES UNIDADES DE HABITACIONES,* cimentaciones (vigas c) en concreto fc' 240, Elementos verticales y horizontales en concreto fc' 210, placas de piso en concreto fc'210 y armazón en estructura metálica PHR para cubierta.
2. **Modulo 2.** TRES UNIDADES DE HABITACIONES, cimentaciones y elementos verticales y horizontales en concreto, cubierta termoacústica con armazón metálico en PHR y placa de piso fc'210.
3. **Modulo 3.** UNA UNIDAD DE HABITACION, cimentaciones y elementos verticales y horizontales en concreto, cubierta termoacústica con armazón metálico en PHR y placa de piso fc'210.
4. **Modulo 4.** CUARTO PARA PLANTA ELECTRICA, cimentaciones y elementos verticales y horizontales en concreto, cubierta termoacústica con armazón metálico en PHR y placa de piso fc'210.
5. **Modulo 5.** CORREDOR CUBIERTO, cimentaciones superficiales en concreto fc'240 y elementos verticales y horizontales metálicos, cubierta policarbonato.
6. **Modulo 6.** AREA DE LAVANDERIA, cimentaciones y elementos verticales y horizontales en concreto, cubierta termoacústica con armazón metálico en PHR y placa de piso fc'210
7. **Modulo 7.** *CENTRO DE ATENCIÓN SALUD FISICA Y MENTAL, AREA DE ADMINISTRACIÓN Y TRES UNIDADES DE HABITACIONES,* con accesos para el centro de atención en rampas y escaleras monolíticas, para el ingreso del segundo piso, cimentaciones en concreto fc' 280, Elementos verticales y horizontales en concreto fc' 240, placas de piso en concreto fc'210, placas de entrepiso ligeras en metaldeck 3" soportadas bidireccionalmente en viguetas metálicas PHR tipo cajón, placa para tanque aéreo, cubierta en termoacústica trapezoidal y armazón en estructura metálica PHR para cubierta.

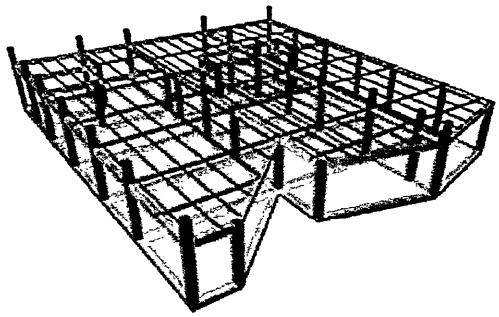
El método de diseño que se empleó para el análisis fue el de resistencia última teniendo en cuenta las diferentes cargas y combinaciones requeridas por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, cumpliendo con los requisitos para construcciones en zonas de amenaza sísmica intermedia, categoría de uso GRUPO IV Edificaciones hospitalaria indispensable (NSR10 A.3.10).

Las cimentaciones consisten en: Vigas de cimentación monolítica con losa en concreto para las áreas habitacionales. La edificación comprende en sistema de cimentaciones profundas desplantadas a 1.5 metros de profundidad de acuerdo a lo establecido en el estudio de suelos.

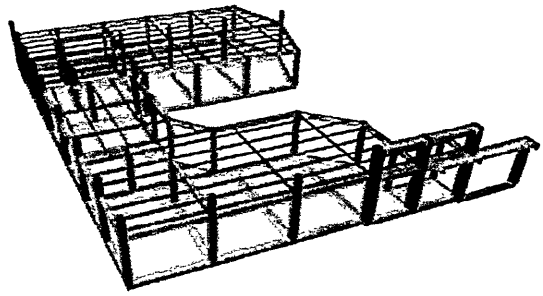
La totalidad del análisis se llevó a cabo por computador empleando el programa CYPECAD, software de diseño analítico europeo con códigos colombianos de la empresa internación Cype Ingeniería para el cual se emplearon en el análisis de las estructuras como también el análisis de las cimentaciones.

GEOMETRIA 3D: UNIDADES DE HABITACIONES Y PLANTA ELECTRICA

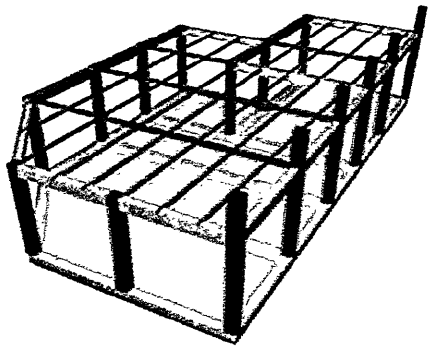
MODULO 1: 3 UNIDADES DE HABITACION



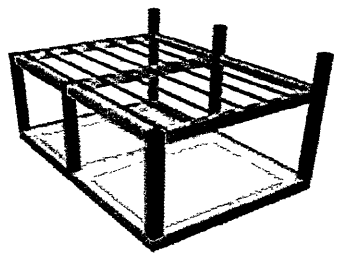
MODULO 2: 2 UNIDADES DE HABITACION



MODULO 4: 1 UNIDAD DE HABITACION



MODULO 5: CUARTO ELECRICO



1.- VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA

Versión: CYPECAD 2017

Número de licencia: 20172

2.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

Proyecto: Construcción y ampliación de la infraestructura física del centro de atención del adulto mayor hogar vida, del municipio de Arauquita, departamento de Arauca.

Archivo: MEMORIA DE DISEÑO

3.- NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: NSR-10

Aceros conformados: AISI S100-2007 (LRFD)

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Categoría de uso: General (GRUPO IV) Hospitalario

4.- ACCIONES CONSIDERADAS

4.1.- Gravitatorias

Planta	S.C.U (t/m²)	Cargas permanentes (t/m²)
N+3.55	0.00	0.00
N+2.65	0.05	0.01
Fundación	0.40	0.10

4.2.- Viento

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

Categoría del terreno: Categoría C

Velocidad básica del viento: 35.00 m/s

Categoría IV

Anchos de banda		
Plantas	Ancho de banda Y (m)	Ancho de banda X (m)
En todas las plantas	15.00	18.00

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Coeficientes de Cargas

+X: 1.00 -X:1.00

+Y: 1.00 -Y:1.00

Cargas de viento		
Planta	Viento X (t)	Viento Y (t)
N+3.55	0.460	0.567
N+2.65	1.815	2.236

4.3.- Sismo

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** : *0.20* 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** : *180.00* 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*

Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5) — **Φ_a** : *0.80*

Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4) — **Φ_p** : *0.80*

Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8) — **Φ_{rX}** : *0.75*

Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8) — **Φ_{rY}** : *0.75*

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** : *3.55* m

MEMORIA DE DISEÑO

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

Parámetros de cálculo

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

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

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

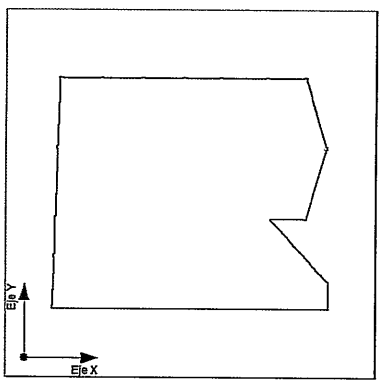
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

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 permanentes
	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 t, t/m y t/m²)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
N+2.65	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(0.16,0.04) (2.58,0.04)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(2.58,0.04) (4.83,0.04)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(4.83,0.04) (8.78,0.04)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(8.78,0.04) (11.20,0.04)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(11.20,0.04) (14.34,0.04)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(14.34,0.04) (18.28,0.04)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(3.28,10.78) (0.44,10.78)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(6.04,10.78) (3.28,10.78)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(8.78,10.78) (6.04,10.78)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(11.20,10.77) (8.78,10.78)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(14.34,10.77) (11.20,10.77)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(16.92,10.77) (14.34,10.77)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(18.18,10.77) (16.92,10.77)
	Cargas permanentes	Lineal	0.23	(18.32,0.06) (18.29,1.67)
	Cargas permanentes	Lineal trapecial	0.23 - 0.00	(18.13,10.56) (16.88,6.28)
	Cargas permanentes	Lineal trapecial	0.23 - 0.00	(18.10,11.00) (16.89,15.13)
	Cargas permanentes	Lineal trapecial	0.23 - 0.00	(18.08,1.86) (14.52,5.84)
	Cargas permanentes	Lineal trapecial	0.23 - 0.00	(0.14,0.29) (0.28,5.87)
	Cargas permanentes	Lineal trapecial	0.23 - 0.00	(0.42,11.03) (0.57,15.22)
	Cargas permanentes	Lineal trapecial	0.23 - 0.00	(0.42,10.58) (0.28,6.24)

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-2007 (LRFD) ASCE 7
Desplazamientos	Acciones características

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

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_P P_k+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Qi}Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_P P_k+\gamma_{A_E}A_E+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Qi}Q_{ki}$$

- Donde:

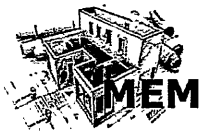
G_k Acción permanente
P_k Acción de pretensado
Q_k Acción variable
A_E Acción sísmica
γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado
$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

6.1.- Combinaciones

- **Nombres de las hipótesis**

PP	Peso propio
CM	Cargas permanentes
Qa	Sobrecarga de uso
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.-
SX	Sismo X
SY	Sismo Y

- **E.L.U. de rotura. Hormigón**
- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones**



MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.400	1.400											
2	1.200	1.200											
3	1.200	1.200	1.600										
4	1.200	1.200		1.000									
5	1.200	1.200	0.500	1.000									
6	1.200	1.200			1.000								
7	1.200	1.200	0.500		1.000								
8	1.200	1.200				1.000							
9	1.200	1.200	0.500			1.000							
10	1.200	1.200					1.000						
11	1.200	1.200	0.500				1.000						
12	1.200	1.200						1.000					
13	1.200	1.200	0.500					1.000					
14	1.200	1.200							1.000				
15	1.200	1.200	0.500						1.000				
16	1.200	1.200								1.000			
17	1.200	1.200	0.500							1.000			
18	1.200	1.200									1.000		
19	1.200	1.200	0.500								1.000		
20	1.200	1.200										-0.300	-1.000
21	1.200	1.200	0.500									-0.300	-1.000
22	1.200	1.200										0.300	-1.000
23	1.200	1.200	0.500									0.300	-1.000
24	1.200	1.200										-1.000	-0.300
25	1.200	1.200	0.500									-1.000	-0.300
26	1.200	1.200										-1.000	0.300
27	1.200	1.200	0.500									-1.000	0.300
28	1.200	1.200										0.300	1.000
29	1.200	1.200	0.500									0.300	1.000
30	1.200	1.200										-0.300	1.000
31	1.200	1.200	0.500									-0.300	1.000
32	1.200	1.200										1.000	0.300
33	1.200	1.200	0.500									1.000	0.300
34	1.200	1.200										1.000	-0.300
35	1.200	1.200	0.500									1.000	-0.300
36	0.900	0.900											
37	0.900	0.900		1.000									
38	0.900	0.900			1.000								
39	0.900	0.900				1.000							
40	0.900	0.900					1.000						
41	0.900	0.900						1.000					
42	0.900	0.900							1.000				
43	0.900	0.900								1.000			
44	0.900	0.900									1.000		
45	0.900	0.900										-0.300	-1.000
46	0.900	0.900										0.300	-1.000
47	0.900	0.900										-1.000	-0.300
48	0.900	0.900										-1.000	0.300
49	0.900	0.900										0.300	1.000
50	0.900	0.900										-0.300	1.000
51	0.900	0.900										1.000	0.300



MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
52	0.900	0.900										1.000	-0.300

■ **E.L.U. de rotura. Acero conformado**

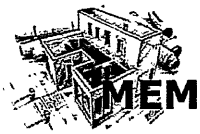
Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.400	1.400											
2	1.200	1.200											
3	1.200	1.200	1.600										
4	1.200	1.200		1.600									
5	1.200	1.200	0.500	1.600									
6	1.200	1.200			1.600								
7	1.200	1.200	0.500		1.600								
8	1.200	1.200				1.600							
9	1.200	1.200	0.500			1.600							
10	1.200	1.200					1.600						
11	1.200	1.200	0.500				1.600						
12	1.200	1.200						1.600					
13	1.200	1.200	0.500					1.600					
14	1.200	1.200							1.600				
15	1.200	1.200	0.500						1.600				
16	1.200	1.200								1.600			
17	1.200	1.200	0.500							1.600			
18	1.200	1.200									1.600		
19	1.200	1.200	0.500								1.600		
20	1.200	1.200										-0.300	-1.000
21	1.200	1.200	0.500									-0.300	-1.000
22	1.200	1.200										0.300	-1.000
23	1.200	1.200	0.500									0.300	-1.000
24	1.200	1.200										-1.000	-0.300
25	1.200	1.200	0.500									-1.000	-0.300
26	1.200	1.200										-1.000	0.300
27	1.200	1.200	0.500									-1.000	0.300
28	1.200	1.200										0.300	1.000
29	1.200	1.200	0.500									0.300	1.000
30	1.200	1.200										-0.300	1.000
31	1.200	1.200	0.500									-0.300	1.000
32	1.200	1.200										1.000	0.300
33	1.200	1.200	0.500									1.000	0.300
34	1.200	1.200										1.000	-0.300
35	1.200	1.200	0.500									1.000	-0.300
36	0.900	0.900											
37	0.900	0.900		1.600									
38	0.900	0.900			1.600								
39	0.900	0.900				1.600							
40	0.900	0.900					1.600						
41	0.900	0.900						1.600					
42	0.900	0.900							1.600				
43	0.900	0.900								1.600			
44	0.900	0.900									1.600		



Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
45	0.900	0.900										-0.300	-1.000
46	0.900	0.900										0.300	-1.000
47	0.900	0.900										-1.000	-0.300
48	0.900	0.900										-1.000	0.300
49	0.900	0.900										0.300	1.000
50	0.900	0.900										-0.300	1.000
51	0.900	0.900										1.000	0.300
52	0.900	0.900										1.000	-0.300

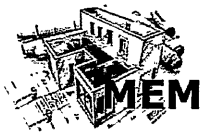
■ Tensiones sobre el terreno

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.000	1.000											
2	1.000	1.000	1.000										
3	0.600	0.600											
4	0.600	0.600		1.000									
5	1.000	1.000		1.000									
6	0.600	0.600			1.000								
7	1.000	1.000			1.000								
8	0.600	0.600				1.000							
9	1.000	1.000				1.000							
10	0.600	0.600					1.000						
11	1.000	1.000					1.000						
12	0.600	0.600						1.000					
13	1.000	1.000						1.000					
14	0.600	0.600							1.000				
15	1.000	1.000							1.000				
16	0.600	0.600								1.000			
17	1.000	1.000								1.000			
18	0.600	0.600									1.000		
19	1.000	1.000									1.000		
20	0.600	0.600										-0.700	
21	1.000	1.000										-0.700	
22	0.600	0.600										0.700	
23	1.000	1.000										0.700	
24	0.600	0.600											-0.700
25	1.000	1.000											-0.700
26	0.600	0.600											0.700
27	1.000	1.000											0.700
28	1.000	1.000	0.750	0.750									
29	1.000	1.000	0.750		0.750								
30	1.000	1.000	0.750			0.750							
31	1.000	1.000	0.750				0.750						
32	1.000	1.000	0.750					0.750					
33	1.000	1.000	0.750						0.750				
34	1.000	1.000	0.750							0.750			
35	1.000	1.000	0.750								0.750		
36	1.000	1.000	0.750									-0.525	
37	1.000	1.000	0.750									0.525	



MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
38	1.000	1.000	0.750										-0.525
39	1.000	1.000	0.750										0.525
40	1.000	1.000		0.750								-0.525	
41	1.000	1.000	0.750	0.750								-0.525	
42	1.000	1.000			0.750							-0.525	
43	1.000	1.000	0.750		0.750							-0.525	
44	1.000	1.000				0.750						-0.525	
45	1.000	1.000	0.750			0.750						-0.525	
46	1.000	1.000					0.750					-0.525	
47	1.000	1.000	0.750				0.750					-0.525	
48	1.000	1.000						0.750				-0.525	
49	1.000	1.000	0.750					0.750				-0.525	
50	1.000	1.000							0.750			-0.525	
51	1.000	1.000	0.750						0.750			-0.525	
52	1.000	1.000								0.750		-0.525	
53	1.000	1.000	0.750							0.750		-0.525	
54	1.000	1.000									0.750	-0.525	
55	1.000	1.000	0.750								0.750	-0.525	
56	1.000	1.000		0.750								0.525	
57	1.000	1.000	0.750	0.750								0.525	
58	1.000	1.000			0.750							0.525	
59	1.000	1.000	0.750		0.750							0.525	
60	1.000	1.000				0.750						0.525	
61	1.000	1.000	0.750			0.750						0.525	
62	1.000	1.000					0.750					0.525	
63	1.000	1.000	0.750				0.750					0.525	
64	1.000	1.000						0.750				0.525	
65	1.000	1.000	0.750					0.750				0.525	
66	1.000	1.000							0.750			0.525	
67	1.000	1.000	0.750						0.750			0.525	
68	1.000	1.000								0.750		0.525	
69	1.000	1.000	0.750							0.750		0.525	
70	1.000	1.000									0.750	0.525	
71	1.000	1.000	0.750								0.750	0.525	
72	1.000	1.000		0.750									-0.525
73	1.000	1.000	0.750	0.750									-0.525
74	1.000	1.000			0.750								-0.525
75	1.000	1.000	0.750		0.750								-0.525
76	1.000	1.000				0.750							-0.525
77	1.000	1.000	0.750			0.750							-0.525
78	1.000	1.000					0.750						-0.525
79	1.000	1.000	0.750				0.750						-0.525
80	1.000	1.000						0.750					-0.525
81	1.000	1.000	0.750					0.750					-0.525
82	1.000	1.000							0.750				-0.525
83	1.000	1.000	0.750						0.750				-0.525
84	1.000	1.000								0.750			-0.525
85	1.000	1.000	0.750							0.750			-0.525
86	1.000	1.000									0.750		-0.525
87	1.000	1.000	0.750								0.750		-0.525
88	1.000	1.000		0.750									0.525



Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
89	1.000	1.000	0.750	0.750									0.525
90	1.000	1.000			0.750								0.525
91	1.000	1.000	0.750		0.750								0.525
92	1.000	1.000				0.750							0.525
93	1.000	1.000	0.750			0.750							0.525
94	1.000	1.000					0.750						0.525
95	1.000	1.000	0.750				0.750						0.525
96	1.000	1.000						0.750					0.525
97	1.000	1.000	0.750					0.750					0.525
98	1.000	1.000							0.750				0.525
99	1.000	1.000	0.750						0.750				0.525
100	1.000	1.000								0.750			0.525
101	1.000	1.000	0.750							0.750			0.525
102	1.000	1.000									0.750		0.525
103	1.000	1.000	0.750								0.750		0.525

■ Desplazamientos

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	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		1.000								
7	1.000	1.000				1.000							
8	1.000	1.000	1.000			1.000							
9	1.000	1.000					1.000						
10	1.000	1.000	1.000				1.000						
11	1.000	1.000						1.000					
12	1.000	1.000	1.000					1.000					
13	1.000	1.000							1.000				
14	1.000	1.000	1.000						1.000				
15	1.000	1.000								1.000			
16	1.000	1.000	1.000							1.000			
17	1.000	1.000									1.000		
18	1.000	1.000	1.000								1.000		
19	1.000	1.000										-1.000	
20	1.000	1.000	1.000									-1.000	
21	1.000	1.000										1.000	
22	1.000	1.000	1.000									1.000	
23	1.000	1.000											-1.000
24	1.000	1.000	1.000										-1.000
25	1.000	1.000											1.000
26	1.000	1.000	1.000										1.000



7.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
2	N+3.55	2	N+3.55	0.90	3.55
1	N+2.65	1	N+2.65	2.65	2.65
0	Fundación				0.00

8.- DATOS GEOMÉTRICOS DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS

8.1.- Columnas

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo de la columna en grados sexagesimales

Datos de las columnas

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo
C1	(0.53, 15.36)	0-2	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C2	(3.28, 15.36)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C3	(6.04, 15.36)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C4	(8.78, 15.36)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C5	(11.20, 15.36)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C6	(14.34, 15.36)	0-1	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C7	(16.92, 15.36)	0-1	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C8	(4.31, 13.28)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C9	(6.04, 13.28)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C10	(0.39, 10.78)	0-2	Sin vinculación exterior	-2.0	Centro
C11	(3.28, 10.78)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C12	(6.04, 10.78)	0-2	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C13	(8.78, 10.78)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C14	(11.20, 10.78)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C15	(14.34, 10.77)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C16	(16.92, 10.77)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C17	(18.28, 10.78)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C18	(4.31, 8.33)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C19	(6.04, 8.33)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C20	(0.25, 6.06)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C21	(4.83, 6.06)	0-1	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C22	(6.04, 6.06)	0-1	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C23	(8.78, 6.06)	0-1	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C24	(11.20, 6.06)	0-1	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C25	(14.34, 6.06)	0-1	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C26	(16.83, 6.06)	0-1	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C27	(0.17, 3.46)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo
C28	(2.58, 3.46)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C29	(4.83, 2.49)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C30	(18.15, 1.67)	0-1	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C31	(0.06, 0.04)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C32	(2.58, 0.04)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C33	(4.83, 0.04)	0-2	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
C34	(7.90, 0.04)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C35	(11.20, 0.04)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C36	(14.34, 0.04)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro
C37	(18.28, 0.04)	0-2	Sin vinculación exterior	90.0	Centro

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

Columna	Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
			Cabeza	Pie	X	Y	
C1, C20, C10, C11, C12, C13, C14, C15, C16, C17, C31, C27, C32, C35, C36, C37, C34, C33	2	25x25	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	25x25	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C3, C5, C6, C7, C21, C22, C23, C24, C25, C26, C9, C19, C18, C8, C30, C28, C29, C4, C2	1	25x25	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

10.- MATERIALES UTILIZADOS

10.1.- Hormigones

Elemento	Hormigón	f_{ck} (kp/cm²)	γ_c	Árido		E_c (kp/cm²)
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Vigas y plateas de fundación	f'c=240	240	1.00	Origen metamórfico	15	234857
Losas	f'c=210	210	1.00	Origen metamórfico	15	219689
Columnas y tabiques	f'c=210	210	1.00	Origen metamórfico	15	219689
Muros	f'c=210	210	1.00	Origen metamórfico	15	219689



10.2.- Aceros por elemento y posición

10.2.1.- Aceros en barras

Elemento	Acero	f_{yk} (kp/cm²)	γ_s
Todos	Grado 60 (Latinoamérica)	4200	1.00

10.2.2.- Aceros en perfiles

Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (kp/cm²)	Módulo de elasticidad (kp/cm²)
Acero conformado	ASTM A 36 36 ksi	2548	2069317
Acero laminado	ASTM A 36 36 ksi	2548	2038736

11.- SISMO

Norma utilizada: NSR-10

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010)

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

11.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	A_a : *0.20* 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 : *180.00* 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*
Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)	Φ_a : *0.80*
Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	Φ_p : *0.80*
Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	Φ_{rX} : *0.75*
Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	Φ_{rY} : *0.75*

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** : *3.55* 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

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

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

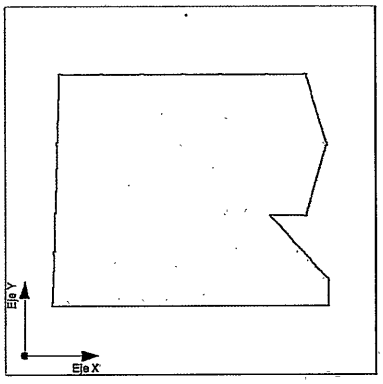
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

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

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

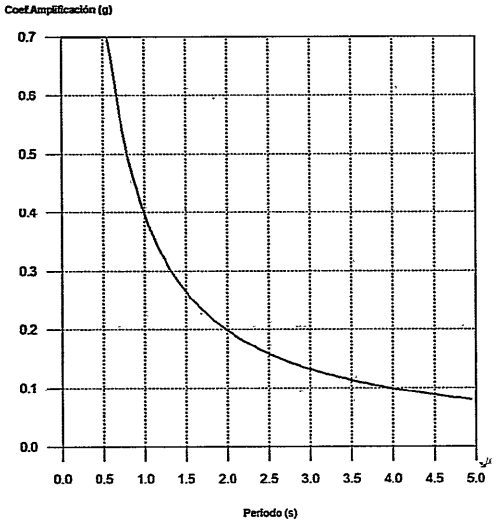
Acción sísmica según Y



Proyección en planta de la obra

11.2.- Espectro de cálculo

11.2.1.- Espectro elástico de aceleraciones



Coef.Amplificación:

$$S_{ae} = 2.5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I \qquad T \leq T_C$$

$$S_{ae} = \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot I}{T} \qquad T_C \leq T \leq T_L$$

$$S_{ae} = \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot T_L \cdot I}{T^2} \qquad T \geq T_L$$

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.700 g.

NSR-10 (A.2.6.1)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) — **A_a** : *0.20* 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** : *1.40*

Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4) **Suelo :** *D*

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) **A_a :** *0.20* g

F_v: Coeficiente de amplificación de la aceleración en zona de periodos intermedios (NSR-10, Tabla A.2.4-4) **F_v :** *2.20*

Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4) **Suelo :** *D*

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 :** *1.00*

Tipo de edificación: I

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 :** *0.57* s

$$T_C = 0.48\frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a}$$

T_l: Periodo correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante (NSR-10, A.2.6.1) **T_l :** *5.28* s

$$T_L = 2.4 \cdot F_v$$

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.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R}$$

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)

$$R_X = MIN(R_{Xi}, 1.25 R_{Yi})$$

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

$$R_Y = MIN(R_{Yi}, 1.25 R_{Xi})$$

R_{Xi}: Coeficiente de capacidad de disipación de energía (X) **R_{Xi} :** *2.40*

$$R_X = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_{0X}$$

R_{Yi}: Coeficiente de capacidad de disipación de energía (Y) **R_{Yi} :** *2.40*

$$R_Y = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_{0Y}$$

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*

Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5) **Φ_a :** *0.80*

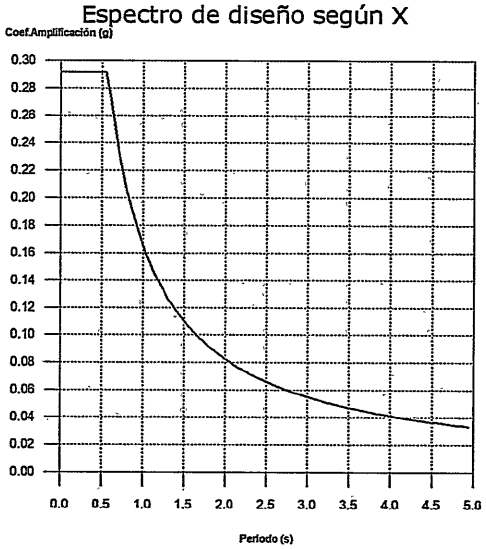
Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4) **Φ_p :** *0.80*

Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8) **Φ_{rX} :** *0.75*

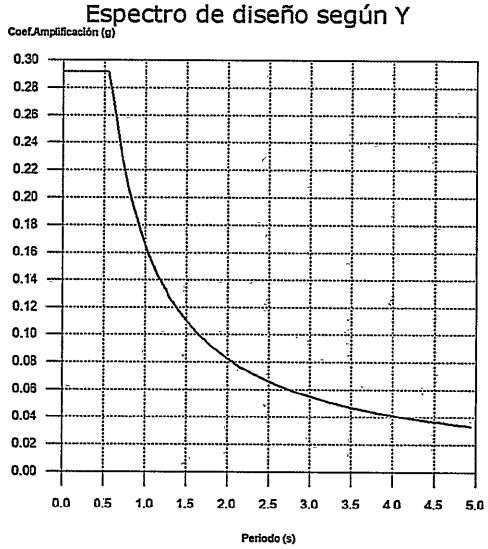
Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8) Φ_{rY} : *0.75*

NSR-10 (A.3.7)

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



11.3.- Coeficientes de participación

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.159	0.0201	0.2468	0.9689	0.54 %	80.17 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 1.83778 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 1.83778 mm
Modo 2	0.130	0.1056	0.0696	0.992	35.71 %	15.35 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 1.2175 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 1.2175 mm
Modo 3	0.123	0.1733	0.0462	0.9838	63.74 %	4.48 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 1.09712 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 1.09712 mm
Total					99.99 %	100 %		

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.

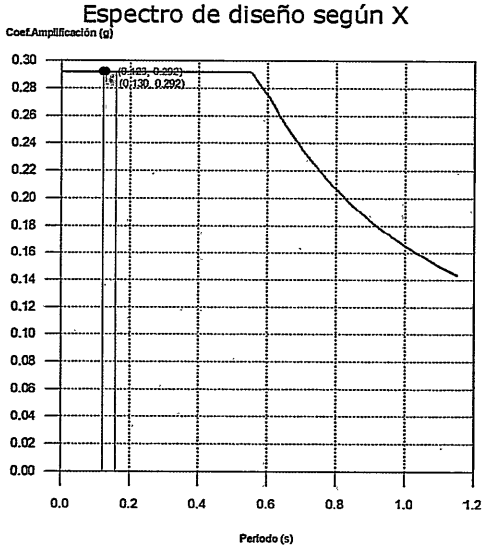
R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

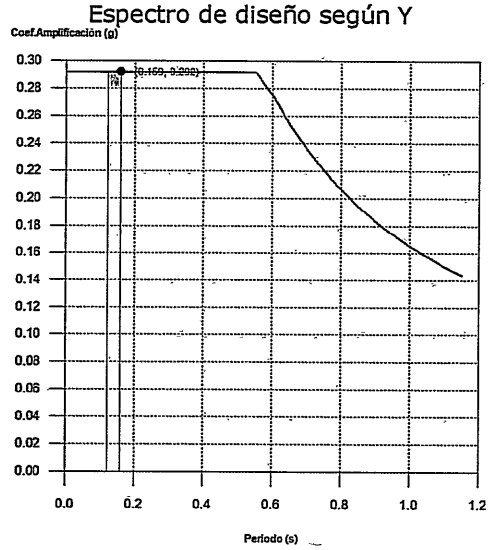
D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

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:

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.130	0.292
Modo 3	0.123	0.292

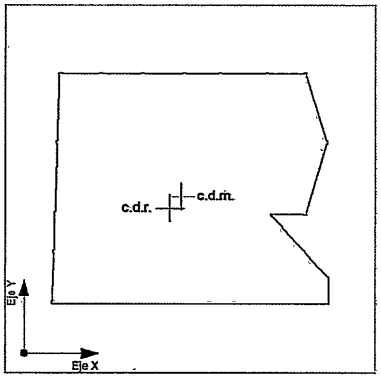
Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.159	0.292

11.4.- 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+3.55	(7.75, 6.20)	(7.75, 6.20)	0.00	0.00
N+2.65	(8.57, 7.16)	(7.82, 6.40)	0.75	0.77

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)
$\mathbf{e_X}$: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)
$\mathbf{e_Y}$: 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+2.65

11.5.- Corrección por cortante basal

11.5.1.- 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 (t)	$V_{d,X}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	0.0694	12.2003
	Modo 2	4.6098	
	Modo 3	8.2264	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (t)	$V_{d,Y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	10.4433	11.1676
	Modo 2	1.9992	
	Modo 3	0.5840	

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



11.5.2.- 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) — **$V_{s,x}$:** *12.6906* t

$$V_{s,x} = S_{d,x}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,x}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) — **$S_{d,x}(T_a)$:** *0.292* g

$T_{a,x}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NSR-10, A.4.2.2) — **$T_{a,x}$:** *0.15* s

$$T_a = 0.047 \cdot h^{0.9}$$

Tipología estructural (X): I

h: Altura del edificio — **h :** *3.55* m

$V_{s,Y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NSR-10, A.4.3.1) — **$V_{s,Y}$:** *12.6906* t

$$V_{s,y} = S_{d,y}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,Y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) — **$S_{d,Y}(T_a)$:** *0.292* g

$T_{a,Y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NSR-10, A.4.2.2) — **$T_{a,Y}$:** *0.15* s

$$T_a = 0.047 \cdot h^{0.9}$$

Tipología estructural (Y): I

h: Altura del edificio — **h :** *3.55* m

W: Peso sísmico total de la estructura — **W :** *43.5106* t

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

$$W = \sum_{i=1}^{n} w_i$$

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.

Planta	w_i (t)
N+3.55	1.2656
N+2.65	42.2450
$W=\sum w_i$	**43.5106**

11.5.3.- 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	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 12.2003 t ≥ 10.1525 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 11.1676 t ≥ 10.1525 t	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

11.6.- 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.

11.6.1.- 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

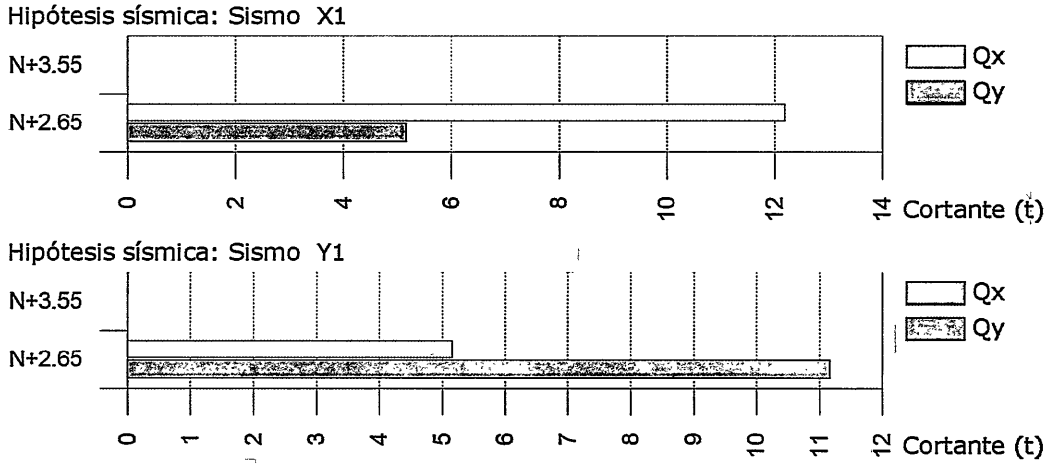
Planta	Q_X (t)	$F_{eq,X}$ (t)	Q_Y (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
N+3.55	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
N+2.65	12.2003	12.2003	5.1639	5.1639

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

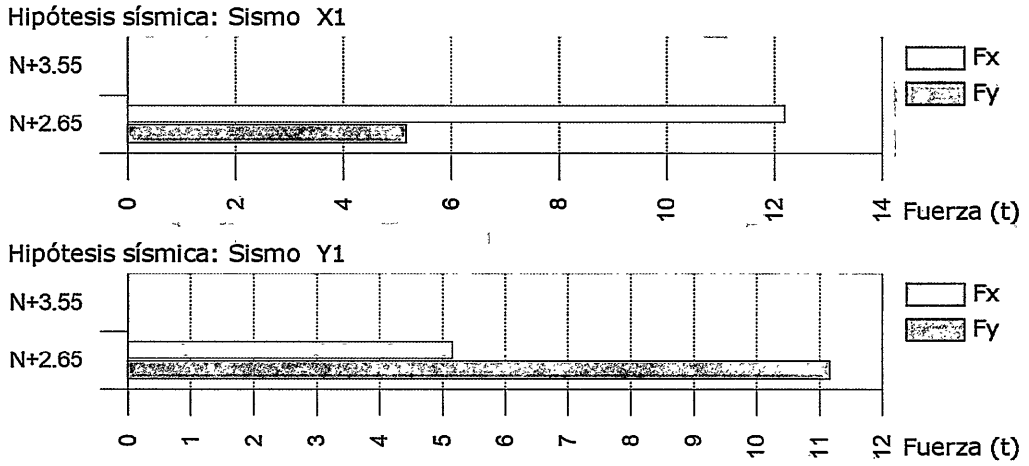
Planta	Q_X (t)	$F_{eq,X}$ (t)	Q_Y (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
N+3.55	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Planta	Q_X (t)	$F_{eq,X}$ (t)	Q_Y (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
N+2.65	5.1650	5.1650	11.1676	11.1676

Cortantes sísmicos máximos por planta



Fuerzas sísmicas equivalentes por planta



12.-DISTORCIONES MAXIMAS EN COLUMNAS

- h: Altura del nivel respecto al inmediato inferior

- Distorsión:
  Absoluta: Diferencia entre los desplazamientos de un nivel y los del inmediatamente inferior
  Relativa: Relación entre la altura y la distorsión absoluta

- Origen:
  G: Sólo gravitatorias
  GV: Gravitatorias + viento

- Nota:
  Las diferentes normas suelen limitar el valor de la distorsión relativa entre plantas y de la distorsión total (desplome) del edificio.
  El valor absoluto se utilizará para definir las juntas sísmicas. El valor relativo suele limitarse en función de la altura de la planta 'h'. Se comprueba el valor 'Total' tomando en ese caso como valor de 'h' la altura total.

Valores máximos

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas(1)	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
N+3.55	1 / 3500	1 / 2625	1 / 1313	1 / 457
N+2.65	1 / 8334	1 / 4167	1 / 807	1 / 424
Notas: *(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*				

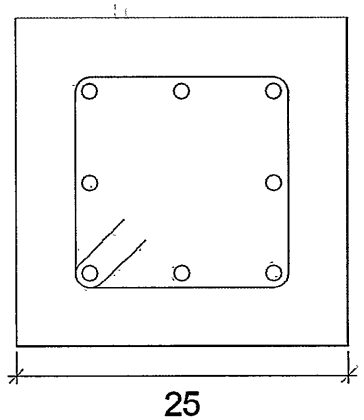
Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas(1)	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 5917	1 / 3945	1 / 807	1 / 424

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas(1)	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Notas: *(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*			

13.- COMPRABACION (NSR 10) DE COLUMNAS DE MENOR FAVORABILIDAD

DESCRIPCION: N+3.55 (2.65 - 3.55 M)

Datos del pilar



Geometría		
Dimensiones	: 25x25 cm	
Tramo	: 2.650/3.550 m	
Altura libre	: 0.90 m	
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm	
Tamaño máximo de agregado	: 15 mm	
Materiales		**Longitud de pandeo**
Hormigón : f'c=210		Plano ZX : 0.90 m
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)		Plano ZY : 0.90 m
Armadura longitudinal		**Armadura transversal**
Esquina : 4Ø1/2"		Estribos : 1eØ3/8"
Cara X : 2Ø1/2"		Separación : 6 cm
Cara Y : 2Ø1/2"		
Cuantía : 1.62 %		

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):

$s_l \geq s_{l,min}$ **56 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: *40* mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_b$ s_1 : *19* mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : *40* mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ 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

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_t \geq s_{t,min}$ **60 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,min}$: *40* mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$ s_1 : *14* mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : *40* mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ 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):

$s_t \leq s_{t,max}$ **60 mm ≤ 203 mm** ✓

Donde:



MEMORIA DE DISEÑO

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. **$s_{t,max}$:** *203* mm

$s_1 = 16 \cdot d_b$ **s_1 :** *203* mm

$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$ **s_2 :** *457* mm

$s_3 = b_{min}$ **s_3 :** *250* 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} :** *250* 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):

$d_b \leq$ 1-1/4" ó 32 mm $\rightarrow$ **$d_{b,t} \geq$ 3/8" ó 10 mm** **Ø3/8" ≥ 3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. **d_b :** *Ø1/2"*

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. **$d_{b,t}$:** *Ø3/8"*

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$ **10.14 cm² ≥ 6.25 cm²** ✓

$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$ **10.14 cm² ≤ 25.00 cm²** ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g :** *625.00* cm²

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

Se debe satisfacer:



MEMORIA DE DISEÑO

$$\eta = \frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}} \leq 1$$

η : ***0.012*** ✓

Donde:

$V_{u,x}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,x}$** : *0.031* t

$\phi \cdot V_{n,x}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,x}$** : *2.596* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+V(+Yexc.-)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

V_n : *3.461* t

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *3.461* t

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *5.600* t

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

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : *0.015*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *6.34* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *166* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : *0.015* t·m

Donde:

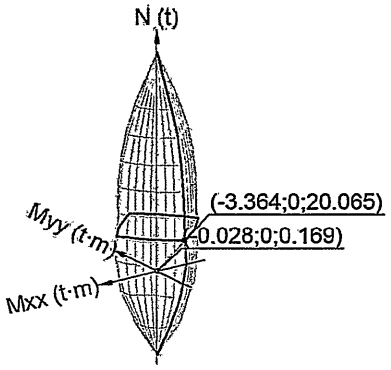
M_u: Momento mayorado en la sección.	**M_u** : *0.028* t·m
N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.	**N_u** : *0.127* t
h: Altura de un elemento.	**h** : *250.00* mm
A_g: Área total de la sección de hormigón.	**A_g** : *625.00* cm²

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.

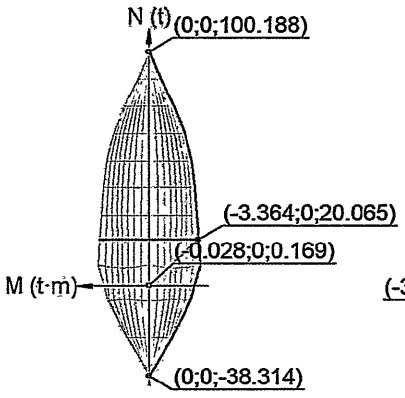
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+V(-Yexc.-)".
Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

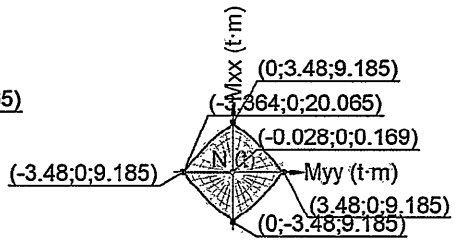
η : ***0.008*** ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.	**P_u** : *0.169* t
M_u: Momento de cálculo de primer orden.	**$M_{u,x}$** : *0.000* t·m
	$M_{u,y}$: *-0.028* t·m

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

$\phi \cdot \mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot P_n$: *20.065* t

$\phi \cdot \mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento. $\phi \cdot M_{n,x}$: *0.000* t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *-3.364* t·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.

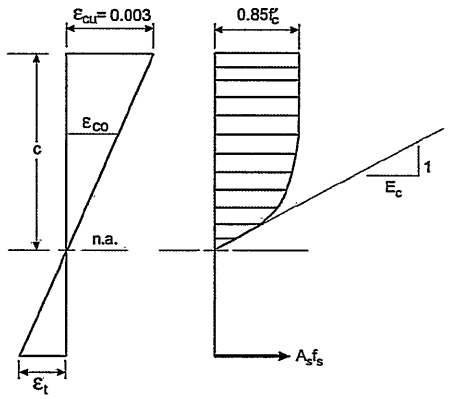
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

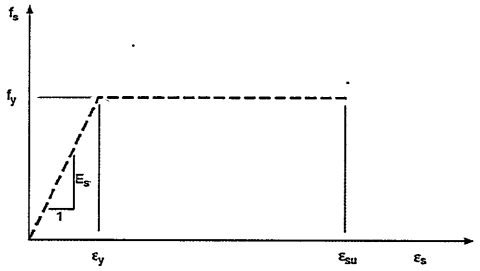


$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *210.00* kp/cm²

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

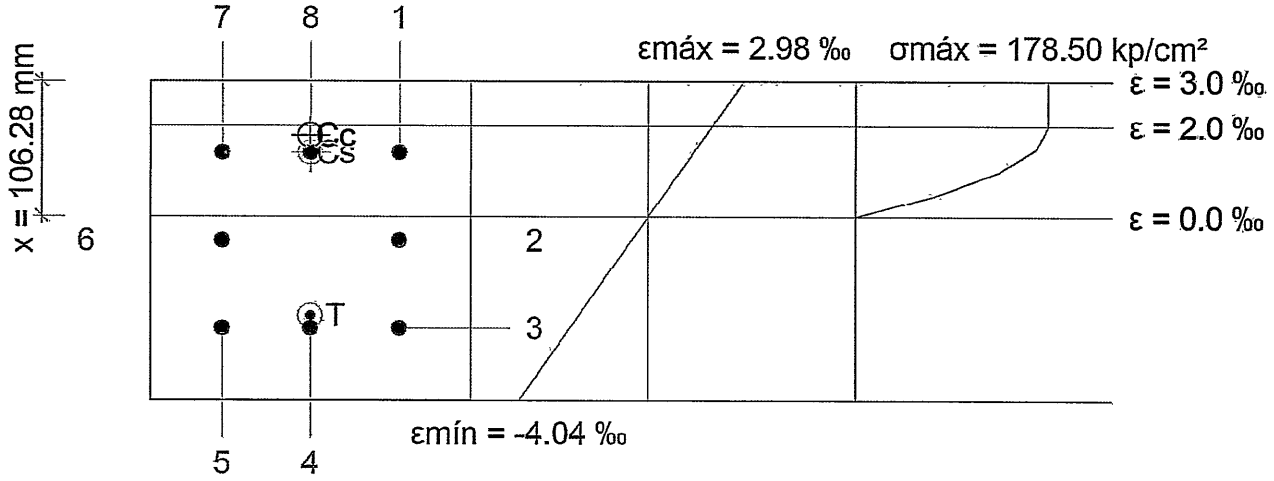
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : *0.0020*

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

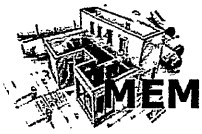


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : *4200.00* kp/cm²

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 (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-69.12	69.13	+2886.44	+0.001416
2	Ø1/2"	0.00	69.13	-1072.37	-0.000526
3	Ø1/2"	69.13	69.13	-4200.00	-0.002467
4	Ø1/2"	69.13	0.00	-4200.00	-0.002467
5	Ø1/2"	69.13	-69.12	-4200.00	-0.002467
6	Ø1/2"	0.00	-69.12	-1072.37	-0.000526
7	Ø1/2"	-69.12	-69.12	+2886.44	+0.001416
8	Ø1/2"	-69.12	0.00	+2886.44	+0.001416



MEMORIA DE DISEÑO

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	36.834	-82.02	0.00
Cs	10.971	-69.12	0.00
T	18.682	59.07	0.00

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *29.123* t

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *0.000* t·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *-4.883* t·m

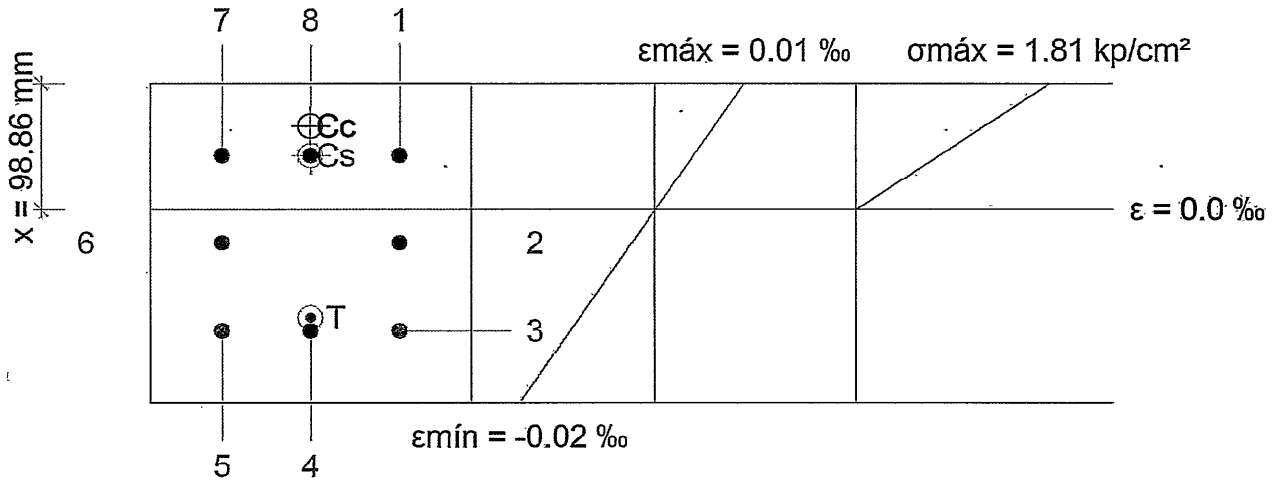
Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *36.834* t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *10.971* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *18.682* t
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *-82.02* mm; **$e_{cc,y}$** : *0.00* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *-69.12* mm; **$e_{cs,y}$** : *0.00* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T,x}$** : *59.07* mm; **$e_{T,y}$** : *0.00* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0030*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0025*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *178.50* kp/cm²
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *4200.00* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-69.12	69.13	+9.04	+0.000004
2	Ø1/2"	0.00	69.13	-5.50	-0.000003
3	Ø1/2"	69.13	69.13	-20.03	-0.000010
4	Ø1/2"	69.13	0.00	-20.03	-0.000010
5	Ø1/2"	69.13	-69.12	-20.03	-0.000010
6	Ø1/2"	0.00	-69.12	-5.50	-0.000003
7	Ø1/2"	-69.12	-69.12	+9.04	+0.000004
8	Ø1/2"	-69.12	0.00	+9.04	+0.000004

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.224	-92.03	0.00
Cs	0.034	-69.12	0.00
T	0.090	58.44	0.00

$P_u = C_c + C_s - T$ **P_u :** *0.169* t

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ **$M_{u,x}$:** *0.000* t·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ **$M_{u,y}$:** *-0.028* t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	**C_c** :	*0.224*	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	**C_s** :	*0.034*	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	*0.090*	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cc,x}$** :	*-92.03*	mm
	$e_{cc,y}$:	*0.00*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*-69.12*	mm
	$e_{cs,y}$:	*0.00*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{T,x}$** :	*58.44*	mm
	$e_{T,y}$:	*0.00*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	**ε_{cmax}** :	*0.0000*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	**ε_{smax}** :	*0.0000*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	**σ_{cmax}** :	*1.81*	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	**σ_{smax}** :	*20.03*	kp/cm²

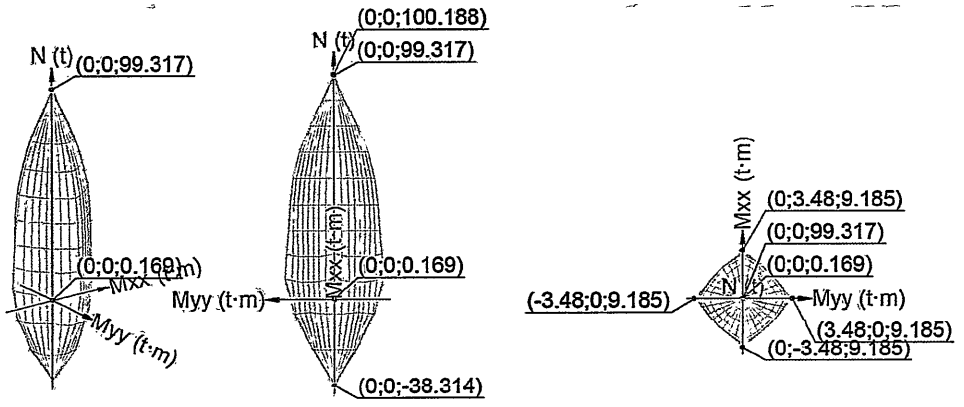
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM-0.3·SX-SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.002*** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.	**P_u** :	*0.169*	t
M_u: Momento de cálculo de primer orden.	**M_u** :	*0.000*	t·m

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

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot P_n$: *99.317* t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. $\phi \cdot M_n$: *0.000* t·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.

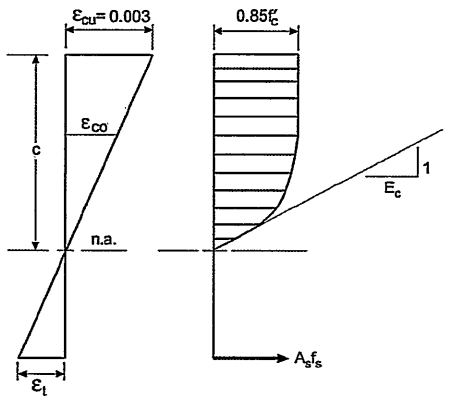
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.



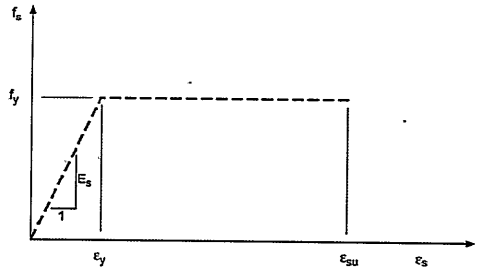
f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *210.00* kp/cm²

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

ε_{co}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{co} : *0.0020*

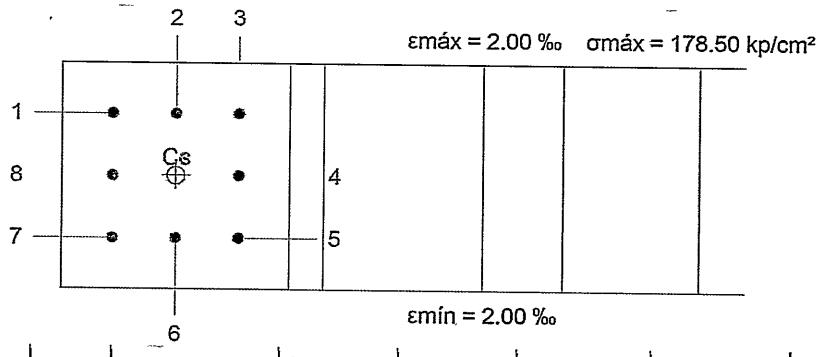
MEMORIA DE DISEÑO

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 : *4200.00* kp/cm²

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 (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-69.12	69.13	+4068.04	+0.001995
2	Ø1/2"	0.00	69.13	+4068.04	+0.001995
3	Ø1/2"	69.13	69.13	+4068.04	+0.001995
4	Ø1/2"	69.13	0.00	+4068.04	+0.001995
5	Ø1/2"	69.13	-69.12	+4068.04	+0.001995
6	Ø1/2"	0.00	-69.12	+4068.04	+0.001995
7	Ø1/2"	-69.12	-69.12	+4068.04	+0.001995
8	Ø1/2"	-69.12	0.00	+4068.04	+0.001995

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	111.562	0.00	0.00
Cs	41.234	0.00	0.00
T	0.000	0.00	0.00



MEMORIA DE DISEÑO

$$P_n = C_c + C_s - T$$

Pn : *152.795* t

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

Mn,x : *0.000* t·m

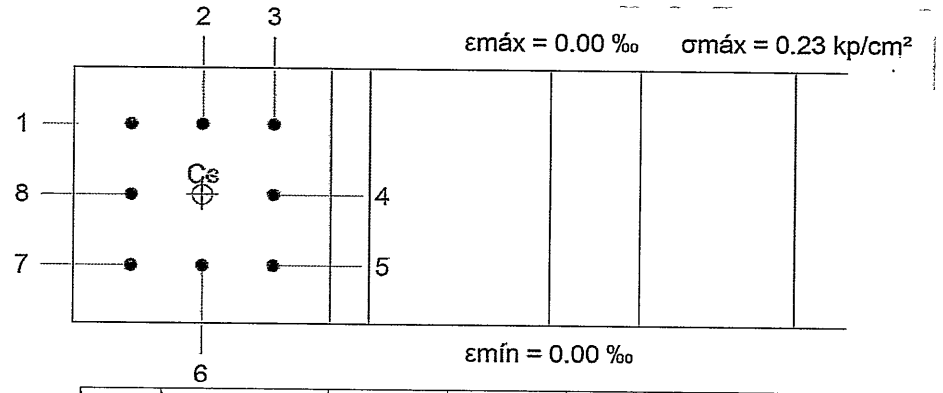
$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Mn,y : *0.000* t·m

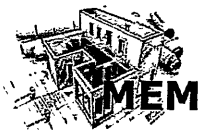
Donde:

- **Cc**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **Cc** : *111.562* t
- **Cs**: Resultante de compresiones en el acero. — **Cs** : *41.234* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *0.000* t
- **ecc**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **ecc** : *0.00* mm
- **ecs**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **ecs** : *0.00* mm
- **eT**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **eT** : *0.00* mm
- **εcmax**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **εcmax** : *0.0020*
- **εsmax**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **εsmax** : *0.0000*
- **σcmax**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σcmax** : *178.50* kp/cm²
- **σsmax**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σsmax** : *0.00* kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-69.12	69.13	+2.60	+0.000001
2	Ø1/2"	0.00	69.13	+2.60	+0.000001
3	Ø1/2"	69.13	69.13	+2.60	+0.000001
4	Ø1/2"	69.13	0.00	+2.60	+0.000001
5	Ø1/2"	69.13	-69.12	+2.60	+0.000001



MEMORIA DE DISEÑO

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
6	Ø1/2"	0.00	-69.12	+2.60	+0.000001
7	Ø1/2"	-69.12	-69.12	+2.60	+0.000001
8	Ø1/2"	-69.12	0.00	+2.60	+0.000001

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.142	0.00	0.00
Cs	0.026	0.00	0.00
T	0.000	0.00	0.00

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.169* t

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *0.000* t·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.000* t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c :** *0.142* t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s :** *0.026* t

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T :** *0.000* t

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

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **e_{cs} :** *0.00* mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **e_T :** *0.00* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax} :** *0.0000*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax} :** *0.0000*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax} :** *0.23* kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax} :** *0.00* kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm (Artículo C.21.3.5.1).

$b_1 \geq 250$ mm

250 mm ≥ 250 mm ✓



MEMORIA DE DISEÑO

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \geq A_{st,min}$ **1013.60 mm² ≥ 625.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,min} = 0,01 \cdot A_g$ **$A_{st,min}$:** *625.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g :** *62500.00* mm²

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \leq A_{st,max}$ **1013.60 mm² ≤ 2500.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,max} = 0,04 \cdot A_g$ **$A_{st,max}$:** *2500.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g :** *62500.00* 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).

$d_b \geq 9,5$ mm **9.5 mm ≥ 9.5 mm** ✓

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos h_x, no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.3.5.8).

$h_x \leq 350$ mm **160 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:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **142.51 mm² ≥ 136.98 mm²** ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. **$A_{sh,min}$:** *136.98* mm²

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$ **A_1 :** *136.98* mm²

$$A_2 = 0{,}06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

A_2 : *28.80* mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. **s :** *60* mm

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. **b_c :** *160* mm

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. **f'_c :** *20.60* MPa

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

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g :** *62500.00* mm²

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. **A_{ch} :** *25752.23* mm²

En el eje Y:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **142.51 mm² ≥ 136.98 mm²** ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. **$A_{sh,min}$:** *136.98* mm²

$$A_1 = 0{,}2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$

A_1 : *136.98* mm²

$$A_2 = 0{,}06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

A_2 : *28.80* mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. **s :** *60* mm

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. **b_c :** *160* mm

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. **f'_c :** *20.60* MPa

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

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g :** *62500.00* mm²

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. **A_{ch} :** *25752.23* mm²

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.5.6).

$s_0 \leq s_{max}$ **60 mm ≤ 83 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3, y s_4. **s_{max} :** *83* mm

$$s_1 = 8 \cdot \phi_{min}$$

s_1 : *102* mm



MEMORIA DE DISEÑO

$s_2 = 16 \cdot \phi_t$ — **s2 :** *152* mm

$s_3 = \frac{c_1}{3}$ — **s3 :** *83* mm

$s_4 = 150$ mm — **s4 :** *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$_1$:** *250* mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

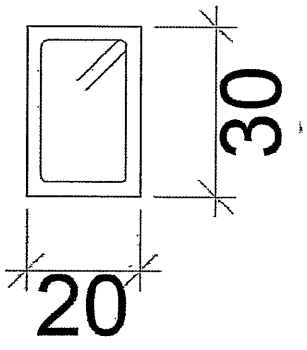
En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

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

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ✓

14.- COMPRABACION E.L.U Y E.L.S (NSR 10) DE VIGA AEREA DE MENOR FAVORABILIDAD

DESCRIPCIÓN

Datos de la viga		
	Geometría	
	Dimensiones : 20x30 Recubrimiento geométrico superior : 2.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 2.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 2.0 cm	
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Arm. montaje superior : 2Ø1/2" Arm. montaje inferior : 2Ø1/2"	Estribos : 1eØ3/8" Separación : c/13
	Materiales	
	Hormigón : f'c=210 Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)	

15.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-1010: C12 - C13 (1.243 m)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$s_l \geq s_{l,min}$ **116 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$ s_1 : 13 mm

$s_2 = 25$ mm s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ 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



MEMORIA DE DISEÑO

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 $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

2.53 cm² ≥ 0.21 cm² ✓

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$A_{s,req}$: *0.16* cm²

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

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.031*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *0.380* t

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *12.280* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 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:

$$V_n = V_c + V_s$$

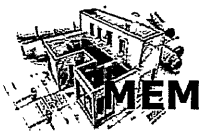
V_n : *16.374* t

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *4.205* t

([MPa] f'_c)



MEMORIA DE DISEÑO

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

Vc : *7.088* t

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

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρw : *0.005*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **As :** *2.53* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **bw :** *200* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *264* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Mm : *0.150* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **Mu :** *0.150* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **Nu :** *0.000* t

h: Altura de un elemento. **h :** *300.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **Ag :** *600.00* cm²

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

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

Vs : *12.168* t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Vs : *16.294* t

([MPa] f'_c)

Donde:

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

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **fyt :** *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *264* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *130* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *200* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$s \leq s_{max}$ **130 mm ≤ 135 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max} :** *135* mm

$s_1 = d/2$ **s_1 :** *135* mm

$s_2 = 600$ mm **s_2 :** *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *264* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.22 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ **$A_{v,min}$:** *0.18* cm²

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

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$ **$A_{v,min}$:** *0.22* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *200* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *130* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt} :** *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ MPa

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

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.093*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$:** *1.193* t

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$:** *12.842* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 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:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : *17.123* t

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *4.954* t

([MPa] f'c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *7.088* t

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

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ ρ_w : *0.005*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : *2.53* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : *200* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *264* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ M_m : *0.133* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : *0.133* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : *0.000* t

h: Altura de un elemento. **h** : *300.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : *600.00* cm²

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

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ V_s : *12.168* t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ V_s : *16.294* t

([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} : *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *264* mm



MEMORIA DE DISEÑO

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *130* mm

f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *200* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$s \leq s_{max}$ **130 mm ≤ 135 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max} :** *135* mm

$s_1 = d/2$ **s_1 :** *135* mm

$s_2 = 600$ mm **s_2 :** *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *264* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.22 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ **$A_{v,min}$:** *0.18* cm²

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

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$ **$A_{v,min}$:** *0.22* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** 200 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** 130 mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt} :** 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ 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 para la combinación de acciones Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : 0.067 ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u :** 0.000 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$:** 0.159 t·m

$M_{u,y}$: 0.000 t·m

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

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$:** 0.000 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$:** 2.361 t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: 0.000 t·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.

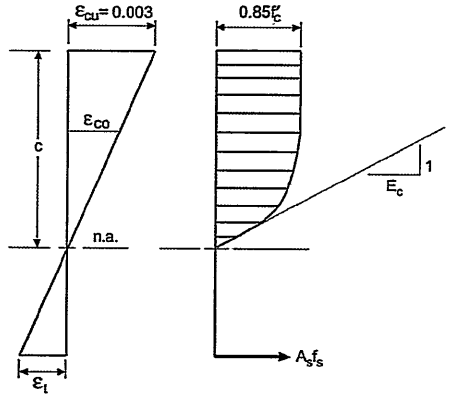
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

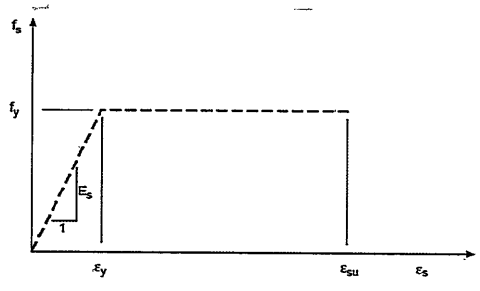


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *210.00* kp/cm²

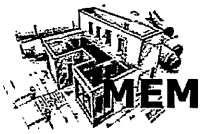
εcu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **εcu** : *0.0030*

εc0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **εc0** : *0.0020*

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

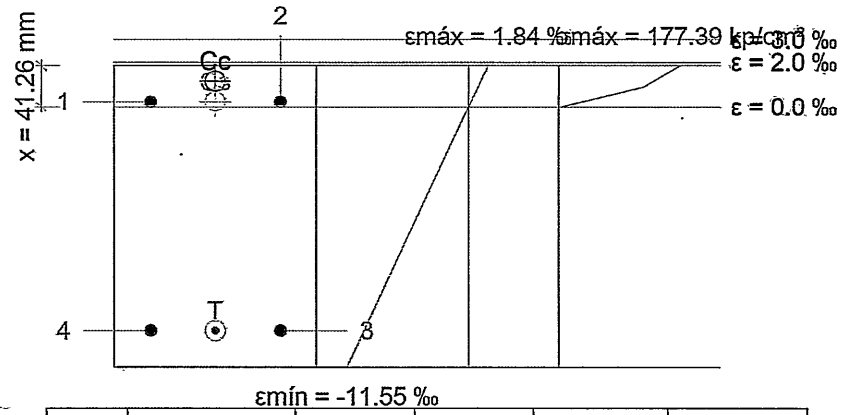


fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *4200.00* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

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 (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-64.12	114.13	+490.06	+0.000240
2	Ø1/2"	64.13	114.13	+490.06	+0.000240
3	Ø1/2"	64.13	-114.12	-4200.00	-0.009950
4	Ø1/2"	-64.12	-114.12	-4200.00	-0.009950

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	9.401	0.00	134.72
Cs	1.242	0.00	114.13
T	10.643	0.00	-114.12

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.000* t

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *2.623* t·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.000* t·m

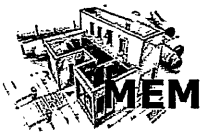
Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c :** *9.401* t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s :** *1.242* t

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T :** *10.643* t

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; **$e_{cc,y}$:** *134.72* mm; **$e_{cs,x}$:** *0.00* mm



MEMORIA DE DISEÑO

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

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

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

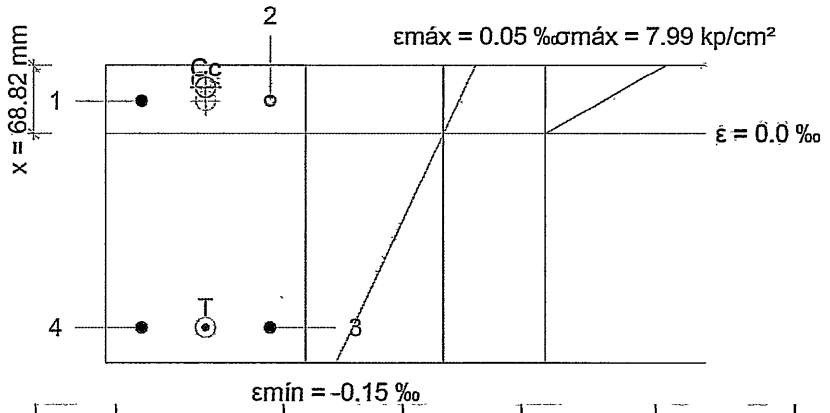
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{cs,y}$: *114.13* mm
$e_{T,x}$: *0.00* mm
$e_{T,y}$: *-114.12* mm
ε_{cmax} : *0.0018*
ε_{smax} : *0.0099*
σ_{cmax} : *177.39* kp/cm²
σ_{smax} : *4200.00* kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-64.12	114.13	+44.17	+0.000022
2	Ø1/2"	64.13	114.13	+44.17	+0.000022
3	Ø1/2"	64.13	-114.12	-261.87	-0.000128
4	Ø1/2"	-64.12	-114.12	-261.87	-0.000128

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.552	0.00	127.02
Cs	0.112	0.00	114.13
T	0.664	0.00	-114.12

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.000* t

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *0.159* t·m



MEMORIA DE DISEÑO

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.000* t·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c :** *0.552* t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s :** *0.112* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T :** *0.664* t
- **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; **$e_{cc,y}$:** *127.02* 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; **$e_{cs,y}$:** *114.13* 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; **$e_{T,y}$:** *-114.12* mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax} :** *0.0000*
- ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax} :** *0.0001*
- σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax} :** *7.99* kp/cm²
- σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax} :** *261.87* kp/cm²

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 Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

η : ***0.063*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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

- **P_u**: Esfuerzo normal de cálculo. — **P_u :** *0.000* t
- **M_u**: Momento de cálculo de primer orden. — **$M_{u,x}$:** *0.148* t·m; **$M_{u,y}$:** *0.000* t·m

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

- **$\phi \cdot P_n$**: Axil de agotamiento. — **$\phi \cdot P_n$:** *0.000* t
- **$\phi \cdot M_n$**: Momentos de agotamiento. — **$\phi \cdot M_{n,x}$:** *2.361* t·m; **$\phi \cdot M_{n,y}$:** *0.000* t·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.

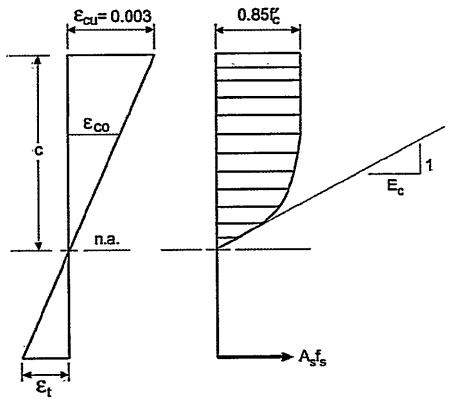
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

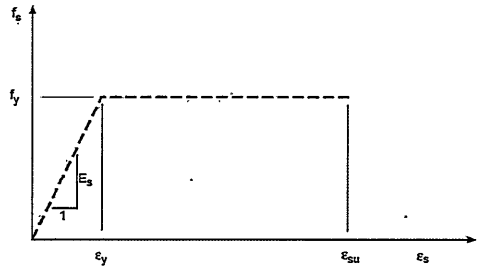


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *210.00* kp/cm²

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

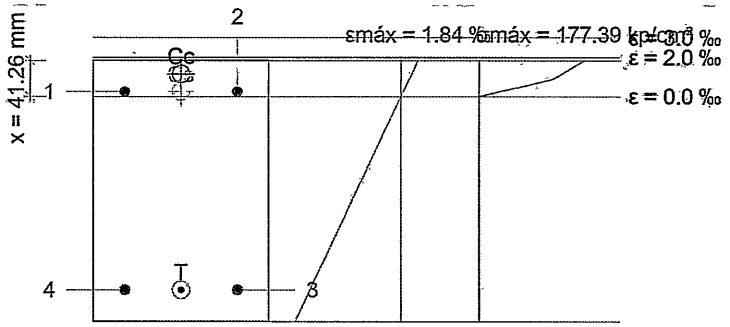
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : *0.0020*

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



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y :** *4200.00* kp/cm²

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 (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-64.12	114.13	+490.06	+0.000240
2	Ø1/2"	64.13	114.13	+490.06	+0.000240
3	Ø1/2"	64.13	-114.12	-4200.00	-0.009950
4	Ø1/2"	-64.12	-114.12	-4200.00	-0.009950

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	9.401	0.00	134.72
Cs	1.242	0.00	114.13
T	10.643	0.00	-114.12

$P_n = C_c + C_s - T$ **P_n :** *0.000* t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ **$M_{n,x}$:** *2.623* t·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.000* t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c :** *9.401* t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s :** *1.242* t

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T :** *10.643* t

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; **$e_{cc,y}$:** *134.72* 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; **$e_{cs,y}$:** *114.13* 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; **$e_{T,y}$:** *-114.12* mm

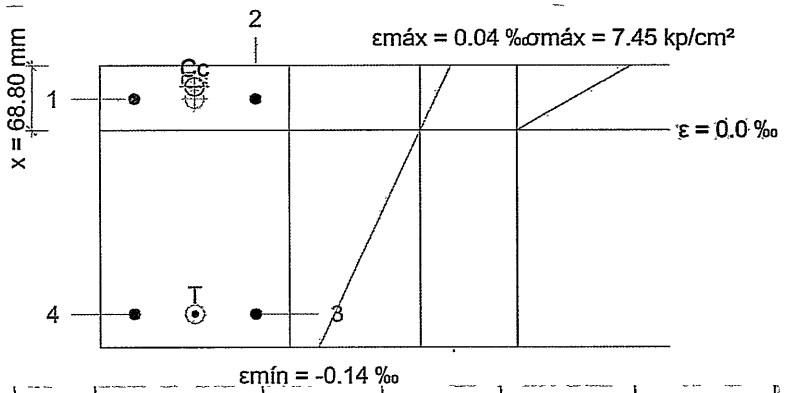
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax} :** *0.0018*

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

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax} :** *177.39* kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax} :** *4200.00* kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-64.12	114.13	+41.17	+0.000020
2	Ø1/2"	64.13	114.13	+41.17	+0.000020
3	Ø1/2"	64.13	-114.12	-244.23	-0.000120
4	Ø1/2"	-64.12	-114.12	-244.23	-0.000120

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.515	0.00	127.02
Cs	0.104	0.00	114.13
T	0.619	0.00	-114.12



MEMORIA DE DISEÑO

$P_u = C_c + C_s - T$ — **P_u** : *0.000* t

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{u,x}$** : *0.148* t·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{u,y}$** : *0.000* t·m

Donde:

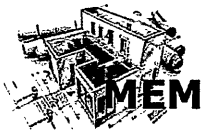
C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	**C_c** : *0.515*	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	**C_s** : *0.104*	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** : *0.619*	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cc,x}$** : *0.00*	mm
	$e_{cc,y}$: *127.02*	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
	$e_{cs,y}$: *114.13*	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
	$e_{T,y}$: *-114.12*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	**ε_{cmax}** : *0.0000*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	**ε_{smax}** : *0.0001*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	**σ_{cmax}** : *7.45*	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	**σ_{smax}** : *244.23*	kp/cm²

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.



MEMORIA DE DISEÑO

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

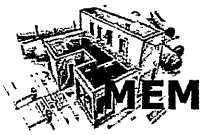
Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

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

$b_w \geq 200$ mm

200 mm ≥ 200 mm ✓



MEMORIA DE DISEÑO

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).

$d_b \geq 12$ mm **13 mm ≥ 12 mm** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$\rho \leq 0{,}025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$\rho \leq 0{,}025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

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

$n \geq 2$ **2 ≥ 2** ✓

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de d/2 en toda la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.8).

$s_0 \leq \frac{d}{2}$ **130 mm ≤ 135 mm** ✓

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *264* mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **23157342 N·mm ≥ 5146076 N·mm** ✓

Donde:

Ø·$M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Ø·$M_{n,pos}$** : *23157342* N·mm

Ø·$M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·$M_{n,a,neg}$** : *25730380* N·mm

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

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

16.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-1010: C12 - C13 (x: 1.243 m)

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **128.25 mm ≤ 4371.24 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 64.13 mm, Y = -114.12 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *128.25* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *4371.24* mm

$$s_1 = 380 \cdot (\frac{280}{f_s}) - 2.5 \cdot c_c$$ **s_1** : *5463.09* mm

$$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$$ **s_2** : *4371.24* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *195.89* kp/cm²

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *29.52* mm

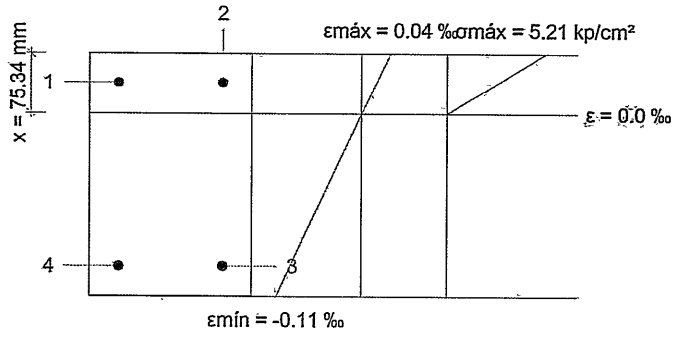
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *0.118* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
3	Ø1/2"	64.13	-114.12	-195.89	-0.000096
4	Ø1/2"	-64.12	-114.12	-195.89	-0.000096

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (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 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 lateral izquierda (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)
La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

17.- 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 "1.24 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **0.06 mm ≤ 3.89 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa
$f_{A,lim} = L/480$
L: longitud de referencia

$f_{A,lim}$: *3.89* mm
L : *1.86* m

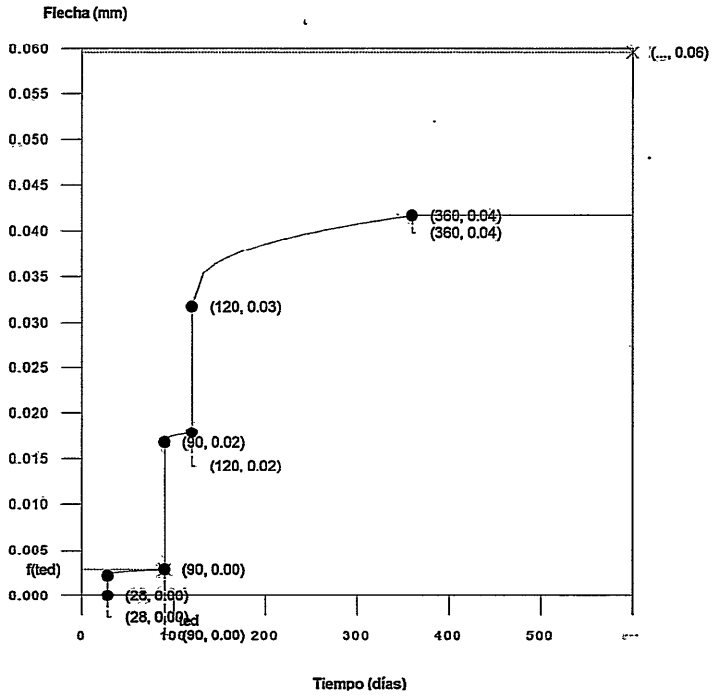
$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"
Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed},\infty) - f(t_{ed})$

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$f_{A,max}$: *0.06* mm
$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: *0.06* mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2-3	90	120	0.00	0.01	0.02	0.00	0.02	0.02
3-4	120	360	0.02	0.01	0.03	0.01	0.04	0.04
4-∞	360	∞	0.04	0.00	0.04	0.02	0.06	0.06

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

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

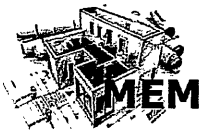
$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: 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



MEMORIA DE DISEÑO

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	220477.83	45000.00	0.00	0.00	0.00
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	232290.60	45000.00	0.02	0.01	0.02
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	233746.98	45000.00	0.03	0.01	0.03
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	236743.86	45000.00	0.03	0.00	0.03

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left(\frac{t_i}{4 + 0.85 \cdot t_i}\right)}$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

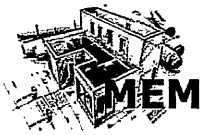
Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	45000.00	45000.00
2	90 días	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería	45000.00	45000.00
3	120 días	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento	45000.00	45000.00
4	12 meses	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento,Sobrecarga de uso	45000.00	45000.00

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i



MEMORIA DE DISEÑO

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \underset{j=1}{\overset{j=i}{MIN}}\left(I_{e,v_j}\right)$$

$I_{e,v,i}$: 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 "2"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería"

$I_{e,v}$: *45000.00* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

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
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.61	0	0	0	0.38	0.013

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : *45000.00* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

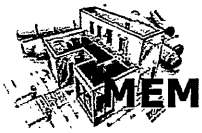
I_{ee1} : *45000.00* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : *45000.00* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$



MEMORIA DE DISEÑO

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	45000.00	10830.05	-1.00	-0.32	45000.00
Centro de vano	45000.00	10830.05	1.00	0.05	45000.00
Extremo (2)	45000.00	10830.05	1.00	0.01	45000.00

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\Sigma\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.00	0.00	0.67	1.00	0.33	0.00
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	0.01	0.02	1.00	1.07	0.07	0.00
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	0.01	0.03	1.07	1.40	0.33	0.01
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	0.00	0.03	1.40	2.00	0.60	0.02

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)



MEMORIA DE DISEÑO

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses" **$f(t_{ed})$:** *0.00* 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.

17.- COMPROBACION E.L.U Y E.L.S EN CORREA METALICA DE MENOR FAVORABILIDAD

DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
CF-160x3.0	Geometría
	Referencia del perfil : CF-160x3.0
	Materiales
	Acero : ASTM A 36 36 ksi

18.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-1036: C36 - C25 (x: 0.351 m)

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$w_1/t \leq 90$ **w_1 / t :** ***16.00*** ✓

Donde:

w_1: Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X). **w_1 :** *48.00* mm

t: Espesor. **t :** *3.00* mm

$w_2/t \leq 200$ **w_2 / t :** ***49.33*** ✓

Donde:

w_2: Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y). **w_2 :** *148.00* mm

t: Espesor. **t :** *3.00* mm

$w_3/t \leq 60$ **w_3 / t :** ***4.67*** ✓

Donde:

w_3: Longitud del tramo recto del rigidizador de borde. **w_3 :** *14.00* mm



MEMORIA DE DISEÑO

t: Espesor. **t :** *3.00* mm

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (C4)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

Se debe satisfacer:

$$\eta_{Tr} = \frac{Tr_f}{Tr_c} \leq 1$$

$\eta_{Tr} <$ ***0.001*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM-0.3·SX-SY.

Donde:

Tr_f: Resistencia requerida a torsión, utilizando las combinaciones de carga LRFD. **Tr_f :** *0.000* t·m

Tr_c: Resistencia de diseño a torsión.

$$Tr_c = \varphi_{Tr} Tr_n$$ **Tr_c :** *0.012* t·m

Donde:

φ_{Tr}: Factor de resistencia para torsión, tomado de AISC-05. **φ_{Tr} :** *0.90*

Tr_n: Resistencia nominal a torsión.

$$Tr_n = F_n C$$ **Tr_n :** *0.014* t·m

Donde:

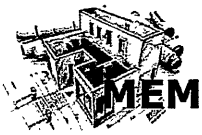
C: Módulo resistente a torsión.

$$C = \frac{J}{t}$$ **C :** *0.90* cm³

Donde:

J: Momento de inercia a torsión uniforme. **J :** *0.27* cm4

t: Espesor. **t :** *3.00* mm



MEMORIA DE DISEÑO

$$F_n = 0.6F_y$$

F_n : *1529.05* kp/cm²

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y :** *2548.42* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

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

η_B : ***0.164*** ✓

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. **M_f :** *0.163* t·m

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX+SY.

M_f^+: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f^+ :** *0.005* t·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY.

M_f^-: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f^- :** *0.163* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \varphi_b M_n$$

M_c : *0.992* t·m

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. **φ_b :** *0.90*

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1. **M_n :** *1.103* t·m

Donde:

M_n^+: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva. **M_n^+ :** *1.103* t·m

M_n^-: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa. **M_n^- :** *1.103* t·m

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ex}F_y$$

M_n : *1.103* t·m

Donde:

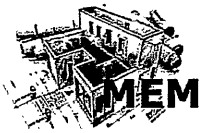
$$S_{ex} = \frac{I_{ex}I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey}y - I_{exy}x}$$

S_{ex} : *43.27* cm³

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X. **I_{ex} :** *346.12* cm4

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. **I_{ey} :** *42.81* cm4



MEMORIA DE DISEÑO

I_{exy}: Producto eficaz de inercia. I_{exy} : 0.00 cm4

x: Distancia a la fibra extrema en flexión. x : 12.60 mm

y: Distancia a la fibra extrema en flexión. y : 80.00 mm

F_y: Límite elástico del acero. F_y : 2548.42 kp/cm²

C3.1.2 Resistencia a pandeo lateral.

Como el factor de longitud eficaz para flexión (K_y) es cero, la barra no está sometida a pandeo lateral. La resistencia a flexión se calcula según la Sección C3.1.1.

C3.1.4 Resistencia a pandeo por distorsión.

Para $\lambda_d \leq 0.673$

$$M_n = M_y$$ M_n : 1.103 t·m

Donde:

$$\lambda_d = \sqrt{M_y / M_{crd}}$$ λ_d : 0.54

$$M_y = S_{fyld} F_y$$ M_y : 1.103 t·m

Donde:

S_{fyld}: Módulo resistente elástico de la sección bruta respecto a la fibra extrema con mayor tensión. S_{fyld} : 43.27 cm³

F_y: Límite elástico del acero. F_y : 2548.42 kp/cm²

$$M_{crd} = S_{fx} F_d$$ M_{crd} : 3.753 t·m

Donde:

$$S_{fx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_c - I_{xy} x_c}$$ S_{fx} : 43.27 cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. I_x : 346.12 cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. I_y : 42.81 cm4

I_{xy}: Producto de inercia. I_{xy} : 0.00 cm4

x_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. x_c^+ : 35.40 mm

x_c^- : 12.60 mm

y_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. y_c : 80.00 mm

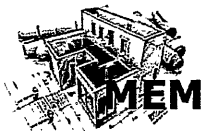
$$F_d = \beta \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{\tilde{k}_{\phi fg} + \tilde{k}_{\phi wg}}$$ F_d : 8674.72 kp/cm²

Donde:

β: Valor para tener en cuenta el gradiente de momentos, tomado de forma conservadora como la unidad. β : 1.00

$k_{\phi fe}$: Rigidez rotacional elástica proporcionada por el ala a la unión con el alma.

$$k_{\phi fe} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \left(EI_{xf} (x_o - h_x)^2 + EC_{wf} - E\frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_o - h_x)^2 \right) + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 GJ_f$$ $k_{\phi fe}$: 1.279 t



MEMORIA DE DISEÑO

$k_{\phi we}$: Rigidez rotacional elástica proporcionada por el alma a la unión con el ala.

$$k_{\phi we} = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{3}{h_o}+\left(\frac{\pi}{L}\right)^2\frac{19h_o}{60}+\left(\frac{\pi}{L}\right)^4\frac{h_o^3}{240}\right)$$

$k_{\phi we}$: 1.129 t

k_{ϕ}: Rigidez rotacional proporcionada por un elemento de arriostramiento (barra, panel, elemento de cubrición) a la unión del ala con el alma, tomada como cero si no está arriostrado.

k_{ϕ} : 0.000 t

$\bar{k}_{\phi fg}$: Rigidez rotacional geométrica (dividida entre la tensión F_d) demandada por el ala en la unión con el alma.

$$\bar{k}_{\phi fg} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2\left[A_f\left((x_o-h_x)^2\left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right)^2-2y_o(x_o-h_x)\left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right)+h_x^2+y_o^2\right)+I_{xf}+I_{yf}\right]$$

$\bar{k}_{\phi fg}$: 0.25 cm²

$\bar{k}_{\phi wg}$: Rigidez rotacional geométrica (dividida entre la tensión F_d) demandada por el alma en la unión con el ala.

$$\bar{k}_{\phi wg} = \frac{h_o t\pi^2}{13440}\left(\frac{\left[45360(1-\xi_{web})+62160\right]\left(\frac{L}{h_o}\right)^2+448\pi^2+\left(\frac{h_o}{L}\right)^2\left[53+3(1-\xi_{web}\right.}{\pi^4+28\pi^2\left(\frac{L}{h_o}\right)^2+420\left(\frac{L}{h_o}\right)^4}\right.$$

$\bar{k}_{\phi wg}$: 0.03 cm²

Donde:

L: Valor mínimo de L_{cr} y L_m.

L : 0.388 m

Donde:

$$L_{cr} = \left(\frac{4\pi^4 h_o(1-\mu^2)}{t^3}\left(I_{xf}(x_o-h_x)^2+C_{wf}-\frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}}(x_o-h_x)^2\right)+\frac{\pi^4 h_o^4}{720}\right)^{1/4}$$

L_{cr} : 0.388 m

Donde:

h_o: Canto total del alma. h_o : 160.00 mm

μ: Coeficiente de Poisson. μ : 0.30

t: Espesor de referencia del acero. t : 3.00 mm

I_{xf}: Momento de inercia del ala, respecto al eje X. I_{xf} : 0.50 cm4

x_o: Distancia en la dirección del eje X entre el centro de gravedad del ala y el centro de esfuerzos cortantes del ala. x_o : 19.99 mm

h_x: Distancia en la dirección del eje X entre el centro de gravedad del ala y la unión del ala con el alma. h_x : -37.01 mm

C_{wf}: Constante de alabeo del ala. C_{wf} : 0.00 cm6

I_{xyf}: Producto de inercia del ala. I_{xyf} : -1.03 cm4

I_{yf}: Momento de inercia del ala, respecto al eje Y. I_{yf} : 6.20 cm4

L_m: Distancia entre puntos de arriostramiento a pandeo por distorsión (para elementos con arriostramiento continuo $L_m = L_{cr}$). L_m : 5.997 m

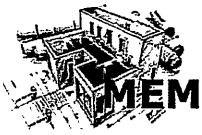
E: Módulo de Young. E : 2069317.0 kp/cm² 2

G: Módulo de elasticidad transversal. G : 795891.16 kp/cm² 2

J_f: Momento de inercia a torsión uniforme del ala comprimida, más el rigidizador de borde, respecto a los ejes X-Y situados en el centro de gravedad del ala, con el eje X positivo hacia la derecha del centro de gravedad y el eje Y positivo hacia abajo del centro de gravedad. J_f : 0.06 cm4

A_f: Área bruta del ala comprimida, más el rigidizador de borde, respecto a los ejes X-Y situados en el centro de gravedad del ala, con el eje X positivo hacia la derecha del centro de gravedad y el eje Y positivo hacia abajo del centro de gravedad. A_f : 2.07 cm²

y_o: Distancia en la dirección del eje Y entre el centro de gravedad del ala y el centro de esfuerzos cortantes del ala. y_o : 2.50 mm



MEMORIA DE DISEÑO

ξ_{web}: Gradiente de tensiones en el alma, donde f1 y f2 son las tensiones en los extremos del alma (siendo f1 la mayor de las dos). Las tensiones de compresión se consideran positivas y las de tracción negativan. Las tensiones se calculan utilizando la sección bruta. Para flexión simétrica pura, el valor de ξ_{web} es 2.

$$\xi_{web} = (f_1 - f_2)/f_1$$

ξ_{web} : *2.0*

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector alrededor del eje Y.

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X.

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

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

ηv : ***0.024*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY.

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. **V_f** : *0.156* t

V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \varphi_v V_n$$

V_c : *6.450* t

Donde:

φ_v: Factor de resistencia para cortante. **φ_v** : *0.95*

V_n: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1. **V_n** : *6.789* t

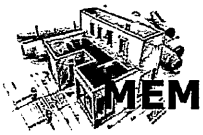
C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

V_n : *6.789* t

Donde:

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



MEMORIA DE DISEÑO

$A_w = ht$ **Aw :** *4.44* cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. **h :** *148.00* mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. **t :** *3.00* mm

(a) Para $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$F_v = 0.6F_y$ **Fv :** *1529.05* kp/cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. **h :** *148.00* mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. **t :** *3.00* mm

E: Módulo de Young. **E :** *2069317.02* kp/cm²

F_y: Límite elástico del acero. **F_y :** *2548.42* kp/cm²

1.Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v :** *5.34*

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

Se debe satisfacer:

$\eta_B = \frac{M_f}{M_c R} \leq 1$ **η_B :** ***0.164*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY.

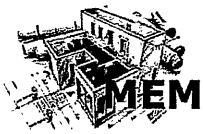
Donde:

M_f: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f :** *0.163* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión, según C3.1. **M_c :** *0.992* t·m

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión.

R : *1.00*



MEMORIA DE DISEÑO

$$R = \frac{|f_{bx}|}{|f_{bx}| + |f_{Tr}|} \leq 1$$

Donde:

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x** : *35.40* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y** : *80.00* mm

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

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

f_{bx} : *-376.06* kp/cm²

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *0.163* t·m

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *346.12* cm4

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr}** : *-0.16* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

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

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$\eta \leq 1$ **η : *0.027*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY.

Donde:

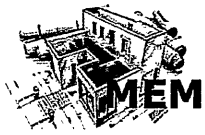
(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

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

η : *0.027*

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según C3.6. **R** : *1.00*



MEMORIA DE DISEÑO

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx} :** *0.163* t·m

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X. **M_{cx} :** *0.992* t·m

V_{fy}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **V_{fy} :** *0.156* t

V_{cy}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y. **V_{cy} :** *6.450* t

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$\eta_f \leq 1$ **η_f :** ***0.164*** ✓

$\eta \leq 1$ **η :** ***0.164*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-0.3·SX-SY.

Donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\varphi_b M_{nxt} R_x} + \frac{M_{fy}}{\varphi_b M_{nyt} R_y} + \frac{T_f}{\varphi_t T_n}$$ **η_f :** *0.164*

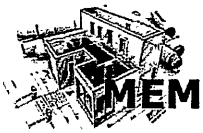
Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6. **R_x :** *1.00*

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6. **R_y :** *1.00*

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. **φ_{bx} :** *0.90*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx} :** *0.163* t·m



MEMORIA DE DISEÑO

$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$ — **M_{nxt}** : *1.103* t·m

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$$ — **S_{ftx}** : *43.27* cm³

Donde:

- **I_x**: Momento de inercia respecto al eje X. — **I_x** : *346.12* cm4
- **I_y**: Momento de inercia respecto al eje Y. — **I_y** : *42.81* cm4
- **I_{xy}**: Producto de inercia. — **I_{xy}** : *0.00* cm4
- **x_t**: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. — **x_t** : *35.40* mm
- **y_t**: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. — **y_t** : *80.00* mm

F_y: Límite elástico del acero. — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. — **φ_{by}** : *0.95*

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. — **M_{fy}** : *0.000* t·m

$M_{nyt} = S_{fty} F_y$ — **M_{nyt}** : *0.264* t·m

Donde:

$$S_{fty} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_t - I_{xy} y_t}$$ — **S_{fty}** : *10.34* cm³

Donde:

- **I_x**: Momento de inercia respecto al eje X. — **I_x** : *346.12* cm4
- **I_y**: Momento de inercia respecto al eje Y. — **I_y** : *42.81* cm4
- **I_{xy}**: Producto de inercia. — **I_{xy}** : *0.00* cm4
- **x_t**: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y. — **x_t** : *41.40* mm
- **y_t**: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y. — **y_t** : *60.00* mm

F_y: Límite elástico del acero. — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

φ_t: Factor de resistencia para tracción. — **φ_t** : *0.90*

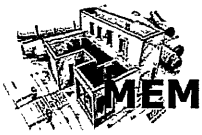
T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. — **T_f** : *0.000* t

T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2. — **T_n** : *22.943* t

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\varphi_b M_{nx} R_x} + \frac{M_{fy}}{\varphi_b M_{ny} R_y} - \frac{T_f}{\varphi_t T_n}$$ — **η** : *0.164*

Donde:

R_x : *1.00*



MEMORIA DE DISEÑO

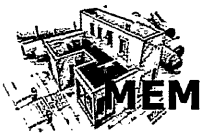
R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6.		
R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6.	R_y :	1.00
φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	φ_{bx} :	0.90
M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} :	0.163 t·m
M_{nx}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.	M_{nx} :	1.103 t·m
φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	φ_{by} :	0.95
M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} :	0.000 t·m
M_{ny}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.	M_{ny} :	0.258 t·m
φ_t: Factor de resistencia para tracción.	φ_t :	0.90
T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f :	0.000 t
T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n :	22.943 t

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que todas las combinaciones de esfuerzos solicitantes han sido verificadas en otras comprobaciones.

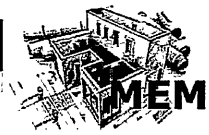


19.-TENSIONES DEL TERRENO BAJO VIGAS DE CIMENTACIÓN

Fundación

Tensión admisible en situaciones persistentes: 2.50 kp/cm²
Tensión admisible en situaciones accidentales: 3.75 kp/cm²

Situaciones persistentes o transitorias					
Viga			Tensión media (kp/cm²)	Tensión en bordes (kp/cm²)	Estado
Pórtico	Tramo	Dimensión			
1	V-001: C1-C2	25x30	0.62	0.81	Cumple
1	V-002: C2-C3	25x30	0.60	0.70	Cumple
1	V-003: C3-C4	25x30	0.67	0.87	Cumple
1	V-004: C4-C5	25x30	0.66	0.85	Cumple
1	V-005: C5-C6	25x30	0.42	0.47	Cumple
1	V-006: C6-C7	25x30	0.47	0.56	Cumple
2	V-007: C8-C9	25x30	0.96	1.00	Cumple
3	V-008: C10-C11	25x30	1.09	1.10	Cumple
3	V-009: C11-C12	25x30	0.90	0.90	Cumple
3	V-010: C12-C13	25x30	0.94	1.03	Cumple
3	V-011: C13-C14	25x30	0.92	0.99	Cumple
3	V-012: C14-C15	25x30	0.70	0.70	Cumple
3	V-013: C15-C16	25x30	0.89	0.89	Cumple
3	V-014: C16-C17	25x30	0.82	0.82	Cumple
4	V-015: C18-C19	25x30	1.04	1.08	Cumple
5	V-016: C20-C21	25x30	0.96	1.04	Cumple
5	V-017: C21-C22	25x30	0.72	0.74	Cumple
5	V-018: C22-C23	25x30	0.65	0.66	Cumple
5	V-019: C23-C24	25x30	0.62	0.65	Cumple
5	V-020: C24-C25	25x30	0.66	0.66	Cumple
5	V-021: C25-C26	25x30	0.51	0.56	Cumple
6	V-022: C27-C28	25x30	0.89	0.92	Cumple
7	V-023: C31-C32	25x30	0.56	0.58	Cumple
7	V-024: C32-C33	25x30	0.54	0.57	Cumple
7	V-025: C33-C34	25x30	0.54	0.60	Cumple
7	V-026: C34-C35	25x30	0.52	0.61	Cumple
7	V-027: C35-C36	25x30	0.56	0.60	Cumple
7	V-028: C36-C37	25x30	0.62	0.66	Cumple
8	V-029: C31-C27	25x30	0.54	0.56	Cumple
8	V-030: C27-C20	25x30	0.51	0.54	Cumple
8	V-031: C20-C10	25x30	0.62	0.81	Cumple
8	V-032: C10-C1	25x30	0.62	0.79	Cumple
9	V-033: C32-C28	25x30	0.90	0.93	Cumple



Situaciones persistentes o transitorias					
Viga			Tensión media (kp/cm²)	Tensión en bordes (kp/cm²)	Estado
Pórtico	Tramo	Dimensión			
10	V-034: C18-B0	25x30	1.07	1.13	Cumple
10	V-035: B0-C8	25x30	0.99	1.05	Cumple
11	V-036: C33-C29	25x30	0.96	0.98	Cumple
11	V-037: C29-C21	25x30	0.97	1.00	Cumple
12	V-038: C22-C19	25x30	0.67	0.68	Cumple
12	V-039: C19-C12	25x30	0.66	0.68	Cumple
12	V-040: C12-C9	25x30	0.80	0.88	Cumple
12	V-041: C9-C3	25x30	0.80	0.86	Cumple
13	V-042: C34-B2	25x30	1.05	1.06	Cumple
14	V-043: C23-C13	25x30	0.87	0.88	Cumple
15	V-044: C35-C24	25x30	1.03	1.05	Cumple
15	V-045: C24-C14	25x30	0.73	0.77	Cumple
15	V-046: C14-C5	25x30	0.99	1.07	Cumple
16	V-047: C36-C25	25x30	0.97	0.98	Cumple
16	V-048: C25-C15	25x30	0.91	0.93	Cumple
16	V-049: C15-C6	25x30	0.88	0.91	Cumple
17	V-050: C25-C30	25x30	0.70	0.76	Cumple
18	V-051: C26-C17	25x30	0.61	0.69	Cumple
18	V-052: C17-C7	25x30	0.61	0.67	Cumple
19	V-053: C37-C30	25x30	0.70	0.73	Cumple

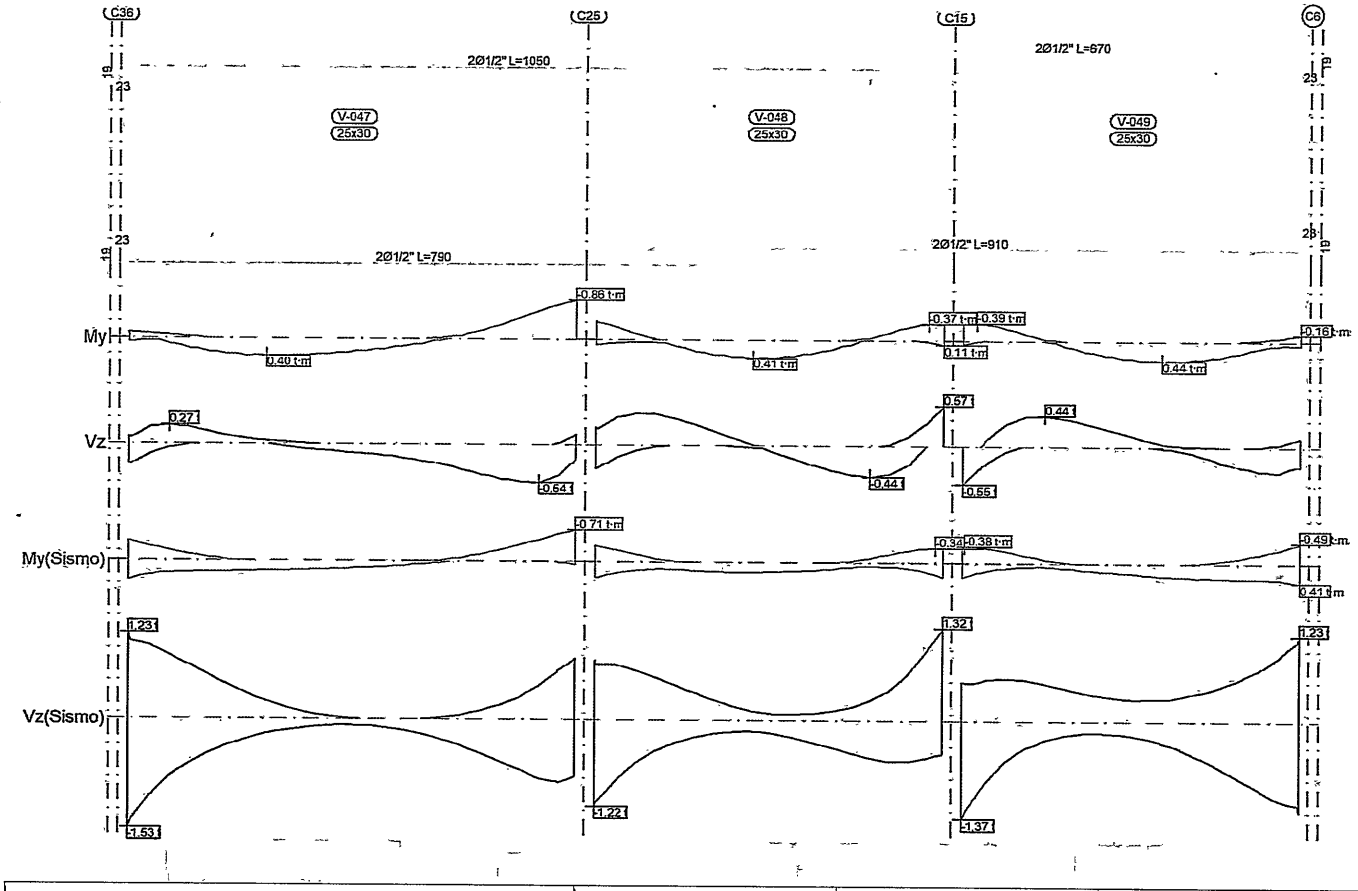
Situaciones accidentales					
Viga			Tensión media (kp/cm²)	Tensión en bordes (kp/cm²)	Estado
Pórtico	Tramo	Dimensión			
1	V-001: C1-C2	25x30	0.59	0.73	Cumple
1	V-002: C2-C3	25x30	0.58	0.66	Cumple
1	V-003: C3-C4	25x30	0.63	0.79	Cumple
1	V-004: C4-C5	25x30	0.62	0.77	Cumple
1	V-005: C5-C6	25x30	0.43	0.45	Cumple
1	V-006: C6-C7	25x30	0.52	0.55	Cumple
2	V-007: C8-C9	25x30	0.92	0.97	Cumple
3	V-008: C10-C11	25x30	0.99	1.00	Cumple
3	V-009: C11-C12	25x30	0.82	0.84	Cumple
3	V-010: C12-C13	25x30	0.86	0.95	Cumple
3	V-011: C13-C14	25x30	0.85	0.91	Cumple
3	V-012: C14-C15	25x30	0.65	0.65	Cumple
3	V-013: C15-C16	25x30	0.85	0.85	Cumple
3	V-014: C16-C17	25x30	0.76	0.79	Cumple
4	V-015: C18-C19	25x30	0.99	1.04	Cumple



Situaciones accidentales					
Viga			Tensión media (kp/cm²)	Tensión en bordes (kp/cm²)	Estado
Pórtico	Tramo	Dimensión			
5	V-016: C20-C21	25x30	0.85	0.91	Cumple
5	V-017: C21-C22	25x30	0.67	0.68	Cumple
5	V-018: C22-C23	25x30	0.61	0.63	Cumple
5	V-019: C23-C24	25x30	0.57	0.60	Cumple
5	V-020: C24-C25	25x30	0.59	0.59	Cumple
5	V-021: C25-C26	25x30	0.55	0.58	Cumple
6	V-022: C27-C28	25x30	0.87	0.91	Cumple
7	V-023: C31-C32	25x30	0.65	0.68	Cumple
7	V-024: C32-C33	25x30	0.57	0.58	Cumple
7	V-025: C33-C34	25x30	0.57	0.59	Cumple
7	V-026: C34-C35	25x30	0.52	0.57	Cumple
7	V-027: C35-C36	25x30	0.56	0.59	Cumple
7	V-028: C36-C37	25x30	0.77	0.81	Cumple
8	V-029: C31-C27	25x30	0.65	0.67	Cumple
8	V-030: C27-C20	25x30	0.51	0.53	Cumple
8	V-031: C20-C10	25x30	0.63	0.75	Cumple
8	V-032: C10-C1	25x30	0.63	0.72	Cumple
9	V-033: C32-C28	25x30	0.88	0.92	Cumple
10	V-034: C18-B0	25x30	1.02	1.09	Cumple
10	V-035: B0-C8	25x30	0.95	1.02	Cumple
11	V-036: C33-C29	25x30	0.89	0.92	Cumple
11	V-037: C29-C21	25x30	0.92	0.94	Cumple
12	V-038: C22-C19	25x30	0.64	0.66	Cumple
12	V-039: C19-C12	25x30	0.64	0.66	Cumple
12	V-040: C12-C9	25x30	0.76	0.83	Cumple
12	V-041: C9-C3	25x30	0.76	0.82	Cumple
13	V-042: C34-B2	25x30	0.93	0.94	Cumple
14	V-043: C23-C13	25x30	0.79	0.80	Cumple
15	V-044: C35-C24	25x30	0.91	0.93	Cumple
15	V-045: C24-C14	25x30	0.65	0.68	Cumple
15	V-046: C14-C5	25x30	0.88	0.96	Cumple
16	V-047: C36-C25	25x30	0.88	0.88	Cumple
16	V-048: C25-C15	25x30	0.81	0.83	Cumple
16	V-049: C15-C6	25x30	0.79	0.81	Cumple
17	V-050: C25-C30	25x30	0.86	0.91	Cumple
18	V-051: C26-C17	25x30	0.68	0.69	Cumple
18	V-052: C17-C7	25x30	0.68	0.69	Cumple
19	V-053: C37-C30	25x30	0.84	0.88	Cumple

20.- LISTADO DE ESFUERZOS Y ARMADO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN

20.1.- Pórtico 16



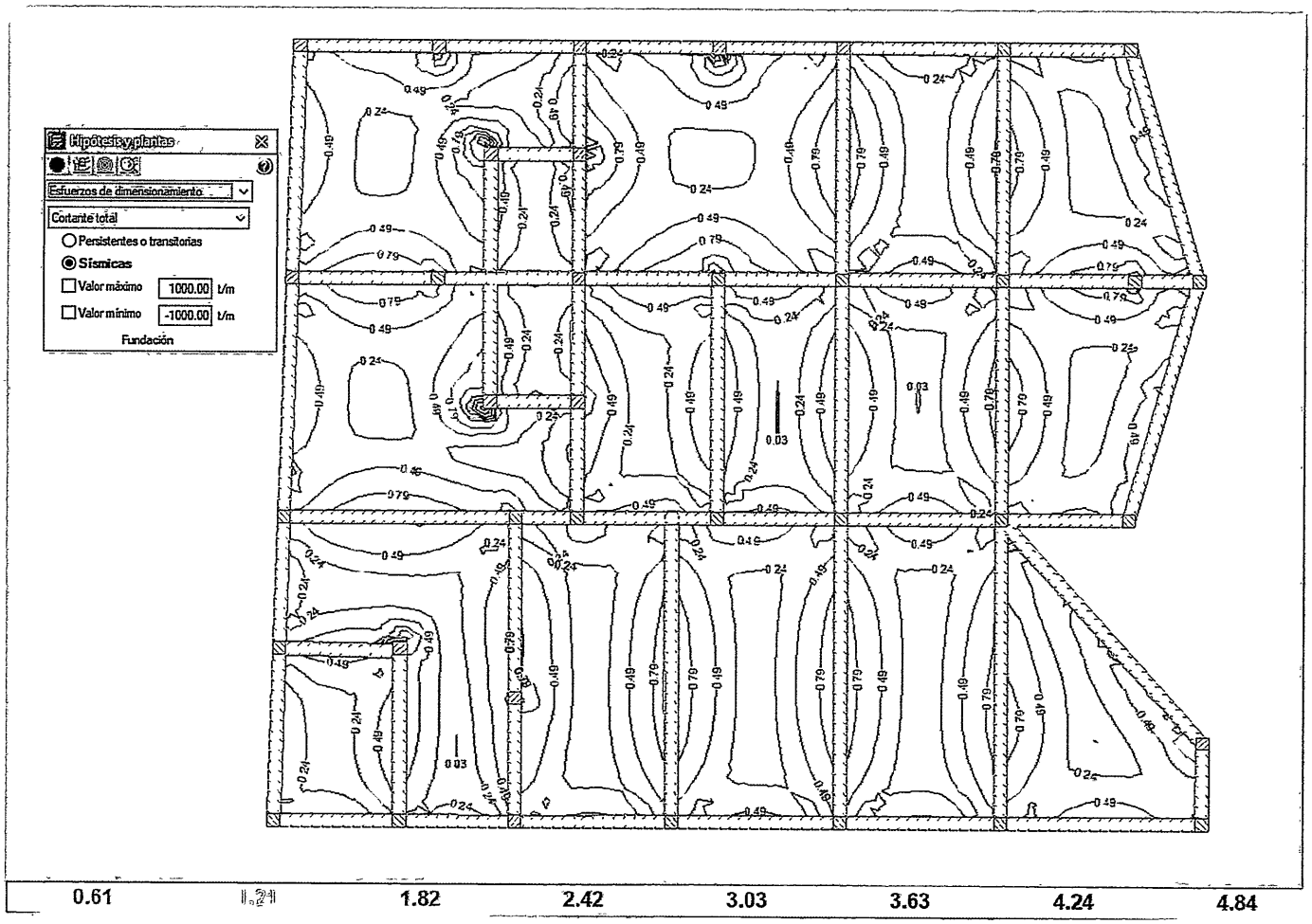
Pórtico 16			Tramo: V-047			Tramo: V-048			Tramo: V-049		
Sección			25x30			25x30			25x30		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	**-0.13**	--	**-0.86**	**-0.41**	--	**-0.37**	**-0.39**	--	**-0.16**
	x	[m]	0.00	--	5.75	0.00	--	4.27	0.18	--	4.33
	Momento máx.	[t·m]	**0.40**	**0.40**	--	**0.28**	**0.41**	**0.21**	**0.16**	**0.44**	**0.40**
	x	[m]	1.77	2.02	--	1.40	2.02	3.02	1.43	2.56	3.06
	Cortante mín.	[t]	**-0.30**	**-0.23**	**-0.54**	**-0.34**	**-0.30**	**-0.44**	**-0.55**	**-0.05**	**-0.37**
	x	[m]	0.02	3.77	5.27	0.00	2.90	3.52	0.00	2.81	4.06
	Cortante máx.	[t]	**0.27**	**0.03**	**0.15**	**0.45**	**0.20**	**0.57**	**0.44**	**0.34**	**0.13**
	x	[m]	0.52	2.02	5.75	0.52	1.52	4.47	1.06	1.56	4.33
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--



MEMORIA DE DISEÑO

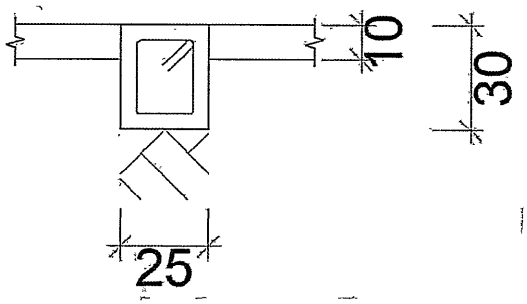
Pórtico 16				Tramo: V-047			Tramo: V-048			Tramo: V-049		
Sección				25x30			25x30			25x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
	x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	0.09	0.11	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	5.52	0.00	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-0.46	--	-0.71	-0.38	--	-0.34	-0.38	--	-0.49
	x	[m]		0.00	--	5.75	0.00	--	4.37	0.03	--	4.33
	Momento máx.	[t·m]		0.42	0.21	--	0.35	0.21	0.31	0.31	0.29	0.41
	x	[m]		0.00	2.02	--	0.00	1.77	4.47	0.00	2.81	4.33
	Cortante mín.	[t]		-1.53	-0.20	-0.89	-1.22	-0.33	-0.57	-1.37	-0.38	-1.26
	x	[m]		0.00	3.77	5.52	0.00	2.90	4.02	0.00	2.81	4.33
	Cortante máx.	[t]		1.23	0.17	0.89	0.86	0.29	1.32	0.61	0.41	1.23
	x	[m]		0.00	2.02	5.75	0.00	1.52	4.47	0.56	1.56	4.33
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	2.53	2.53	2.53	2.53	2.53	3.41	2.53	2.53	2.53
			Nec.	0.67	0.51	2.41	1.90	0.51	0.54	0.57	0.51	0.72
Área Inf.		[cm²]	Real	2.53	2.53	2.53	3.49	2.53	2.53	2.53	2.53	2.53
			Nec.	0.84	0.58	1.45	1.58	0.60	0.84	0.84	0.65	0.84
Área Transv.		[cm²/m]	Real	11.88	11.88	15.84	15.84	11.88	11.88	11.88	11.88	11.88
			Nec.	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12

21.-ESFUERZO DE DIMENCIONAMIENTO EN CORTANTE TOTAL SISMICO



22.- COMPROBACIONES E.L.U Y E.L.S EN VIGA DE CIMENTACION DE MENOR FAVORABILIDAD

DESCRIPCIÓN

Datos de la viga		
	Geometría	
	Dimensiones : 25x30 Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm	
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Arm. montaje superior : 2Ø1/2" Arm. montaje inferior : 2Ø1/2"	Estribos : 1eØ3/8" Separación : c/12
	Materiales	
	Hormigón : f'c=240 Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica)	

23.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-048: C25 - C15 (2.274 m)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$s_l \geq s_{l,min}$ **126 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$ s_1 : 13 mm

$s_2 = 25$ mm s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ 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 $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

2.53 cm² ≥ 0.59 cm² ✓

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$A_{s,req}$: *0.44* cm²

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

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.006*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *0.081* t

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *12.777* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 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:

$$V_n = V_c + V_s$$

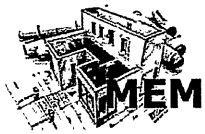
V_n : *17.036* t

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *4.852* t

([MPa] f'_c)



MEMORIA DE DISEÑO

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

Vc : *8.754* t

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

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c :** *240.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρw : *0.004*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **As :** *2.53* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **bw :** *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *244* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Mm : *0.402* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **Mu :** *0.402* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **Nu :** *0.000* t

h: Altura de un elemento. **h :** *300.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **Ag :** *750.00* cm²

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

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

Vs : *12.184* t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

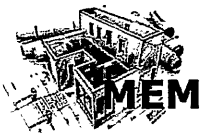
Vs : *20.125* t

([MPa] f'_c)

Donde:

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

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **fyt :** *4200.00* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *244* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *120* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *240.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *250* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$s \leq s_{max}$ **120 mm ≤ 125 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max} :** *125* mm

$s_1 = d/2$ **s_1 :** *125* mm

$s_2 = 600$ mm **s_2 :** *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *244* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.25 cm²** ✓

Donde:

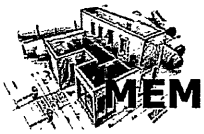
$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ **$A_{v,min}$:** *0.22* cm²

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

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$ **$A_{v,min}$:** *0.25* cm²

([MPa] f_{yt})



MEMORIA DE DISEÑO

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *240.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *250* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *120* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt} :** *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

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

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.014*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$:** *0.177* t

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$:** *12.836* t

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.

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : *17.114* t

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

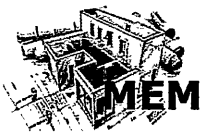
V_c : *4.930* t

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *8.754* t



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

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *240.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ **ρ_w :** *0.004*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s :** *2.53* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *244* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m :** *0.190* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u :** *0.190* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u :** *0.000* t

h: Altura de un elemento. **h :** *300.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g :** *750.00* cm²

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

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s :** *12.184* t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ **V_s :** *20.125* t

([MPa] f'_c)

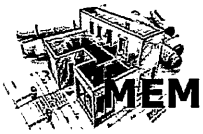
Donde:

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} :** *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *244* mm



MEMORIA DE DISEÑO

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *120* mm

f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c :** *240.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *250* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$s \leq s_{max}$ **120 mm ≤ 125 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max} :** *125* mm

$s_1 = d/2$ **s_1 :** *125* mm

$s_2 = 600$ mm **s_2 :** *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *244* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.25 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ **$A_{v,min}$:** *0.22* cm²

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

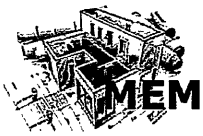
Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$ **$A_{v,min}$:** *0.25* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c :** *240.00* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *250* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *120* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt} :** *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ 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 para la combinación de acciones Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.173*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u :** *0.000* t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$:** *0.402* t·m

$M_{u,y}$: *0.000* t·m

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

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$:** *0.000* t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$:** *2.320* t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *0.000* t·m

Cálculo de la capacidad resistente

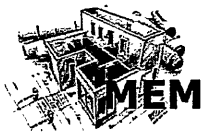
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(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.

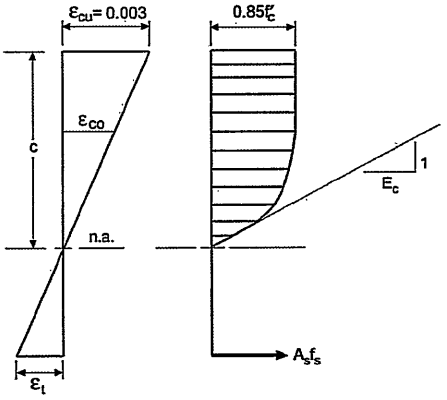


MEMORIA DE DISEÑO

(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.

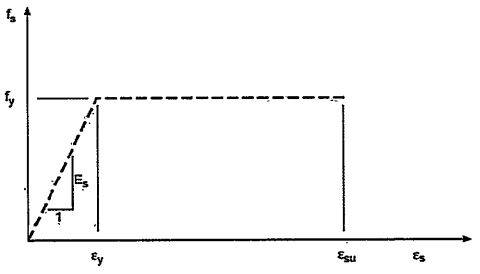


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *240.00* kp/cm²

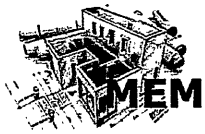
ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

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

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

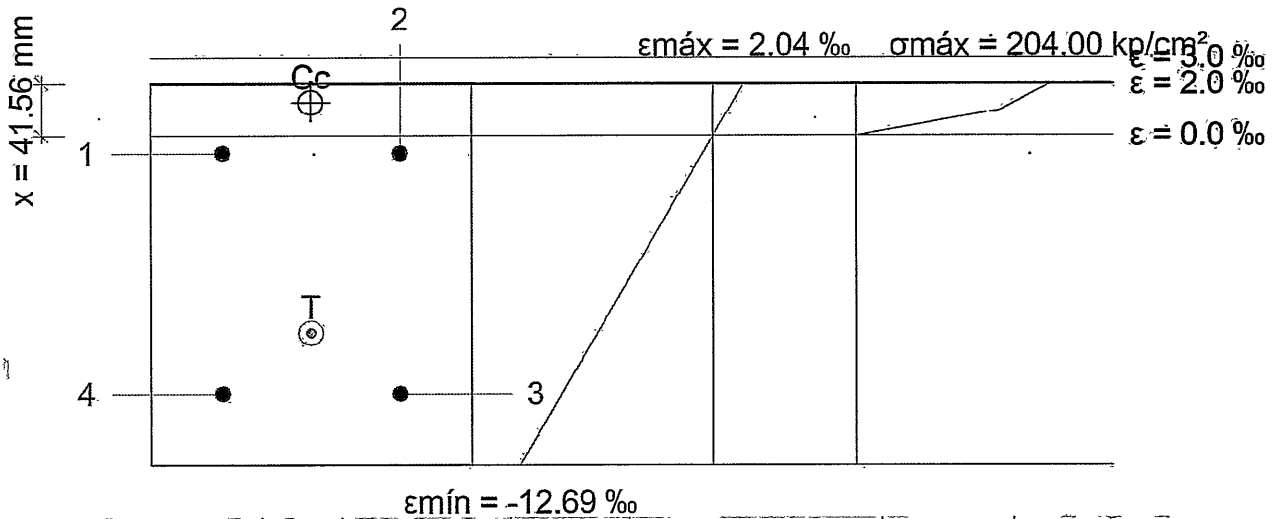


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *4200.00* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

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 (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-69.12	94.13	-1433.48	-0.000703
2	Ø1/2"	69.13	94.13	-1433.48	-0.000703
3	Ø1/2"	69.13	-94.12	-4200.00	-0.009950
4	Ø1/2"	-69.12	-94.12	-4200.00	-0.009950

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	14.275	0.00	134.36
Cs	0.000	0.00	0.00
T	14.275	0.00	-46.22

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.000* t

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *2.578* t·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.000* t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c :** *14.275* t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s :** *0.000* t

T: Resultante de tracciones en el acero. **T :** *14.275* t

MEMORIA DE DISEÑO

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
$e_{cc,y}$: 134.36 mm

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

e_{cs} : 0.00 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
$e_{T,y}$: -46.22 mm

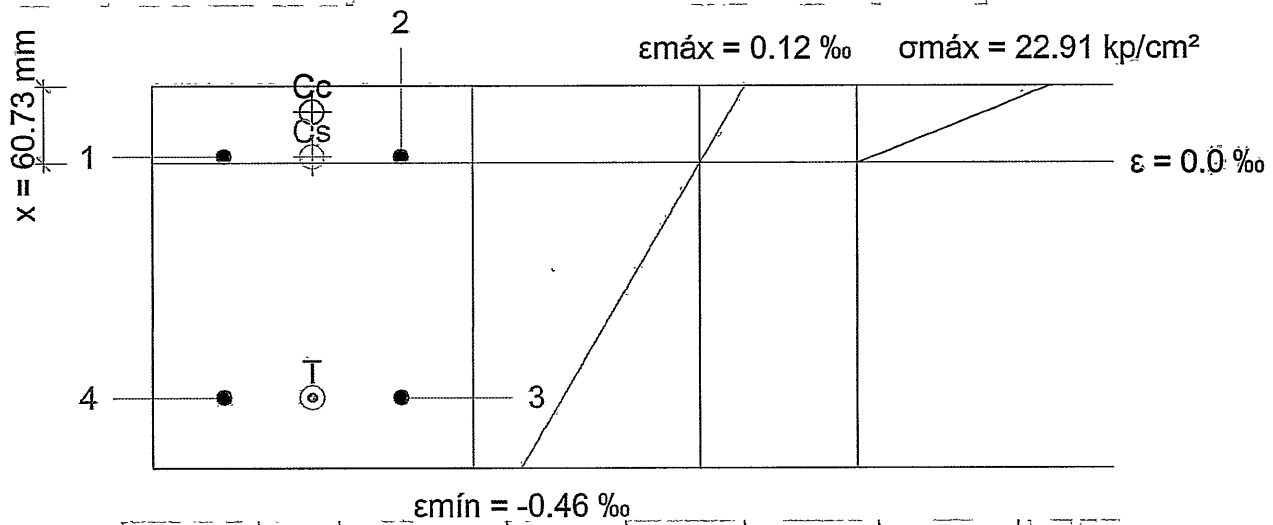
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0020

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0100

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 204.00 kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-69.12	94.13	+18.86	+0.000009
2	Ø1/2"	69.13	94.13	+18.86	+0.000009
3	Ø1/2"	69.13	-94.12	-712.10	-0.000349
4	Ø1/2"	-69.12	-94.12	-712.10	-0.000349

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1.757	0.00	129.66
Cs	0.048	0.00	94.13
T	1.804	0.00	-94.12

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : 0.000 t



MEMORIA DE DISEÑO

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ **$M_{u,x}$:** *0.402* t·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{u,y}$:** *0.000* t·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c :** *1.757* t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s :** *0.048* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T :** *1.804* t
- **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; **$e_{cc,y}$:** *129.66* 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; **$e_{cs,y}$:** *94.13* 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; **$e_{T,y}$:** *-94.12* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax} :** *0.0001*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax} :** *0.0003*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax} :** *22.91* kp/cm²
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax} :** *712.10* kp/cm²

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 Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.089*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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

- **P_u**: Esfuerzo normal de cálculo. — **P_u :** *0.000* t
- **M_u**: Momento de cálculo de primer orden. — **$M_{u,x}$:** *0.205* t·m; **$M_{u,y}$:** *0.000* t·m

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

- **$\phi \cdot P_n$**: Axil de agotamiento. — **$\phi \cdot P_n$:** *0.000* t
- **$\phi \cdot M_n$**: Momentos de agotamiento. — **$\phi \cdot M_{n,x}$:** *2.320* t·m; **$\phi \cdot M_{n,y}$:** *0.000* t·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.

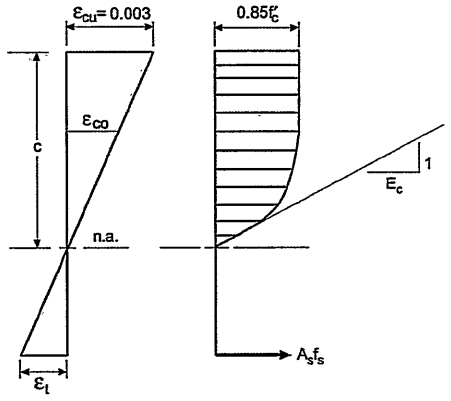
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

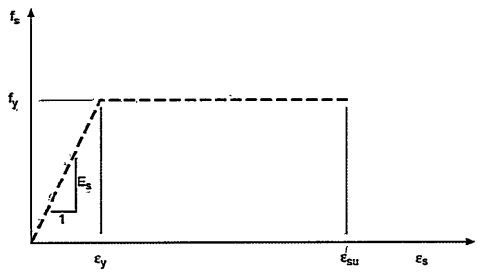


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *240.00* kp/cm²

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

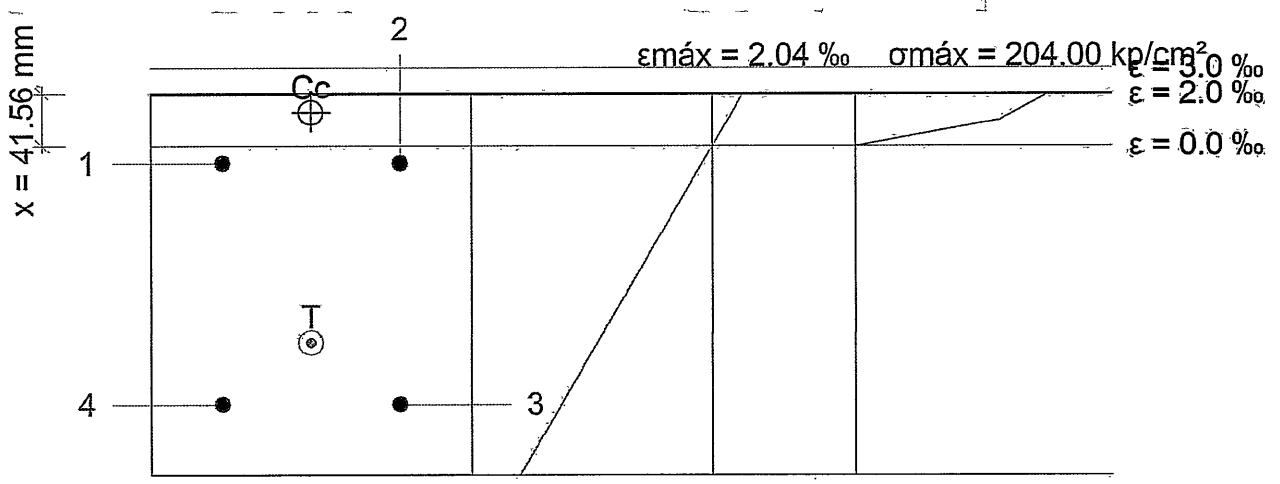
εco: Deformación unitaria bajo carga máxima. **εco** : *0.0020*

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 :** *4200.00* kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

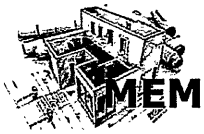


Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-69.12	94.13	-1433.48	-0.000703
2	Ø1/2"	69.13	94.13	-1433.48	-0.000703
3	Ø1/2"	69.13	-94.12	-4200.00	-0.009950
4	Ø1/2"	-69.12	-94.12	-4200.00	-0.009950

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	14.275	0.00	134.36
Cs	0.000	0.00	0.00
T	14.275	0.00	-46.22

$P_n = C_c + C_s - T$

P_n : *0.000* t



MEMORIA DE DISEÑO

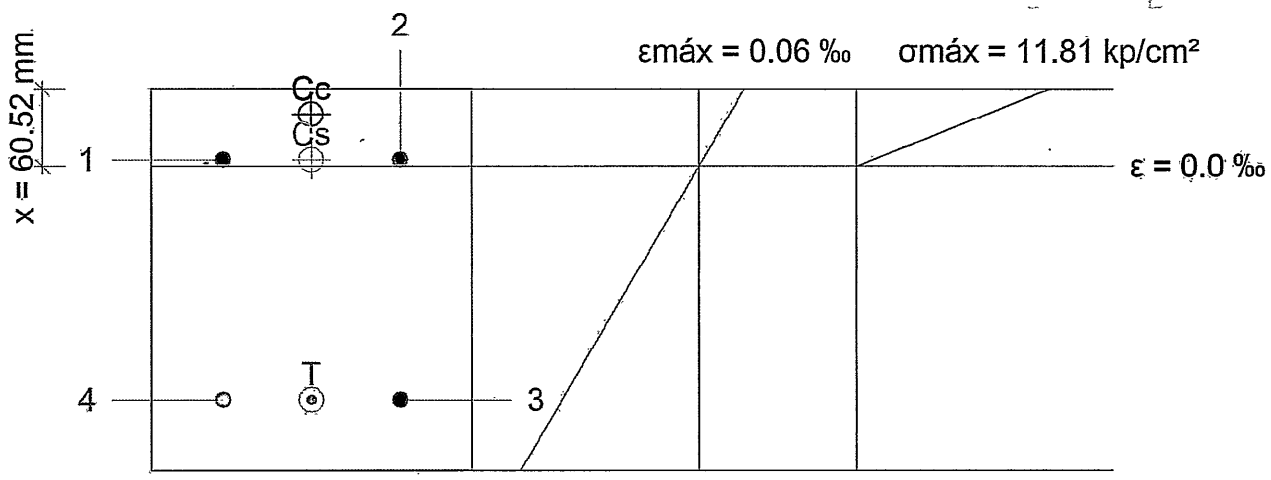
$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ **$M_{n,x}$:** *2.578* t·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{n,y}$:** *0.000* t·m

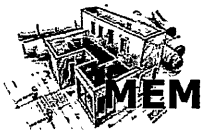
Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	**C_c :**	*14.275* t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	**C_s :**	*0.000* t
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T :**	*14.275* t
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
	$e_{cc,y}$:	*134.36* mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**e_{cs} :**	*0.00* 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
	$e_{T,y}$:	*-46.22* mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	**ε_{cmax} :**	*0.0020*
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	**ε_{smax} :**	*0.0100*
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	**σ_{cmax} :**	*204.00* kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	**σ_{smax} :**	*4200.00* kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø1/2"	-69.12	94.13	+9.18	+0.000005
2	Ø1/2"	69.13	94.13	+9.18	+0.000005
3	Ø1/2"	69.13	-94.12	-363.38	-0.000178



MEMORIA DE DISEÑO

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
4	Ø1/2"	-69.12	-94.12	-363.38	-0.000178

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.898	0.00	129.78
Cs	0.023	0.00	94.13
T	0.921	0.00	-94.12

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.000* t

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *0.205* t·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.000* t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c :** *0.898* t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s :** *0.023* t

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T :** *0.921* t

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; **$e_{cc,y}$:** *129.78* 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; **$e_{cs,y}$:** *94.13* 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; **$e_{T,y}$:** *-94.12* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax} :** *0.0001*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax} :** *0.0002*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax} :** *11.81* kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax} :** *363.38* kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)
La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

3.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-048: C25 - C15 (x: 2.274 m)

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **138.25 mm ≤ 2670.76 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 69.13 mm, Y = -94.12 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *138.25* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *2670.76* mm

$$s_1 = 380 \cdot (\frac{280}{f_s}) - 2.5 \cdot c_c$$ **s_1** : *3259.15* mm

$$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$$ **s_2** : *2670.76* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *320.61* kp/cm²

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *49.52* mm

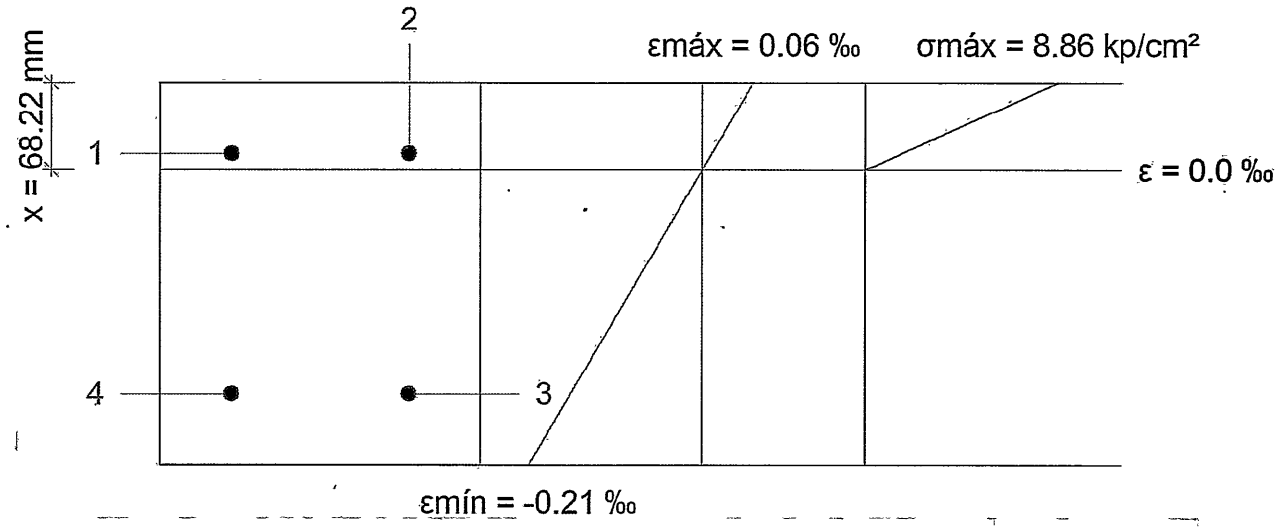
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *0.178* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
3	Ø1/2"	69.13	-94.12	-320.61	-0.000157
4	Ø1/2"	-69.12	-94.12	-320.61	-0.000157

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (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 lateral derecha (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)
La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

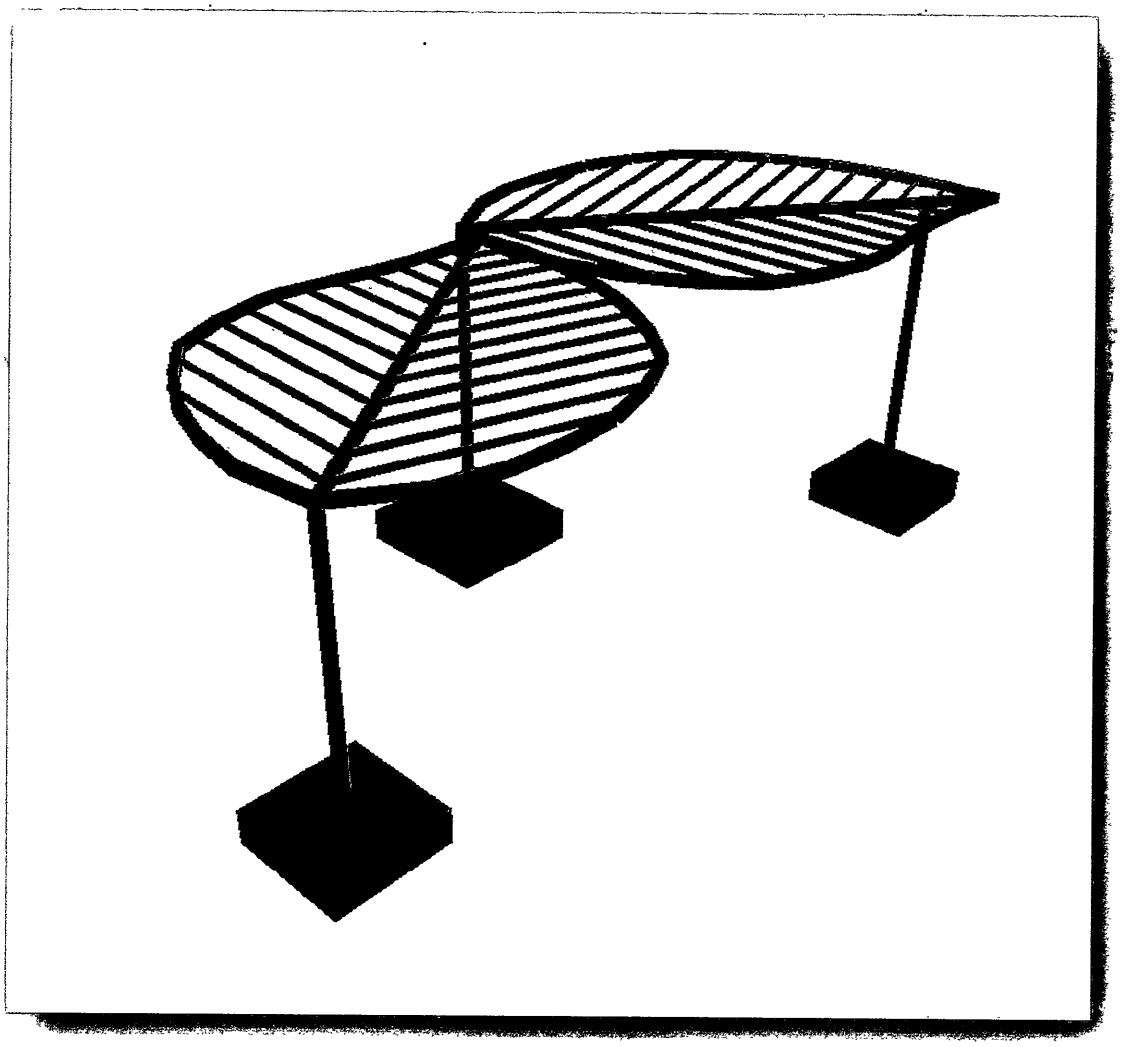
Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)
La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.



MEMORIA DE DISEÑO

23.-DISEÑO CUBIERTA METALICA

VISTA 3D:



24.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

Proyecto: CORREDOR ARQ HOJAS

Archivo: CORREDOR HOGAR VIDA LIBRES

25.- NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: NSR-10

Aceros conformados: AISI S100-2007 (LRFD)

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Categoría de uso: General

26.- ACCIONES CONSIDERADAS

26.1.- Gravitatorias

Planta	S.C.U (t/m²)	Cargas permanentes (t/m²)
N+2.68	0.00	0.00
N+2.40	0.00	0.00
Fundación	0.00	0.00

26.2.- Viento

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

Categoría del terreno: Categoría C

Velocidad básica del viento: 35.00 m/s

Categoría I

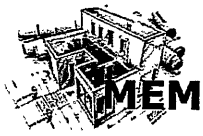
Anchos de banda		
Plantas	Ancho de banda Y (m)	Ancho de banda X (m)
En todas las plantas	6.57	2.29

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Coeficientes de Cargas

+X: 1.00 -X:1.00

+Y: 1.00 -Y:1.00



Cargas de viento		
Planta	Viento X (t)	Viento Y (t)
N+2.68	0.050	0.014
N+2.40	0.476	0.136

26.3.- Sismo

Norma utilizada: NSR-10

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010)

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

26.3.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) — **A_a :** *0.20* 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 :** *180.00* m/s

Sistema estructural

R_{ox}: Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3) — **R_{ox} :** *5.00*

R_{oY}: Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3) — **R_{oY} :** *5.00*

Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5) — **Φ_a :** *0.80*

Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4) — **Φ_p :** *0.80*

Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8) — **Φ_{rX} :** *0.75*

Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8) — **Φ_{rY} :** *0.75*

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 :** *2.68* 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

Fracción de sobrecarga de uso : *0.00*

Fracción de sobrecarga de nieve : *0.00*

Factor multiplicador del espectro : *1.00*

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

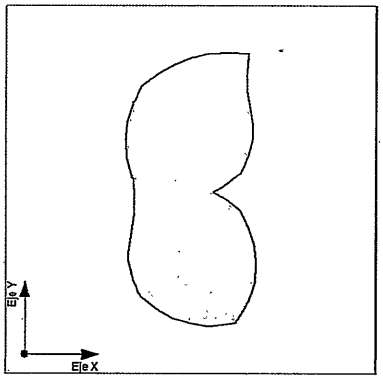
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

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

3.4.- Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio
	Cargas permanentes
	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.-

3.5.- Listado de cargas

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

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
N+2.40	Cargas permanentes	Superficial	0.01	(-0.00,0.01) (-0.65,-0.10) (-1.17,-0.00) (-1.64,0.15) (-2.05,0.40) (-2.46,0.70) (-2.64,1.14) (-2.76,1.63) (-2.76,1.97) (-2.61,2.79) (-2.61,3.34) (-2.63,3.80) (-2.15,3.82) (-1.66,3.79) (-1.08,3.65) (-0.66,3.48) (-0.28,3.26) (0.13,2.95) (0.34,2.50) (0.50,2.00) (0.52,1.54) (0.50,1.05) (0.39,0.57) (0.00,0.01)
N+2.68	Cargas permanentes	Superficial	0.01	(-2.29,3.29) (-2.66,3.85) (-2.79,4.31) (-2.81,4.85) (-2.79,5.32) (-2.65,5.75) (-2.41,6.22) (-1.99,6.56) (-1.58,6.79) (-0.97,7.00) (-0.42,7.09) (-0.10,7.10) (0.34,7.08) (0.31,6.43) (0.33,6.10) (0.46,5.24) (0.47,4.89) (0.34,4.42) (0.13,3.97) (-0.27,3.65) (-0.67,3.42) (-1.12,3.28) (-1.67,3.20) (-2.29,3.29)

27.- 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-2007 (LRFD) ASCE 7
Desplazamientos	Acciones características

28.- SITUACIONES DE PROYECTO

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes o transitorias

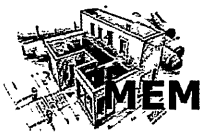
$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_P P_k+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Qi}Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_P P_k+\gamma_{A_E}A_E+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Qi}Q_{ki}$$

- Donde:

G_k Acción permanente
P_k Acción de pretensado
Q_k Acción variable
A_E Acción sísmica
γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado
$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento



γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

28.1.- 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

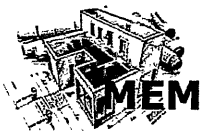
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: NSR-10

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

(C.9-2 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	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 (γ)	
	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 (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		



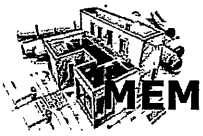
(C.9-3 S, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

(C.9-3 Lr, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	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 (γ)	
	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 (γ)	
	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 (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000



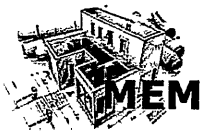
(C.9-5)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000
Notas: *Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.*		

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

(C.9-7)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	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 S100-2007 (LRFD)

2.3.2 - [1] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		



MEMORIA DE DISEÑO

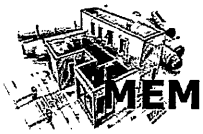
2.3.2 - [2 Lr] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

2.3.2 - [2 S] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

2.3.2 - [3 Lr, L] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	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 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	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 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.800



2.3.2 - [3 S, W] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.800

2.3.2 - [4 Lr] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.600	1.600

2.3.2 - [4 S] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.600	1.600

2.3.2 - [5] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	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 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		



MEMORIA DE DISEÑO

2.3.2 - [6] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Viento (Q)	0.000	1.600

2.3.2 - [7] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	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

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

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



MEMORIA DE DISEÑO

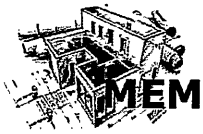
B.2.3-4 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)		

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

B.2.3-5, B.2.3-9		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	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 (γ)	
	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 (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)	0.750	0.750



MEMORIA DE DISEÑO

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

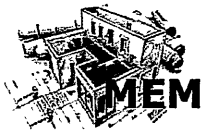
B.2.3-8 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)		
Sismo (E)	-0.525	0.525

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

Desplazamientos

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Viento (Q)	0.000	1.000

Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000



Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000

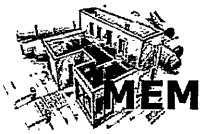
5.2.- Combinaciones

- **Nombres de las hipótesis**

PP	Peso propio
CM	Cargas permanentes
Qa	Sobrecarga de uso
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.-
SX	Sismo X
SY	Sismo Y

- **E.L.U. de rotura. Hormigón**
- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones**

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.400	1.400											
2	1.200	1.200											
3	1.200	1.200	1.600										
4	1.200	1.200		1.000									
5	1.200	1.200	0.500	1.000									
6	1.200	1.200			1.000								
7	1.200	1.200	0.500		1.000								
8	1.200	1.200				1.000							
9	1.200	1.200	0.500			1.000							
10	1.200	1.200					1.000						
11	1.200	1.200	0.500				1.000						
12	1.200	1.200						1.000					
13	1.200	1.200	0.500					1.000					
14	1.200	1.200							1.000				
15	1.200	1.200	0.500						1.000				
16	1.200	1.200								1.000			
17	1.200	1.200	0.500							1.000			
18	1.200	1.200									1.000		



MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
19	1.200	1.200	0.500								1.000		
20	1.200	1.200										-0.300	-1.000
21	1.200	1.200	0.500									-0.300	-1.000
22	1.200	1.200										0.300	-1.000
23	1.200	1.200	0.500									0.300	-1.000
24	1.200	1.200										-1.000	-0.300
25	1.200	1.200	0.500									-1.000	-0.300
26	1.200	1.200										-1.000	0.300
27	1.200	1.200	0.500									-1.000	0.300
28	1.200	1.200										0.300	1.000
29	1.200	1.200	0.500									0.300	1.000
30	1.200	1.200										-0.300	1.000
31	1.200	1.200	0.500									-0.300	1.000
32	1.200	1.200										1.000	0.300
33	1.200	1.200	0.500									1.000	0.300
34	1.200	1.200										1.000	-0.300
35	1.200	1.200	0.500									1.000	-0.300
36	0.900	0.900											
37	0.900	0.900		1.000									
38	0.900	0.900			1.000								
39	0.900	0.900				1.000							
40	0.900	0.900					1.000						
41	0.900	0.900						1.000					
42	0.900	0.900							1.000				
43	0.900	0.900								1.000			
44	0.900	0.900									1.000		
45	0.900	0.900										-0.300	-1.000
46	0.900	0.900										0.300	-1.000
47	0.900	0.900										-1.000	-0.300
48	0.900	0.900										-1.000	0.300
49	0.900	0.900										0.300	1.000
50	0.900	0.900										-0.300	1.000
51	0.900	0.900										1.000	0.300
52	0.900	0.900										1.000	-0.300

- **E.L.U. de rotura. Acero conformado**

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	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	0.500	1.600									
6	1.200	1.200			1.600								
7	1.200	1.200	0.500		1.600								
8	1.200	1.200				1.600							
9	1.200	1.200	0.500			1.600							
10	1.200	1.200					1.600						
11	1.200	1.200	0.500				1.600						

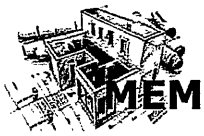


MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
12	1.200	1.200						1.600					
13	1.200	1.200	0.500					1.600					
14	1.200	1.200							1.600				
15	1.200	1.200	0.500						1.600				
16	1.200	1.200								1.600			
17	1.200	1.200	0.500							1.600			
18	1.200	1.200									1.600		
19	1.200	1.200	0.500								1.600		
20	1.200	1.200										-0.300	-1.000
21	1.200	1.200	0.500									-0.300	-1.000
22	1.200	1.200										0.300	-1.000
23	1.200	1.200	0.500									0.300	-1.000
24	1.200	1.200										-1.000	-0.300
25	1.200	1.200	0.500									-1.000	-0.300
26	1.200	1.200										-1.000	0.300
27	1.200	1.200	0.500									-1.000	0.300
28	1.200	1.200										0.300	1.000
29	1.200	1.200	0.500									0.300	1.000
30	1.200	1.200										-0.300	1.000
31	1.200	1.200	0.500									-0.300	1.000
32	1.200	1.200										1.000	0.300
33	1.200	1.200	0.500									1.000	0.300
34	1.200	1.200										1.000	-0.300
35	1.200	1.200	0.500									1.000	-0.300
36	0.900	0.900											
37	0.900	0.900		1.600									
38	0.900	0.900			1.600								
39	0.900	0.900				1.600							
40	0.900	0.900					1.600						
41	0.900	0.900						1.600					
42	0.900	0.900							1.600				
43	0.900	0.900								1.600			
44	0.900	0.900									1.600		
45	0.900	0.900										-0.300	-1.000
46	0.900	0.900										0.300	-1.000
47	0.900	0.900										-1.000	-0.300
48	0.900	0.900										-1.000	0.300
49	0.900	0.900										0.300	1.000
50	0.900	0.900										-0.300	1.000
51	0.900	0.900										1.000	0.300
52	0.900	0.900										1.000	-0.300

- **Tensiones sobre el terreno**

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.000	1.000											
2	1.000	1.000	1.000										
3	0.600	0.600											
4	0.600	0.600		1.000									



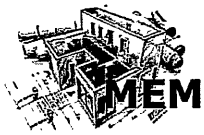
MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
5	1.000	1.000		1.000									
6	0.600	0.600			1.000								
7	1.000	1.000			1.000								
8	0.600	0.600				1.000							
9	1.000	1.000				1.000							
10	0.600	0.600					1.000						
11	1.000	1.000					1.000						
12	0.600	0.600						1.000					
13	1.000	1.000						1.000					
14	0.600	0.600							1.000				
15	1.000	1.000							1.000				
16	0.600	0.600								1.000			
17	1.000	1.000								1.000			
18	0.600	0.600									1.000		
19	1.000	1.000									1.000		
20	0.600	0.600										-0.700	
21	1.000	1.000										-0.700	
22	0.600	0.600										0.700	
23	1.000	1.000										0.700	
24	0.600	0.600											-0.700
25	1.000	1.000											-0.700
26	0.600	0.600											0.700
27	1.000	1.000											0.700
28	1.000	1.000	0.750	0.750									
29	1.000	1.000	0.750		0.750								
30	1.000	1.000	0.750			0.750							
31	1.000	1.000	0.750				0.750						
32	1.000	1.000	0.750					0.750					
33	1.000	1.000	0.750						0.750				
34	1.000	1.000	0.750							0.750			
35	1.000	1.000	0.750								0.750		
36	1.000	1.000	0.750									-0.525	
37	1.000	1.000	0.750									0.525	
38	1.000	1.000	0.750										-0.525
39	1.000	1.000	0.750										0.525
40	1.000	1.000		0.750								-0.525	
41	1.000	1.000	0.750	0.750								-0.525	
42	1.000	1.000			0.750							-0.525	
43	1.000	1.000	0.750		0.750							-0.525	
44	1.000	1.000				0.750						-0.525	
45	1.000	1.000	0.750			0.750						-0.525	
46	1.000	1.000					0.750					-0.525	
47	1.000	1.000	0.750				0.750					-0.525	
48	1.000	1.000						0.750				-0.525	
49	1.000	1.000	0.750					0.750				-0.525	
50	1.000	1.000							0.750			-0.525	
51	1.000	1.000	0.750						0.750			-0.525	
52	1.000	1.000								0.750		-0.525	
53	1.000	1.000	0.750							0.750		-0.525	
54	1.000	1.000									0.750	-0.525	
55	1.000	1.000	0.750								0.750	-0.525	



MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
56	1.000	1.000		0.750								0.525	
57	1.000	1.000	0.750	0.750								0.525	
58	1.000	1.000			0.750							0.525	
59	1.000	1.000	0.750		0.750							0.525	
60	1.000	1.000				0.750						0.525	
61	1.000	1.000	0.750			0.750						0.525	
62	1.000	1.000					0.750					0.525	
63	1.000	1.000	0.750				0.750					0.525	
64	1.000	1.000						0.750				0.525	
65	1.000	1.000	0.750					0.750				0.525	
66	1.000	1.000							0.750			0.525	
67	1.000	1.000	0.750						0.750			0.525	
68	1.000	1.000								0.750		0.525	
69	1.000	1.000	0.750							0.750		0.525	
70	1.000	1.000									0.750	0.525	
71	1.000	1.000	0.750								0.750	0.525	
72	1.000	1.000		0.750									-0.525
73	1.000	1.000	0.750	0.750									-0.525
74	1.000	1.000			0.750								-0.525
75	1.000	1.000	0.750		0.750								-0.525
76	1.000	1.000				0.750							-0.525
77	1.000	1.000	0.750			0.750							-0.525
78	1.000	1.000					0.750						-0.525
79	1.000	1.000	0.750				0.750						-0.525
80	1.000	1.000						0.750					-0.525
81	1.000	1.000	0.750					0.750					-0.525
82	1.000	1.000							0.750				-0.525
83	1.000	1.000	0.750						0.750				-0.525
84	1.000	1.000								0.750			-0.525
85	1.000	1.000	0.750							0.750			-0.525
86	1.000	1.000									0.750		-0.525
87	1.000	1.000	0.750								0.750		-0.525
88	1.000	1.000		0.750									0.525
89	1.000	1.000	0.750	0.750									0.525
90	1.000	1.000			0.750								0.525
91	1.000	1.000	0.750		0.750								0.525
92	1.000	1.000				0.750							0.525
93	1.000	1.000	0.750			0.750							0.525
94	1.000	1.000					0.750						0.525
95	1.000	1.000	0.750				0.750						0.525
96	1.000	1.000						0.750					0.525
97	1.000	1.000	0.750					0.750					0.525
98	1.000	1.000							0.750				0.525
99	1.000	1.000	0.750						0.750				0.525
100	1.000	1.000								0.750			0.525
101	1.000	1.000	0.750							0.750			0.525
102	1.000	1.000									0.750		0.525
103	1.000	1.000	0.750								0.750		0.525



■ **Desplazamientos**

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	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		1.000								
7	1.000	1.000				1.000							
8	1.000	1.000	1.000			1.000							
9	1.000	1.000					1.000						
10	1.000	1.000	1.000				1.000						
11	1.000	1.000						1.000					
12	1.000	1.000	1.000					1.000					
13	1.000	1.000							1.000				
14	1.000	1.000	1.000						1.000				
15	1.000	1.000								1.000			
16	1.000	1.000	1.000							1.000			
17	1.000	1.000									1.000		
18	1.000	1.000	1.000								1.000		
19	1.000	1.000										-1.000	
20	1.000	1.000	1.000									-1.000	
21	1.000	1.000										1.000	
22	1.000	1.000	1.000									1.000	
23	1.000	1.000											-1.000
24	1.000	1.000	1.000										-1.000
25	1.000	1.000											1.000
26	1.000	1.000	1.000										1.000

29.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
2	N+2.68	2	N+2.68	0.28	2.68
1	N+2.40	1	N+2.40	2.40	2.40
0	Fundación				0.00

30.- DATOS GEOMÉTRICOS DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS

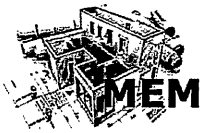
30.1.- Columnas

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo de la columna en grados sexagesimales

Datos de las columnas



Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Altura de apoyo
C1	(-0.00, 6.56)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C2	(-2.29, 3.28)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C3	(0.00, -0.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30

31.- DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA

Columna	Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
			Cabeza	Pie	X	Y	
C2, C1	2	O 4x11.9	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	O 4x11.9	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C3	1	O 4x11.9	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

32.- LOSAS Y ELEMENTOS DE FUNDACIÓN

-Tensión admisible en situaciones persistentes: 2.50 kp/cm²

-Tensión admisible en situaciones accidentales: 3.75 kp/cm²

33.- MATERIALES UTILIZADOS

33.1.- Hormigones

Elemento	Hormigón	f_{ck} (kp/cm²)	γ_c	Árido		E_c (kp/cm²)
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Elementos de fundación	f'c=240	240	1.00	Origen metamórfico	15	234857
Losas	f'c=210	210	1.00	Origen metamórfico	15	219689
Columnas y tabiques	f'c=210	210	1.00	Origen metamórfico	15	219689
Muros	f'c=210	210	1.00	Origen metamórfico	15	219689

33.2.- Aceros por elemento y posición

33.2.1.- Aceros en barras

Elemento	Acero	f_{yk} (kp/cm²)	γ_s
Todos	Grado 60 (Latinoamérica)	4200	1.00

33.2.2.- Aceros en perfiles

Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (kp/cm²)	Módulo de elasticidad (kp/cm²)
Acero conformado	ASTM A 36 36 ksi	2548	2069317
Acero laminado	ASTM A 36 36 ksi	2548	2038736

34.-DISTORCIONES MARXIMAS EN COLUMNAS METALICAS

- h: Altura del nivel respecto al inmediato inferior

- Distorsión:
  Absoluta: Diferencia entre los desplazamientos de un nivel y los del inmediatamente inferior
  Relativa: Relación entre la altura y la distorsión absoluta

- Origen:
  G: Sólo gravitatorias
  GV: Gravitatorias + viento

- Nota:
  Las diferentes normas suelen limitar el valor de la distorsión relativa entre plantas y de la distorsión total (desplome) del edificio.
  El valor absoluto se utilizará para definir las juntas sísmicas. El valor relativo suele limitarse en función de la altura de la planta 'h'. Se comprueba el valor 'Total' tomando en ese caso como valor de 'h' la altura total.

Valores máximos

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas(1)	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
N+2.68	1 / 142	1 / 600	1 / 115	1 / 267
N+2.40	1 / 117	1 / 549	1 / 194	1 / 320
Notas: *(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*				

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas(1)	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 117	1 / 549	1 / 184	1 / 319

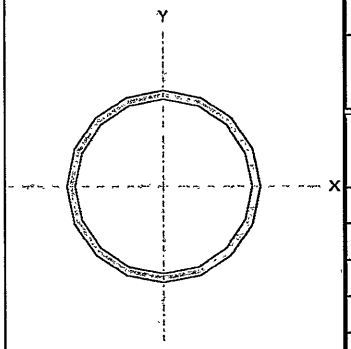
Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas(1)	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y

Notas:
(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

35.- COMPROBACIONES NSR 10 EN COLUMNA METALICA DE MENOR FAVORABILIDAD

N+2.40 (0 - 2.68 M)

Perfil: O 4x3MM
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)



Cotas del tramo (m)		Altura libre (m)	Características mecánicas			
Pie	Cabeza		Área (cm²)	I_x(1) (cm4)	I_y(1) (cm4)	I_t(2) (cm4)
0.00	2.68	2.600	15.24	179.68	179.68	359.36

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	1.00	1.00
L_K	2.600	2.600	2.600	2.600
C_m	0.850	0.850	-	-
C_b	-		1.000	

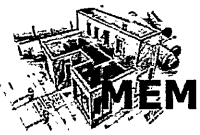
Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$D/t \leq 0.441(E/F_y)$ **D / t: *20.40*** ✓

Donde:



MEMORIA DE DISEÑO

D: Diametro exterior del tubo circular. **D** : 102.00 mm

t: Espesor. **t** : 5.00 mm

$(D/t)_{Máx.} = 0.441(E/F_y)$ **(D / t)Máx.** : 358.09

Donde:

E: Módulo de Young. **E** : 2069317.02 kp/cm²

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : 2548.42 kp/cm²

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

Se debe satisfacer:

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

η_T < **0.001** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.68, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+1.6·V(-Xexc.+).

Donde:

T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. **T_f** : 0.006 t

T_c: Resistencia de diseño a tracción.

$T_c = \varphi_t T_n$ **T_c** : 34.947 t

Donde:

φ_t: Factor de resistencia para tracción. **φ_t** : 0.90

T_n: La resistencia nominal a tracción es igual al valor calculado según la Sección C2.1 del Apéndice B: **T_n** : 38.830 t

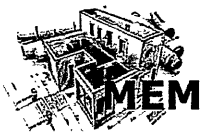
C2.1 Plastificación de la sección bruta.

$T_n = A_g F_y$ **T_n** : 38.830 t

Donde:

A_g: Área de la sección bruta. **A_g** : 15.24 cm²

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : 2548.42 kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

Resistencia a compresión (C4)

Se debe satisfacer:

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

η_c : ***0.012*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.+).

Donde:

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD. P_f : *0.288* t

P_c: Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \varphi_c P_n$$

P_c : *24.466* t

Donde:

φ_c: Factor de resistencia para compresión. φ_c : *0.85*

$$P_n = A_e F_n$$

P_n : *28.783* t

Donde:

A_e: Área eficaz de la sección de un tubo circular sometida a compresión.

$$A_e = A_o + R(A - A_o)$$

A_e : *15.24* cm²

Donde:

$$R = \frac{F_y}{2F_e} \leq 1.0$$

R : *0.36*

$$A_o = \left[\frac{0.037}{(DF_y)/(tE)} + 0.667\right] A \leq A$$

A_o : *15.24* cm²

Donde:

A: Área de la sección bruta. **A** : *15.24* cm²

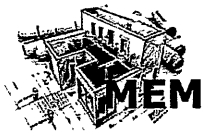
D: Diametro exterior del tubo circular. **D** : *102.00* mm

t: Espesor. **t** : *5.00* mm

Para $\lambda_c \leq 1.5$

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

F_n : *1889.07* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$ — **λ_c** : *0.85*

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. — **F_y** : *2548.42* kp/cm²

F_e: Tension elástica de pandeo a flexión calculada según la Sección C4.1.1. — **F_e** : *3562.76* kp/cm²

C4.1.1 Secciones no sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

F_{crit}: Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey}. — **F_{crit}** : *3562.76* kp/cm²

Donde:

$$F_{ex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2}$$ — **F_{ex}** : *3562.76* kp/cm²

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$ — **r_x** : *34.34* mm

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. — **I_x** : *179.68* cm4

A: Área de la sección bruta. — **A** : *15.24* cm²

E: Módulo de Young. — **E** : *2069317.02* kp/cm²

K_x: Factor de longitud eficaz para el eje X. — **K_x** : *0.97*

L: Longitud de la barra. — **L** : *2.680* m

$$F_{ey} = \frac{(\pi r_y)^2 E}{(K_y L)^2}$$ — **F_{ey}** : *3562.76* kp/cm²

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$ — **r_y** : *34.34* mm

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. — **I_y** : *179.68* cm4

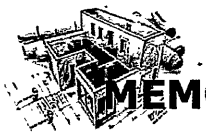
A: Área de la sección bruta. — **A** : *15.24* cm²

E: Módulo de Young. — **E** : *2069317.02* kp/cm²

K_y: Factor de longitud eficaz para el eje Y. — **K_y** : *0.97*

L: Longitud de la barra. — **L** : *2.680* m

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)



MEMORIA DE DISEÑO

Se debe satisfacer:

$$\eta_{Tr} = \frac{Tr_f}{Tr_c} \leq 1$$

η_{Tr} : ***0.034*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.-).

Donde:

Tr_f: Resistencia requerida a torsión, utilizando las combinaciones de carga LRFD. **Tr_f** : *0.033* t·m

Tr_c: Resistencia de diseño a torsión.

$$Tr_c = \varphi_{Tr} Tr_n$$

Tr_c : *0.970* t·m

Donde:

φ_{Tr}: Factor de resistencia para torsión, tomado de AISC-05. φ_{Tr} : *0.90*

Tr_n: Resistencia nominal a torsión.

$$Tr_n = F_n C$$

Tr_n : *1.077* t·m

Donde:

C: Módulo resistente a torsión.

$$C = \frac{\pi}{2r_2}\left(r_2^4 - r_1^4\right)$$

C : *70.46* cm³

Donde:

r_2: Radio exterior del tubo circular. **r_2** : *51.00* mm

r_1: Radio interior del tubo circular. **r_1** : *46.00* mm

$$F_n = 0.6F_y$$

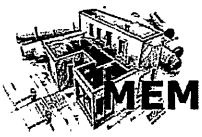
F_n : *1529.05* kp/cm²

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *2548.42* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:



MEMORIA DE DISEÑO

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

η_B : ***0.198*** ✓

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. **M_f** : *0.211* t·m

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.68, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+1.6·V(-Xexc.+).

M_f^+: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f^+** : *0.142* t·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.68, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.+).

M_f^-: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f^-** : *0.211* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \varphi_b M_n$$

M_c : *1.066* t·m

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. **φ_b** : *0.95*

M_n: La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado C3.1.3. **M_n** : *1.122* t·m

C3.1.3 Flexión.

$$M_n = F_c S_f$$

M_n : *1.122* t·m

Donde:

(a) Para $\frac{D}{t} \leq 0.0714 \frac{E}{F_y}$

$$F_c = 1.25 F_y$$

F_c : *3185.52* kp/cm²

Donde:

D: Diametro exterior del tubo circular. **D** : *102.00* mm

t: Espesor. **t** : *5.00* mm

E: Módulo de Young. **E** : *2069317.02* kp/cm²

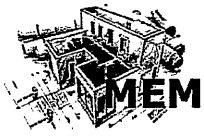
F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *2548.42* kp/cm²

$$S_f = \frac{I}{r}$$

S_f : *35.23* cm³

Donde:

I: Momento de inercia. **I** : *179.68* cm4



MEMORIA DE DISEÑO

r: Radio de la sección circular. **r** : *51.00* mm

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$ η_B : ***0.360*** ✓

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. **M_f** : *0.383* t·m

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+1.6·V(-Xexc.+).

M_f^+: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f^+** : *0.357* t·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.+).

M_f^-: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f^-** : *0.383* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \varphi_b M_n$$ **M_c** : *1.066* t·m

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. **φ_b** : *0.95*

M_n: La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado C3.1.3. **M_n** : *1.122* t·m

C3.1.3 Flexión.

$$M_n = F_c S_f$$ **M_n** : *1.122* t·m

Donde:

(a) Para $\frac{D}{t} \leq 0.0714 \frac{E}{F_y}$

$$F_c = 1.25 F_y$$ **F_c** : *3185.52* kp/cm²

Donde:

D: Diametro exterior del tubo circular. **D** : *102.00* mm

t: Espesor. **t** : *5.00* mm

E: Módulo de Young. **E** : 2069317.02 kp/cm²

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : 2548.42 kp/cm²

$$S_f = \frac{I}{r}$$ **S_f** : 35.23 cm³

Donde:

I: Momento de inercia. **I** : 179.68 cm4

r: Radio de la sección circular. **r** : 51.00 mm

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$ **η_v** : **0.021** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.+).

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. **V_f** : 0.204 t

V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$ **V_c** : 9.785 t

Donde:

ϕ_v: Factor de resistencia para cortante. **ϕ_v** : 0.90

V_n: Resistencia nominal a corte, calculada según el Capítulo G-6 ANSI/AISC 360-05 (LRFD), ya que la norma AISI S100-07 (2007) no contempla esta comprobación para tubos cilíndricos. **V_n** : 10.873 t

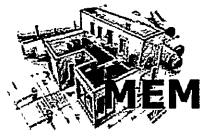
Para tubos redondos, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-6).

$$V_n = \frac{F_{cr} A}{2}$$ **V_n** : 10.873 t

Donde:

F_{cr}: Tensión crítica, tomada como el mayor de los siguientes valores: **F_{cr}** : 1529.05 kp/cm²

$F_{cr} \leq 0.6F_y$



MEMORIA DE DISEÑO

$$F_{cr} = \frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}}$$

F_{cr} : *13606.48* kp/cm²

Donde:

E: Módulo de Young. **E :** *2069317.02* kp/cm²

L_v: La distancia entre los puntos de cortante máximo y cortante cero, tomada, de forma conservadora, como la longitud de la viga. **L_v :** *2680.00* mm

D: Diametro exterior del tubo circular. **D :** *102.00* mm

t: Espesor de cálculo de la pared, tomada como 0.93 veces el espesor nominal. **t :** *4.65* mm

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

F_{cr} : *15710.89* kp/cm²

Donde:

E: Módulo de Young. **E :** *2069317.02* kp/cm²

D: Diametro exterior del tubo circular. **D :** *102.00* mm

t: Espesor de cálculo de la pared, tomada como 0.93 veces el espesor nominal. **t :** *4.65* mm

A: Área bruta del tubo hueco, basada en el espesor de diseño de la pared. **A :** *14.22* cm²

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

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

ηv : ***0.015*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.-).

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. **V_f :** *0.152* t

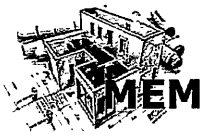
V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

V_c : *9.785* t

Donde:

ϕ_v: Factor de resistencia para cortante. **ϕ_v :** *0.90*



MEMORIA DE DISEÑO

V_n: Resistencia nominal a corte, calculada según el Capítulo G-6 ANSI/AISC 360-05 (LRFD), ya que la norma AISI S100-07 (2007) no contempla esta comprobación para tubos cilíndricos.

V_n : *10.873* t

Para tubos redondos, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-6).

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

V_n : *10.873* t

Donde:

F_{cr}: Tensión crítica, tomada como el mayor de los siguientes valores: **F_{cr} :** *1529.05* kp/cm²

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

$$F_{cr} = \frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}}$$

F_{cr} : *13606.48* kp/cm²

Donde:

E: Módulo de Young. **E :** *2069317.02* kp/cm²

L_v: La distancia entre los puntos de cortante máximo y cortante cero, tomada, de forma conservadora, como la longitud de la viga. **L_v :** *2680.00* mm

D: Diametro exterior del tubo circular. **D :** *102.00* mm

t: Espesor de cálculo de la pared, tomada como 0.93 veces el espesor nominal. **t :** *4.65* mm

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

F_{cr} : *15710.89* kp/cm²

Donde:

E: Módulo de Young. **E :** *2069317.02* kp/cm²

D: Diametro exterior del tubo circular. **D :** *102.00* mm

t: Espesor de cálculo de la pared, tomada como 0.93 veces el espesor nominal. **t :** *4.65* mm

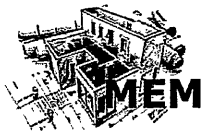
A: Área bruta del tubo hueco, basada en el espesor de diseño de la pared. **A :** *14.22* cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c R} \le 1$$

η_B : ***0.208*** ✓



MEMORIA DE DISEÑO

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.68, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.-).

Donde:

M_f: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f :** *0.206* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión, según C3.1. **M_c :** *1.066* t·m

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión.

$$R = \frac{|f_{bx}|}{|f_{bx}| + |f_{Tr}|} \leq 1$$ **R :** *0.93*

Donde:

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x :** *0.25* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y :** *50.99* mm

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

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$ **f_{bx} :** *-583.77* kp/cm²

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx} :** *0.206* t·m

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x :** *179.68* cm4

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr} :** *44.99* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c R} \leq 1$$ **η_B :** ***0.367*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.+).

Donde:

M_f: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f :** *0.383* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión, según C3.1. **M_c :** *1.066* t·m

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión.

$$R = \frac{|f_{by}|}{|f_{by}| + |f_{Tr}|} \leq 1$$ **R :** *0.98*

Donde:

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x :** *50.99* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y :** *0.25* mm

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

$$f_{by} = \frac{-x}{I_y} M_{fy}$$ **f_{by} :** *-1087.89* kp/cm²

Donde:

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy} :** *0.383* t·m

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y :** *179.68* cm4

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr} :** *23.81* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$\eta \leq 1$ **η :** ***0.043*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.68, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.-).

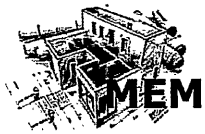
Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx} R}\right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}}\right)^2$$ **η :** *0.043*

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según C3.6. **R :** *0.93*



M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *0.206* t·m

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X. **M_{cx}** : *1.066* t·m

V_{fy}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **V_{fy}** : *0.152* t

V_{cy}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y. **V_{cy}** : *9.785* t

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

Se debe satisfacer:

$\eta \leq 1$ **η** : ***0.135*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.+).

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta=\left(\frac{M_{fy}}{M_{cy}R}\right)^2+\left(\frac{V_{fx}}{V_{cx}}\right)^2$$ **η** : *0.135*

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según C3.6. **R** : *0.98*

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : *0.383* t·m

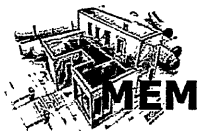
M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y. **M_{cy}** : *1.066* t·m

V_{fx}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD. **V_{fx}** : *0.204* t

V_{cx}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X. **V_{cx}** : *9.785* t

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:



MEMORIA DE DISEÑO

$\eta_f \leq 1$ η_f : **0.285** ✓

$\eta \leq 1$ η : **0.228** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.68, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+1.6·V(-Xexc.+).

Donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\varphi_b M_{nxt} R_x} + \frac{M_{fy}}{\varphi_b M_{nyt} R_y} + \frac{T_f}{\varphi_t T_n}$$ η_f : 0.285

Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6. R_x : 0.95

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6. R_y : 0.92

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. φ_{bx} : 0.95

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. M_{fx} : 0.142 t·m

$$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$$ M_{nxt} : 0.898 t·m

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$$ S_{ftx} : 35.23 cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. I_x : 179.68 cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. I_y : 179.68 cm4

I_{xy}: Producto de inercia. I_{xy} : 0.00 cm4

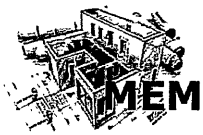
x_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. x_t : 51.00 mm

y_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. y_t : 51.00 mm

F_y: Límite elástico del acero. F_y : 2548.42 kp/cm²

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. φ_{by} : 0.95

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. M_{fy} : 0.087 t·m



MEMORIA DE DISEÑO

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

M_{nyt} : *0.898* t·m

Donde:

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

S_{fty} : *35.23* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x :** *179.68* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y :** *179.68* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. **I_{xy} :** *0.00* cm4

x_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y. **x_t :** *51.00* mm

y_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y. **y_t :** *51.00* mm

F_y: Límite elástico del acero. **F_y :** *2548.42* kp/cm²

φ_t: Factor de resistencia para tracción. **φ_t :** *0.90*

T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. **T_f :** *0.006* t

T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2. **T_n :** *38.830* t

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\varphi_b M_{nx} R_x} + \frac{M_{fy}}{\varphi_b M_{ny} R_y} - \frac{T_f}{\varphi_t T_n}$$

η : *0.228*

Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6. **R_x :** *0.95*

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6. **R_y :** *0.92*

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. **φ_{bx} :** *0.95*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx} :** *0.142* t·m

M_{nx}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1. **M_{nx} :** *1.122* t·m

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. **φ_{by} :** *0.95*

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy} :** *0.087* t·m

M_{ny}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1. **M_{ny} :** *1.122* t·m

φ_t: Factor de resistencia para tracción. **φ_t :** *0.90*

T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. **T_f :** *0.006* t

T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2. **T_n :** *38.830* t



MEMORIA DE DISEÑO

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

(b) Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\varphi_c P_n} \leq 0.15$

$$\eta = \frac{P_f}{\varphi_c P_n} + \frac{M_{fx}}{\varphi_b M_{nx} R_x} + \frac{M_{fy}}{\varphi_b M_{ny} R_y} \leq 1$$

η : ***0.542*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.+).

Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6. — R_x : *0.95*

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6. — R_y : *0.98*

φ_c: Factor de resistencia para compresión. — φ_c : *0.85*

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD. — P_f : *0.288* t

P_n: Resistencia nominal a compresión según la Sección C4. — P_n : *28.783* t

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. — φ_{bx} : *0.95*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. — M_{fx} : *0.165* t·m

M_{nx}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1. — M_{nx} : *1.122* t·m

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. — φ_{by} : *0.95*

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. — M_{fy} : *0.383* t·m

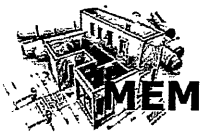
M_{ny}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1. — M_{ny} : *1.122* t·m

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, el siguiente criterio de rotura de Von Mises:

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

η : ***0.501*** ✓



MEMORIA DE DISEÑO

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right| \leq 1$$

η : ***0.039*** ✓

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right]^2 \leq 1$$

η : ***0.253*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.+).

Donde:

f_a: Tensión normal debida a compresión, calculada utilizando el área de la sección bruta.

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

f_a : *18.93* kp/cm²

Donde:

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD. **P_f** : *0.288* t

A: Área de la sección bruta. **A** : *15.24* cm²

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x** : *47.01* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y** : *-19.74* mm

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

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

f_{bx} : *181.73* kp/cm²

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *0.165* t·m

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *179.68* cm4

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

$$f_{by} = \frac{-x}{I_y} M_{fy}$$

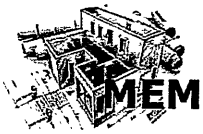
f_{by} : *1003.08* kp/cm²

Donde:

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : *-0.383* t·m

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y** : *179.68* cm4

f_{Vx}: Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje X. **f_{Vx}** : *10.30* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

f_{Vy}: Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje Y. **f_{Vy} :** *17.62* kp/cm²

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr} :** *23.81* kp/cm²

F_a: Resistencia a compresión de la sección.

$$F_a = \varphi_c F_n$$ **F_a :** *1605.71* kp/cm²

Donde:

φ_c: Factor de resistencia para compresión. **φ_c :** *0.85*

F_n: Tensión crítica nominal de pandeo, calculada según el Capítulo C4. **F_n :** *1889.07* kp/cm²

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

$$F_{bx} = F_{by} = \varphi_b F_y$$ **F_{bx} :** *2421.00* kp/cm² **F_{by} :** *2421.00* kp/cm²

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. **φ_b :** *0.95*

F_y: Límite elástico del acero. **F_y :** *2548.42* kp/cm²

F_{Vx}, F_{Vy}: Resistencia de la sección a cortante en las direcciones X y Y, respectivamente.

$$F_{Vx} = F_{Vy} = \varphi_v F_y / \sqrt{3}$$ **F_{Vx} :** *1324.20* kp/cm² **F_{Vy} :** *1324.20* kp/cm²

Donde:

φ_v: Factor de resistencia para cortante. **φ_v :** *0.90*

F_y: Límite elástico del acero. **F_y :** *2548.42* kp/cm²

F_{Tr}: Resistencia a torsión de la sección.

$$F_{Tr} = \varphi_{Tr} F_y / \sqrt{3}$$ **F_{Tr} :** *1324.20* kp/cm²

Donde:

φ_{Tr}: Factor de resistencia para torsión. **φ_{Tr} :** *0.90*

F_y: Límite elástico del acero. **F_y :** *2548.42* kp/cm²

36.- COMPROBACION E.L.U Y E.L.S (NSR10) EN VIGA METALICA DE MENOR FAVORABILIDAD

DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
2xCF-80x2.5([])	Geometría
	Referencia del perfil : 2xCF-80x2.5([])
	Materiales
	Acero : ASTM A 36 36 ksi

37.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-244: C2 - C1 (x: 0.079 m)

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$w_1/t \leq 500$ **w_1 / t :** ***28.00*** ✓

Donde:

w_1: Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X). **w_1 :** *70.00* mm

t: Espesor. **t:** *2.50* mm

$w_2/t \leq 200$ **w_2 / t :** ***28.00*** ✓

Donde:

w_2: Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y). **w_2 :** *70.00* mm

t: Espesor. **t :** *2.50* mm

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (C4)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

Se debe satisfacer:

$$\eta_{Tr} = \frac{Tr_f}{Tr_c} \leq 1$$

η_{Tr} : ***0.038*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.-).

Donde:

Tr_f: Resistencia requerida a torsión, utilizando las combinaciones de carga LRFD. **Tr_f** : *0.016* t·m

Tr_c: Resistencia de diseño a torsión.

$$Tr_c = \varphi_{Tr} Tr_n$$

Tr_c : *0.412* t·m

Donde:

φ_{Tr}: Factor de resistencia para torsión, tomado de AISC-05. φ_{Tr} : *0.90*

Tr_n: Resistencia nominal a torsión.

$$Tr_n = F_n C$$

Tr_n : *0.458* t·m

Donde:

C: Módulo resistente a torsión.

$$C = 2A_c t$$

C : *29.97* cm³

Donde:

A_c: Área encerrada por la línea media de los elementos que componen la sección. **A_c** : *59.94* cm²

t: Espesor. **t** : *2.50* mm

$$F_n = 0.6F_y$$

F_n : *1529.05* kp/cm²

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *2548.42* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)
Se debe satisfacer:

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

η_B : ***0.343*** ✓

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. **M_f** : *0.156* t·m

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+1.6·V(+Xexc.+).

M_f^+: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f^+** : *0.114* t·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(-Xexc.+).

M_f^-: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f^-** : *0.156* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \varphi_b M_n$$

M_c : *0.454* t·m

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. **φ_b** : *0.95*

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1. **M_n** : *0.478* t·m

Donde:

M_n^+: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva. **M_n^+** : *0.478* t·m

M_n^-: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa. **M_n^-** : *0.478* t·m

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado C3.1.1, ya que se cumple la siguiente condición:

$$L_{ub} \leq L_u$$

Donde:

L_{ub}: Separación entre arriostramientos laterales de la barra. **L_{ub}** : *3.999* m

L_u : *28.631* m

$$L_u = \frac{0.36 C_b \pi}{F_y S_{fx}} \sqrt{EGJI_y}$$

Donde:

C_b: Coeficiente de momentos, que depende de la ley de momentos flectores. **C_b :** *1.0*

F_y: Límite elástico del acero. **F_y :** *2548.42* kp/cm²

$$S_{fx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_c - I_{xy} x_c}$$ **S_{fx} :** *18.76* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x :** *75.02* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y :** *75.02* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. **I_{xy} :** *0.00* cm4

x_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. **x_c :** *35.00* mm

y_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. **y_c :** *40.00* mm

E: Módulo de Young. **E :** *2069317.02* kp/cm²

G: Módulo de elasticidad transversal. **G :** *795891.16* kp/cm²

J: Momento de inercia a torsión uniforme. **J :** *118.49* cm4

$$M_n = S_{ex} F_y$$ **M_n :** *0.478* t·m

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} y - I_{exy} x}$$ **S_{ex} :** *18.76* cm³

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X. **I_{ex} :** *75.02* cm4

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. **I_{ey} :** *75.02* cm4

I_{exy}: Producto eficaz de inercia. **I_{exy} :** *0.00* cm4

x: Distancia a la fibra extrema en flexión. **x :** *35.00* mm

y: Distancia a la fibra extrema en flexión. **y :** *40.00* mm

F_y: Límite elástico del acero. **F_y :** *2548.42* kp/cm²

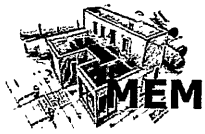
Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector alrededor del eje Y.

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X.

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)



MEMORIA DE DISEÑO

Se debe satisfacer:

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

η_v : ***0.025*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(-Xexc.+).

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. V_f : *0.064* t

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

V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

V_c : *2.542* t

Donde:

ϕ_v: Factor de resistencia para cortante. ϕ_v : *0.95*

V_n: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1. V_n : *2.676* t

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

V_n : *2.676* t

Donde:

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

$$A_w = ht$$

A_w : *1.75* cm²

Donde:

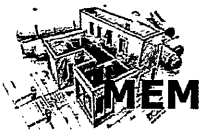
h: Altura del tramo recto del alma. **h** : *70.00* mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. **t** : *2.50* mm

(a) Para $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$F_v = 0.6F_y$

F_v : *1529.05* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. **h** : *70.00* mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. **t** : *2.50* mm

E: Módulo de Young. **E** : *2069317.02* kp/cm²

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *2548.42* kp/cm²

1.Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v** : *5.34*

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c R} \leq 1$$

η_B : ***0.350*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(-Xexc.+).

Donde:

M_f: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f** : *0.156* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión, según C3.1. **M_c** : *0.454* t·m

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión.

$$R = \frac{|f_{bx}|}{|f_{bx}| + |f_{Tr}|} \leq 1$$

R : *0.98*

Donde:

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

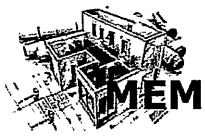
x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x** : *-35.00* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y** : *-40.00* mm

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

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

f_{bx} : *829.87* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *0.156* t·m

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *75.02* cm4

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr}** : *18.17* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

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

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$\eta \leq 1$ **η** : ***0.123*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(-Xexc.+).

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx} R}\right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}}\right)^2$$ **η** : *0.123*

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según C3.6. **R** : *0.98*

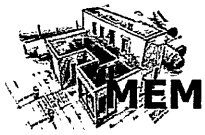
M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *0.156* t·m

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X. **M_{cx}** : *0.454* t·m

V_{fy}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **V_{fy}** : *0.064* t

V_{cy}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y. **V_{cy}** : *2.542* t

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)



MEMORIA DE DISEÑO

No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$\eta_f \leq 1$ — η_f : ***0.350*** ✓

$\eta \leq 1$ — η : ***0.350*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(-Xexc.+).

Donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\varphi_b M_{nxt} R_x} + \frac{M_{fy}}{\varphi_b M_{nyt} R_y} + \frac{T_f}{\varphi_t T_n}$$ — η_f : *0.350*

Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6. — R_x : *0.98*

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6. — R_y : *1.00*

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. — φ_{bx} : *0.95*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. — M_{fx} : *0.156* t·m

$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$ — M_{nxt} : *0.478* t·m

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$$ — S_{ftx} : *18.76* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. — I_x : *75.02* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. — I_y : *75.02* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. — I_{xy} : *0.00* cm4

x_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. — x_t : *35.00* mm

y_t : *40.00* mm



MEMORIA DE DISEÑO

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

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *2548.42* kp/cm²

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. **φ_{by}** : *0.95*

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : *0.000* t·m

$$M_{nyt} = S_{fty} F_y$$ **M_{nyt}** : *0.478* t·m

Donde:

$$S_{fty} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_t - I_{xy} y_t}$$ **S_{fty}** : *18.76* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *75.02* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y** : *75.02* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. **I_{xy}** : *0.00* cm4

x_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y. **x_t** : *40.00* mm

y_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y. **y_t** : *35.00* mm

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *2548.42* kp/cm²

φ_t: Factor de resistencia para tracción. **φ_t** : *0.90*

T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. **T_f** : *0.000* t

T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2. **T_n** : *19.330* t

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\varphi_b M_{nx} R_x} + \frac{M_{fy}}{\varphi_b M_{ny} R_y} - \frac{T_f}{\varphi_t T_n}$$ **η** : *0.350*

Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6. **R_x** : *0.98*

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6. **R_y** : *1.00*

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. **φ_{bx}** : *0.95*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *0.156* t·m

M_{nx}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1. **M_{nx}** : *0.478* t·m

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. **φ_{by}** : *0.95*

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : *0.000* t·m

M_{ny}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1. **M_{ny}** : *0.478* t·m



MEMORIA DE DISEÑO

φ_t: Factor de resistencia para tracción. φ_t : *0.90*

T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. T_f : *0.000* t

T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2. T_n : *19.330* t

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que todas las combinaciones de esfuerzos solicitantes han sido verificadas en otras comprobaciones.

38.- COMPROBACION E.L.U Y E.L.S DE CORREAS METALICAS DE MENOR FAVORABILIDAD

DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
# 5.0x3.0x2.31	Geometría
	Referencia del perfil : # 5.0x3.0x2.31
	Materiales
	Acero : ASTM A 36 36 ksi

39.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-217: B449 - B448 (x: 0.976 m)

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$w_1/t \leq 500$

w_1 / t : *11.00* ✓

Donde:

w_1: Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X). **w_1 :** *22.00* mm

t: Espesor. **t :** *2.00* mm

$w_2/t \leq 200$

w_2 / t : *21.00* ✓

Donde:

w_2: Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y). **w_2 :** *42.00* mm

t: Espesor. **t :** *2.00* mm

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (C4)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

Se debe satisfacer:

$$\eta_{Tr} = \frac{Tr_f}{Tr_c} \leq 1$$

η_{Tr} : ***0.015*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(-Xexc.-).

Donde:

Tr_f: Resistencia requerida a torsión, utilizando las combinaciones de carga LRFD. **Tr_f** : *0.001* t·m

Tr_c: Resistencia de diseño a torsión.

$$Tr_c = \varphi_{Tr} Tr_n$$

Tr_c : *0.074* t·m

Donde:

φ_{Tr}: Factor de resistencia para torsión, tomado de AISC-05. **φ_{Tr}** : *0.90*

Tr_n: Resistencia nominal a torsión.

$$Tr_n = F_n C$$

Tr_n : *0.082* t·m

Donde:

C: Módulo resistente a torsión.

$$C = 2A_c t$$

C : *5.35* cm³

Donde:

A_c: Área encerrada por la línea media de los elementos que componen la sección. **A_c** : *13.36* cm²

t: Espesor. **t** : *2.00* mm

$$F_n = 0.6F_y$$

F_n : *1529.05* kp/cm²

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *2548.42* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$ **η_B** : ***0.016*** ✓

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. **M_f** : *0.001* t·m

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+1.6·V(-Xexc.-).

M_f^+: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f^+** : *0.001* t·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.-).

M_f^-: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f^-** : *0.001* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \varphi_b M_n$$ **M_c** : *0.092* t·m

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. **φ_b** : *0.95*

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1. **M_n** : *0.097* t·m

Donde:

M_n^+: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva. **M_n^+** : *0.097* t·m

M_n^-: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa. **M_n^-** : *0.097* t·m

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado C3.1.1, ya que se cumple la siguiente condición:

$L_{ub} \leq L_u$

Donde:



MEMORIA DE DISEÑO

L_{ub}: Separación entre arriostramientos laterales de la barra. **L_{ub} :** *2.043* m

$$L_u = \frac{0.36C_b\pi}{F_yS_{fx}}\sqrt{EGJI_y}$$ **L_u :** *9.673* m

Donde:

C_b: Coeficiente de momentos, que depende de la ley de momentos flectores. **C_b :** *1.0*

F_y: Límite elástico del acero. **F_y :** *2548.42* kp/cm²

$$S_{fx} = \frac{I_xI_y - I_{xy}^2}{I_yy_c - I_{xy}x_c}$$ **S_{fx} :** *3.80* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x :** *9.50* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y :** *4.27* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. **I_{xy} :** *0.00* cm4

x_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. **x_c :** *11.00* mm

y_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. **y_c :** *25.00* mm

E: Módulo de Young. **E :** *2069317.02* kp/cm²

G: Módulo de elasticidad transversal. **G :** *795891.16* kp/cm²

J: Momento de inercia a torsión uniforme. **J :** *9.75* cm4

$$M_n = S_{ex}F_y$$ **M_n :** *0.097* t·m

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex}I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey}y - I_{exy}x}$$ **S_{ex} :** *3.80* cm³

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X. **I_{ex} :** *9.50* cm4

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. **I_{ey} :** *4.27* cm4

I_{exy}: Producto eficaz de inercia. **I_{exy} :** *0.00* cm4

x: Distancia a la fibra extrema en flexión. **x :** *11.00* mm

y: Distancia a la fibra extrema en flexión. **y :** *25.00* mm

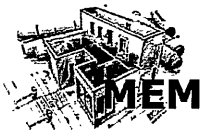
F_y: Límite elástico del acero. **F_y :** *2548.42* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector alrededor del eje Y.

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X.



MEMORIA DE DISEÑO

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

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

η_v : ***0.001*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(+Xexc.+).

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. V_f : *0.001* t

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

V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

V_c : *1.220* t

Donde:

ϕ_v: Factor de resistencia para cortante. ϕ_v : *0.95*

V_n: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1. V_n : *1.284* t

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

V_n : *1.284* t

Donde:

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

$$A_w = ht$$

A_w : *0.84* cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. **h** : *42.00* mm

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

(a) Para $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$



MEMORIA DE DISEÑO

$F_v=0.6F_y$ — **F_v :** *1529.05* kp/cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. — **h :** *42.00* mm

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

E: Módulo de Young. — **E :** *2069317.02* kp/cm²

F_y: Límite elástico del acero. — **F_y :** *2548.42* kp/cm²

1.Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. — **K_v :** *5.34*

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c R} \leq 1$$

η_B : ***0.020*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(-Xexc.-).

Donde:

M_f: Resistencia requerida para flexión positiva. — **M_f :** *0.001* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión, según C3.1. — **M_c :** *0.092* t·m

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión.

$$R = \frac{|f_{bx}|}{|f_{bx}|+|f_{Tr}|} \leq 1$$

R : *0.57*

Donde:

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. — **x :** *-11.00* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. — **y :** *-25.00* mm

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



MEMORIA DE DISEÑO

$$f_{bx}=\frac{-y}{I_x}M_{fx}$$

f_{bx} : *27.50* kp/cm²

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. — M_{fx} : *0.001* t·m

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. — I_x : *9.50* cm4

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. — f_{Tr} : *20.42* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

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

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$\eta \leq 1$ — $\eta <$ ***0.001*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·V(-Xexc.-).

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

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

η : *0.000*

Donde:

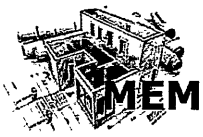
R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según C3.6. — **R** : *0.57*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. — M_{fx} : *0.001* t·m

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X. — M_{cx} : *0.092* t·m

V_{fy}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD. — V_{fy} : *0.000* t

V_{cy}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y. — V_{cy} : *1.220* t



Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)
No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

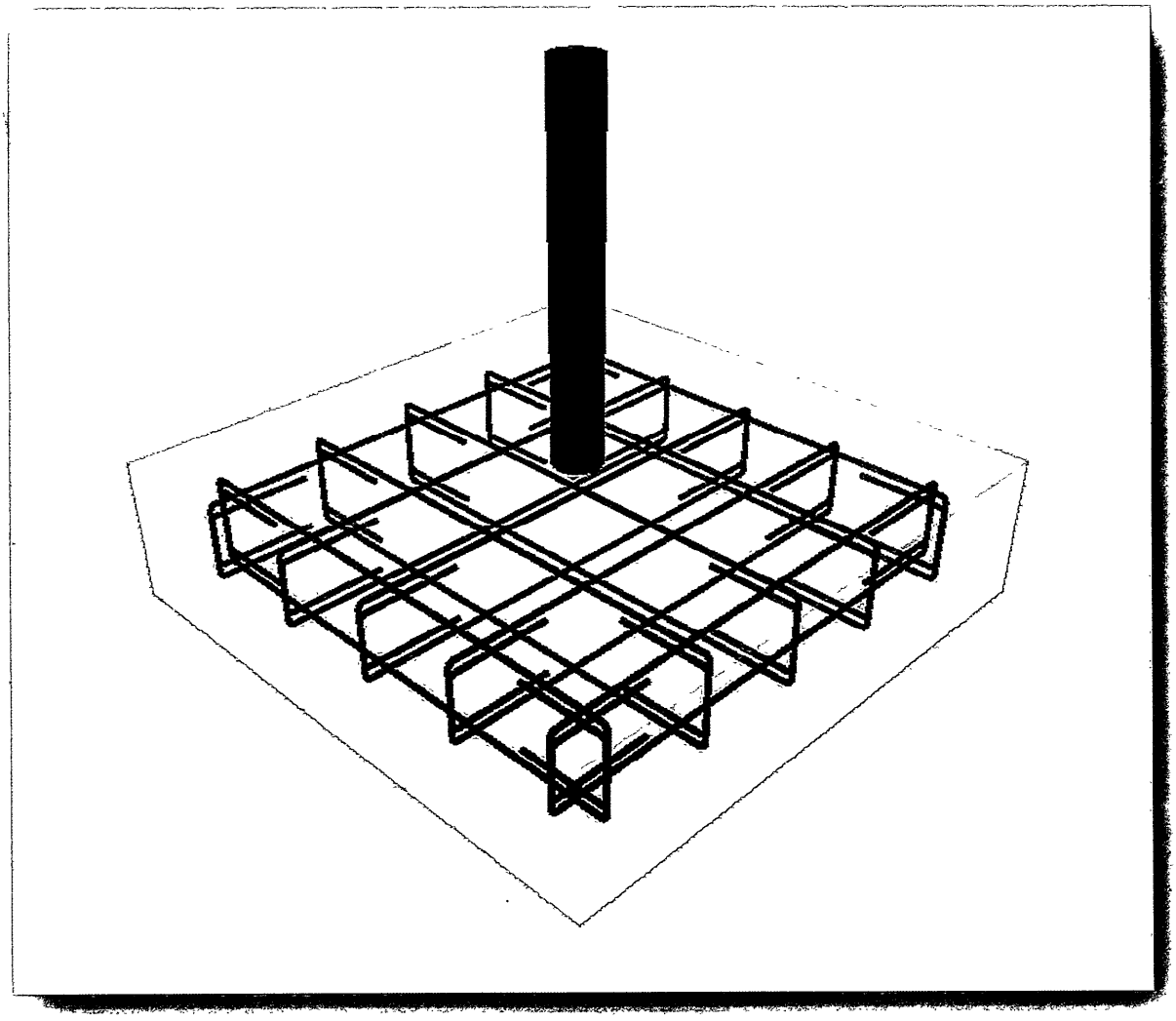
Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)
No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

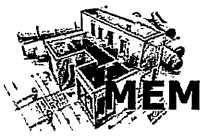
Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)
No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)
La comprobación no procede, ya que todas las combinaciones de esfuerzos solicitantes han sido verificadas en otras comprobaciones.

40.-COMPROBACION NSR10 CIMENTACIONES DE CUBIERTA

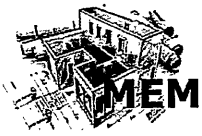
VISTA 3D





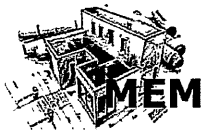
41.-TABLA DE COMPROBACIONES DE CIMENTACION EN CUBIERTAS METALICAS

Referencia: C2 Dimensiones: 120 x 120 x 30 Armados: Xi:Ø1/2"c/23 Yi:Ø1/2"c/23 Xs:Ø1/2"c/23 Ys:Ø1/2"c/23		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE Ingenieros*		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kp/cm² Calculado: 0.446 kp/cm²	Cumple
-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm² Calculado: 0.12 kp/cm²	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 3.125 kp/cm² Calculado: 0.103 kp/cm²	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 3.125 kp/cm² Calculado: 1.101 kp/cm²	Cumple
-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm² Calculado: 0.249 kp/cm²	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: 63.7 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 556.5 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 0.26 t·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 0.00 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
-En dirección X:	Cortante: 0.58 t	Cumple
-En dirección Y:	Cortante: 0.19 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Máximo: 720 t/m²	
-Situaciones persistentes:	Calculado: 5.24 t/m²	Cumple
-Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 4 t/m²	Cumple
Altura mínima: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 30 cm	Cumple



MEMORIA DE DISEÑO

Referencia: C2 Dimensiones: 120 x 120 x 30 Armados: Xi:Ø1/2"c/23 Yi:Ø1/2"c/23 Xs:Ø1/2"c/23 Ys:Ø1/2"c/23		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en fundación: -C2:	Mínimo: 0 cm Calculado: 23 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0018	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0018	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0018	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0018	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Mínimo: 10 mm	
-Parrilla inferior:	Calculado: 12.7 mm	Cumple
-Parrilla superior:	Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Máximo: 30 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 23 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 23 cm	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 23 cm	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 23 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16*	Mínimo: 10 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 23 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 23 cm	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 23 cm	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 23 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*	Mínimo: 43 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 58 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 58 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 58 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 58 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 58 cm	Cumple

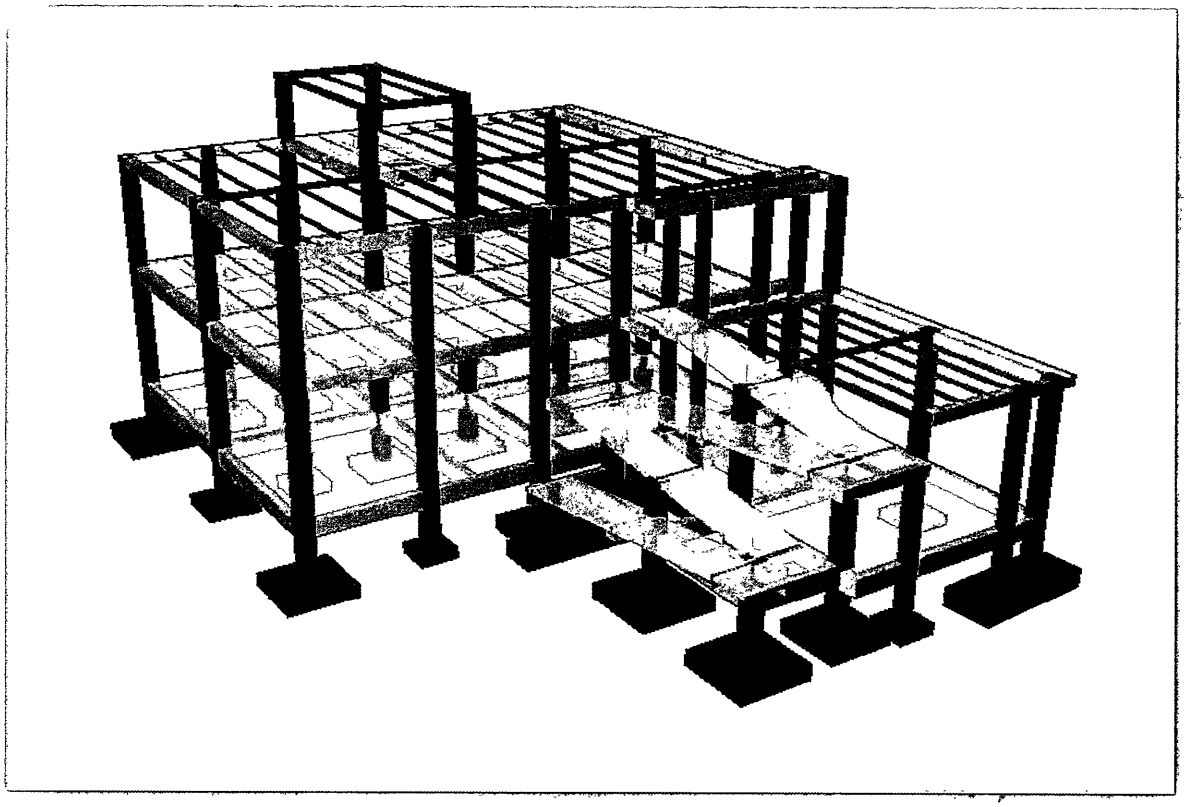


MEMORIA DE DISEÑO

Referencia: C2 Dimensiones: 120 x 120 x 30 Armados: Xi:Ø1/2"c/23 Yi:Ø1/2"c/23 Xs:Ø1/2"c/23 Ys:Ø1/2"c/23		
Comprobación	Valores	Estado
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 58 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 58 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 58 cm	Cumple
Longitud mínima de los ganchos:	Mínimo: 20 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 35 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 35 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 35 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 35 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 35 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 35 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 35 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 35 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.06		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.00		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 19.96 t		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 19.96 t		

42.-DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICACION (DOS NIVELES) DEL PROYECTO

VISTA 3D



43.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

Proyecto: EDIFICACION ELEMENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES EN CONCRETO Y MIXTO

Archivo: DISEÑO EDIFICACION- MIXTA

44.- NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: NSR-10

Aceros conformados: AISI S100-2007 (LRFD)

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Losas mixtas: Eurocódigo 4

Categoría de uso: General

45.- ACCIONES CONSIDERADAS

45.1.- Gravitatorias

Planta	S.C.U (t/m²)	Cargas permanentes (t/m²)
NT+8.21	0.00	0.00
NT+6.41	0.00	0.00
NE+3.41	0.40	0.12
R7 N+2.99	0.00	0.00
R6 N+2.56	0.00	0.00
R5 N+2.14	0.00	0.00
R4 N+1.71	0.00	0.00
R3 N+1.28	0.00	0.00
R2 N+0.85	0.00	0.00
R1 N+0.43	0.00	0.00
NP+0.00	0.40	0.12
Fundación	0.00	0.00

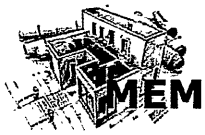
45.2.- Viento

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

Categoría del terreno: Categoría B

Velocidad básica del viento: 35.00 m/s

Categoría IV



Anchos de banda		
Plantas	Ancho de banda Y (m)	Ancho de banda X (m)
En todas las plantas	13.00	19.00

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Coeficientes de Cargas

+X: 1.00 -X:1.00

+Y: 1.00 -Y:1.00

Cargas de viento		
Planta	Viento X (t)	Viento Y (t)
NT+8.21	0.613	0.954
NT+6.41	1.562	2.437
NE+3.41	1.022	1.605
R7 N+2.99	0.254	0.399
R6 N+2.56	0.254	0.399
R5 N+2.14	0.254	0.399
R4 N+1.71	0.257	0.404
R3 N+1.28	0.257	0.404
R2 N+0.85	0.254	0.399
R1 N+0.43	0.254	0.399
NP+0.00	0.000	0.000

45.3.- Sismo

Norma utilizada: NSR-10

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010)

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

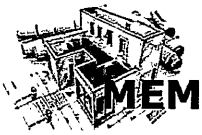
45.3.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) **A_a** : *0.20* 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** : *180.00* m/s



MEMORIA DE DISEÑO

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*
Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)	**Φ_a :** *0.80*
Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	**Φ_p :** *0.80*
Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	**Φ_{rX} :** *0.75*
Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	**Φ_{rY} :** *0.75*

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 :** *8.21* 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

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

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

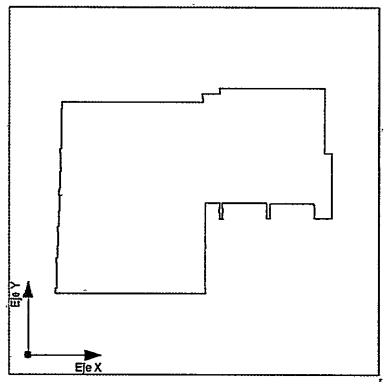
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

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

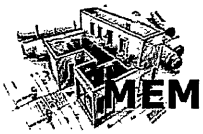
45.4.- Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio
	Cargas permanentes
	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.-

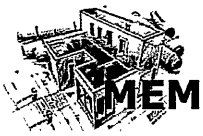
45.5.- Listado de cargas

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

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
NP+0.00	Peso propio	Lineal	1.77	(13.64,28.58) (13.64,29.58)
	Peso propio	Lineal	0.65	(12.33,21.89) (12.33,20.69)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(12.83,29.84)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(13.07,29.84)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(13.33,29.83)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(13.59,29.84)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(13.84,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(14.09,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(14.34,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(14.58,29.84)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(14.84,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(15.10,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(15.35,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(15.59,29.83)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(15.84,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(16.08,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(16.34,29.83)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(16.60,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(16.83,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(17.09,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(17.34,29.82)

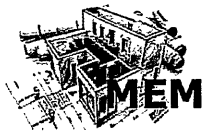


Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(17.59,29.84)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(17.83,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(18.10,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(18.33,29.81)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(18.59,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(18.84,29.81)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(19.09,29.81)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(19.33,29.82)
	Cargas permanentes	Puntual	0.04	(19.59,29.81)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(3.28,15.41) (0.62,15.41)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(6.04,15.41) (3.28,15.41)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(6.04,15.46) (6.05,19.91)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(0.62,15.46) (0.76,19.91)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(6.05,19.90) (0.76,19.91)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(0.76,19.91) (0.84,22.59)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(6.05,22.58) (0.84,22.59)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(0.84,22.59) (0.93,25.62)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(0.93,25.62) (1.02,28.52)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(1.02,28.57) (6.06,28.57)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(6.05,25.62) (6.06,28.53)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(6.05,22.59) (6.05,25.62)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(8.78,15.41) (6.04,15.41)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(11.20,15.41) (8.78,15.41)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(11.20,15.46) (11.20,18.65)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(11.20,21.77) (11.20,24.10)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(11.20,24.10) (11.20,28.53)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(6.06,28.57) (11.20,28.58)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(0.95,28.53) (0.95,29.24)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(0.95,29.24) (1.30,29.24)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(1.41,28.74) (1.41,29.24)
	Cargas permanentes	Lineal	0.64	(19.93,24.25) (19.60,24.25)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(11.37,25.58) (12.18,25.58)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(19.93,24.25) (19.93,25.62)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(19.93,25.62) (19.94,28.62)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(19.94,28.62) (19.94,29.82)
	Cargas permanentes	Lineal	0.85	(11.23,28.53) (11.22,29.77)
	Cargas permanentes	Lineal	1.85	(13.64,28.58) (13.64,29.58)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(12.33,21.89) (12.33,20.69)
	Cargas permanentes	Lineal trapecial	0.64 - 0.78	(19.00,24.19) (16.16,24.19)
	Cargas permanentes	Lineal trapecial	0.78 - 0.85	(15.58,24.18) (11.44,24.18)

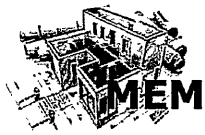


MEMORIA DE DISEÑO

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Cargas permanentes	Lineal trapecial	0.25 - 0.85	(12.35,28.49) (12.35,25.83)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.82	(13.64,28.58) (13.64,29.58)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(12.33,21.89) (12.33,20.69)
R1 N+0.43	Peso propio	Lineal	0.65	(16.02,20.69) (16.02,21.89)
	Peso propio	Lineal	0.65	(15.82,21.89) (15.82,20.69)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(16.02,20.69) (16.02,21.89)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(15.82,21.89) (15.82,20.69)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(16.02,20.69) (16.02,21.89)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(15.82,21.89) (15.82,20.69)
R2 N+0.85	Peso propio	Lineal	0.65	(19.56,20.69) (19.56,21.89)
	Peso propio	Lineal	0.65	(19.51,21.89) (19.51,23.09)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(19.56,20.69) (19.56,21.89)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(19.51,21.89) (19.51,23.09)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(19.56,20.69) (19.56,21.89)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(19.51,21.89) (19.51,23.09)
R3 N+1.28	Peso propio	Lineal	0.65	(15.77,23.09) (15.77,21.89)
	Peso propio	Lineal	0.65	(15.97,21.89) (15.97,23.09)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(15.77,23.09) (15.77,21.89)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(15.97,21.89) (15.97,23.09)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(15.77,23.09) (15.77,21.89)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(15.97,21.89) (15.97,23.09)
R4 N+1.71	Peso propio	Lineal	0.65	(12.23,23.09) (12.23,21.89)
	Peso propio	Lineal	0.65	(12.27,24.29) (12.27,23.09)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(12.23,23.09) (12.23,21.89)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(12.27,24.29) (12.27,23.09)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(12.23,23.09) (12.23,21.89)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(12.27,24.29) (12.27,23.09)
R5 N+2.14	Peso propio	Lineal	0.65	(16.01,23.09) (16.01,24.29)
	Peso propio	Lineal	0.65	(15.79,24.29) (15.79,23.09)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(16.01,23.09) (16.01,24.29)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(15.79,24.29) (15.79,23.09)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(16.01,23.09) (16.01,24.29)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(15.79,24.29) (15.79,23.09)
R6 N+2.56	Peso propio	Lineal	0.65	(19.53,23.09) (19.53,24.29)
	Peso propio	Lineal	0.65	(19.56,24.29) (19.56,25.49)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(19.53,23.09) (19.53,24.29)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(19.56,24.29) (19.56,25.49)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(19.53,23.09) (19.53,24.29)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(19.56,24.29) (19.56,25.49)



Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
R7 N+2.99	Peso propio	Lineal	0.65	(15.82,25.49) (15.82,24.29)
	Peso propio	Lineal	0.83	(15.96,24.29) (15.96,25.49)
	Cargas permanentes	Lineal	0.90	(15.82,25.49) (15.82,24.29)
	Cargas permanentes	Lineal	1.36	(15.96,24.29) (15.96,25.49)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.52	(15.82,25.49) (15.82,24.29)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.66	(15.96,24.29) (15.96,25.49)
NE+3.41	Peso propio	Lineal	1.78	(11.36,25.38) (12.36,25.38)
	Peso propio	Lineal	0.46	(12.26,25.49) (12.26,24.29)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(0.88,25.62) (0.97,28.53)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(0.79,22.59) (0.88,25.62)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(0.70,19.91) (0.79,22.59)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(0.57,15.46) (0.70,19.91)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(3.31,15.39) (0.62,15.41)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(6.04,15.41) (3.31,15.39)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(8.72,15.39) (6.04,15.41)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(11.20,15.41) (8.72,15.39)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(11.20,15.46) (11.20,18.65)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(11.20,18.65) (11.20,21.77)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(11.20,21.77) (11.20,24.10)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(12.46,24.12) (11.39,24.11)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(11.21,25.62) (11.20,28.53)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(6.06,28.62) (11.20,28.63)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(1.02,28.62) (6.06,28.62)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(1.30,28.62) (1.30,29.24)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(0.95,29.24) (1.30,29.24)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(0.95,28.53) (0.95,29.24)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(0.76,19.91) (6.05,19.91)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(0.84,22.59) (6.05,22.59)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(6.05,19.91) (6.05,22.59)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(11.22,28.78) (11.22,29.56)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(12.48,25.87) (12.47,29.61)
	Cargas permanentes	Lineal	0.75	(0.88,24.24) (6.05,24.24)
	Cargas permanentes	Lineal	1.87	(11.36,25.38) (12.36,25.38)
	Cargas permanentes	Lineal	0.66	(12.26,25.49) (12.26,24.29)
	Cargas permanentes	Superficial	0.01	(12.54,29.78) (19.89,29.76) (19.91,25.62) (12.50,25.63) (12.54,29.77)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.83	(11.36,25.38) (12.36,25.38)
	Sobrecarga de uso	Lineal	0.37	(12.26,25.49) (12.26,24.29)
NT+6.41	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(0.57,15.46) (0.70,19.91)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(6.04,15.36) (0.62,15.36)



Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(11.20,15.36) (6.04,15.36)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(11.25,15.46) (11.25,18.65)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(11.25,18.65) (11.25,21.77)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(11.25,21.77) (11.25,24.10)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(11.20,24.20) (12.30,24.20)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(12.46,24.25) (12.46,25.59)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(12.47,25.68) (12.49,29.76)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(12.35,29.82) (11.23,29.82)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(6.06,29.24) (11.24,29.24)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(1.30,29.24) (6.06,29.24)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(0.99,29.24) (1.30,29.24)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(0.97,28.53) (0.99,29.24)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(0.88,25.62) (0.97,28.53)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(0.79,22.59) (0.88,25.62)
	Cargas permanentes	Lineal	0.13	(11.23,29.64) (11.23,29.34)
	Cargas permanentes	Lineal	0.33	(0.84,22.59) (6.05,22.59)
	Cargas permanentes	Lineal	0.33	(6.05,19.91) (6.05,22.59)
	Cargas permanentes	Lineal	0.33	(0.76,19.91) (6.05,19.91)
	Cargas permanentes	Lineal	0.33	(0.70,19.91) (0.79,22.59)
	Cargas permanentes	Superficial	0.01	(0.62,15.48) (0.77,19.89) (6.03,19.87) (6.04,22.56) (0.86,22.64) (1.02,28.59) (11.18,28.58) (11.21,29.74) (12.55,29.77) (12.48,24.20) (11.19,24.20) (11.18,15.43) (0.65,15.50)
	Sobrecarga de uso	Puntual	5.00	(1.74,21.21)
	Sobrecarga de uso	Puntual	5.00	(3.84,21.20)
NT+8.21	Cargas permanentes	Superficial	0.01	(0.84,22.61) (0.74,19.87) (6.08,19.83) (6.06,22.59) (0.84,22.59)

46.- 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-2007 (LRFD) ASCE 7
Desplazamientos	Acciones características



46.- SITUACIONES DE PROYECTO

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes o transitorias

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_P P_k+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Qi}Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}+\gamma_P P_k+\gamma_{A_E}A_E+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Qi}Q_{ki}$$

- Donde:

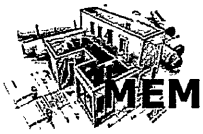
G_k Acción permanente
P_k Acción de pretensado
Q_k Acción variable
A_E Acción sísmica
γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado
$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

5.1.- Combinaciones

- **Nombres de las hipótesis**

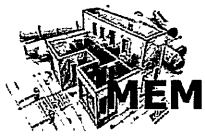
PP	Peso propio
CM	Cargas permanentes
Qa	Sobrecarga de uso
V(+X exc.+)	Viento +X exc.+
V(+X exc.-)	Viento +X exc.-
V(-X exc.+)	Viento -X exc.+
V(-X exc.-)	Viento -X exc.-
V(+Y exc.+)	Viento +Y exc.+
V(+Y exc.-)	Viento +Y exc.-
V(-Y exc.+)	Viento -Y exc.+
V(-Y exc.-)	Viento -Y exc.-
SX	Sismo X
SY	Sismo Y

- **E.L.U. de rotura. Hormigón**
- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones**



MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.400	1.400											
2	1.200	1.200											
3	1.200	1.200	1.600										
4	1.200	1.200		1.000									
5	1.200	1.200	0.500	1.000									
6	1.200	1.200			1.000								
7	1.200	1.200	0.500		1.000								
8	1.200	1.200				1.000							
9	1.200	1.200	0.500			1.000							
10	1.200	1.200					1.000						
11	1.200	1.200	0.500				1.000						
12	1.200	1.200						1.000					
13	1.200	1.200	0.500					1.000					
14	1.200	1.200							1.000				
15	1.200	1.200	0.500						1.000				
16	1.200	1.200								1.000			
17	1.200	1.200	0.500							1.000			
18	1.200	1.200									1.000		
19	1.200	1.200	0.500								1.000		
20	1.200	1.200										-0.300	-1.000
21	1.200	1.200	0.500									-0.300	-1.000
22	1.200	1.200										0.300	-1.000
23	1.200	1.200	0.500									0.300	-1.000
24	1.200	1.200										-1.000	-0.300
25	1.200	1.200	0.500									-1.000	-0.300
26	1.200	1.200										-1.000	0.300
27	1.200	1.200	0.500									-1.000	0.300
28	1.200	1.200										0.300	1.000
29	1.200	1.200	0.500									0.300	1.000
30	1.200	1.200										-0.300	1.000
31	1.200	1.200	0.500									-0.300	1.000
32	1.200	1.200										1.000	0.300
33	1.200	1.200	0.500									1.000	0.300
34	1.200	1.200										1.000	-0.300
35	1.200	1.200	0.500									1.000	-0.300
36	0.900	0.900											
37	0.900	0.900		1.000									
38	0.900	0.900			1.000								
39	0.900	0.900				1.000							
40	0.900	0.900					1.000						
41	0.900	0.900						1.000					
42	0.900	0.900							1.000				
43	0.900	0.900								1.000			
44	0.900	0.900									1.000		
45	0.900	0.900										-0.300	-1.000
46	0.900	0.900										0.300	-1.000
47	0.900	0.900										-1.000	-0.300
48	0.900	0.900										-1.000	0.300
49	0.900	0.900										0.300	1.000



Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
50	0.900	0.900										-0.300	1.000
51	0.900	0.900										1.000	0.300
52	0.900	0.900										1.000	-0.300

■ **E.L.U. de rotura. Acero conformado**

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	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	0.500	1.600									
6	1.200	1.200			1.600								
7	1.200	1.200	0.500		1.600								
8	1.200	1.200				1.600							
9	1.200	1.200	0.500			1.600							
10	1.200	1.200					1.600						
11	1.200	1.200	0.500				1.600						
12	1.200	1.200						1.600					
13	1.200	1.200	0.500					1.600					
14	1.200	1.200							1.600				
15	1.200	1.200	0.500						1.600				
16	1.200	1.200								1.600			
17	1.200	1.200	0.500							1.600			
18	1.200	1.200									1.600		
19	1.200	1.200	0.500								1.600		
20	1.200	1.200										-0.300	-1.000
21	1.200	1.200	0.500									-0.300	-1.000
22	1.200	1.200										0.300	-1.000
23	1.200	1.200	0.500									0.300	-1.000
24	1.200	1.200										-1.000	-0.300
25	1.200	1.200	0.500									-1.000	-0.300
26	1.200	1.200										-1.000	0.300
27	1.200	1.200	0.500									-1.000	0.300
28	1.200	1.200										0.300	1.000
29	1.200	1.200	0.500									0.300	1.000
30	1.200	1.200										-0.300	1.000
31	1.200	1.200	0.500									-0.300	1.000
32	1.200	1.200										1.000	0.300
33	1.200	1.200	0.500									1.000	0.300
34	1.200	1.200										1.000	-0.300
35	1.200	1.200	0.500									1.000	-0.300
36	0.900	0.900											
37	0.900	0.900		1.600									
38	0.900	0.900			1.600								
39	0.900	0.900				1.600							
40	0.900	0.900					1.600						
41	0.900	0.900						1.600					
42	0.900	0.900							1.600				

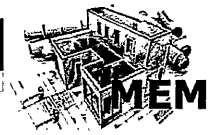


MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
43	0.900	0.900								1.600			
44	0.900	0.900									1.600		
45	0.900	0.900										-0.300	-1.000
46	0.900	0.900										0.300	-1.000
47	0.900	0.900										-1.000	-0.300
48	0.900	0.900										-1.000	0.300
49	0.900	0.900										0.300	1.000
50	0.900	0.900										-0.300	1.000
51	0.900	0.900										1.000	0.300
52	0.900	0.900										1.000	-0.300

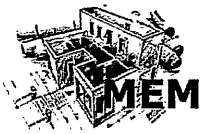
■ Tensiones sobre el terreno

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.000	1.000											
2	1.000	1.000	1.000										
3	0.600	0.600											
4	0.600	0.600		1.000									
5	1.000	1.000		1.000									
6	0.600	0.600			1.000								
7	1.000	1.000			1.000								
8	0.600	0.600				1.000							
9	1.000	1.000				1.000							
10	0.600	0.600					1.000						
11	1.000	1.000					1.000						
12	0.600	0.600						1.000					
13	1.000	1.000						1.000					
14	0.600	0.600							1.000				
15	1.000	1.000							1.000				
16	0.600	0.600								1.000			
17	1.000	1.000								1.000			
18	0.600	0.600									1.000		
19	1.000	1.000									1.000		
20	0.600	0.600										-0.700	
21	1.000	1.000										-0.700	
22	0.600	0.600										0.700	
23	1.000	1.000										0.700	
24	0.600	0.600											-0.700
25	1.000	1.000											-0.700
26	0.600	0.600											0.700
27	1.000	1.000											0.700
28	1.000	1.000	0.750	0.750									
29	1.000	1.000	0.750		0.750								
30	1.000	1.000	0.750			0.750							
31	1.000	1.000	0.750				0.750						
32	1.000	1.000	0.750					0.750					
33	1.000	1.000	0.750						0.750				
34	1.000	1.000	0.750							0.750			
35	1.000	1.000	0.750								0.750		



MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
36	1.000	1.000	0.750									-0.525	
37	1.000	1.000	0.750									0.525	
38	1.000	1.000	0.750										-0.525
39	1.000	1.000	0.750										0.525
40	1.000	1.000		0.750								-0.525	
41	1.000	1.000	0.750	0.750								-0.525	
42	1.000	1.000			0.750							-0.525	
43	1.000	1.000	0.750		0.750							-0.525	
44	1.000	1.000				0.750						-0.525	
45	1.000	1.000	0.750			0.750						-0.525	
46	1.000	1.000					0.750					-0.525	
47	1.000	1.000	0.750				0.750					-0.525	
48	1.000	1.000						0.750				-0.525	
49	1.000	1.000	0.750					0.750				-0.525	
50	1.000	1.000							0.750			-0.525	
51	1.000	1.000	0.750						0.750			-0.525	
52	1.000	1.000								0.750		-0.525	
53	1.000	1.000	0.750							0.750		-0.525	
54	1.000	1.000									0.750	-0.525	
55	1.000	1.000	0.750								0.750	-0.525	
56	1.000	1.000		0.750								0.525	
57	1.000	1.000	0.750	0.750								0.525	
58	1.000	1.000			0.750							0.525	
59	1.000	1.000	0.750		0.750							0.525	
60	1.000	1.000				0.750						0.525	
61	1.000	1.000	0.750			0.750						0.525	
62	1.000	1.000					0.750					0.525	
63	1.000	1.000	0.750				0.750					0.525	
64	1.000	1.000						0.750				0.525	
65	1.000	1.000	0.750					0.750				0.525	
66	1.000	1.000							0.750			0.525	
67	1.000	1.000	0.750						0.750			0.525	
68	1.000	1.000								0.750		0.525	
69	1.000	1.000	0.750							0.750		0.525	
70	1.000	1.000									0.750	0.525	
71	1.000	1.000	0.750								0.750	0.525	
72	1.000	1.000		0.750									-0.525
73	1.000	1.000	0.750	0.750									-0.525
74	1.000	1.000			0.750								-0.525
75	1.000	1.000	0.750		0.750								-0.525
76	1.000	1.000				0.750							-0.525
77	1.000	1.000	0.750			0.750							-0.525
78	1.000	1.000					0.750						-0.525
79	1.000	1.000	0.750				0.750						-0.525
80	1.000	1.000						0.750					-0.525
81	1.000	1.000	0.750					0.750					-0.525
82	1.000	1.000							0.750				-0.525
83	1.000	1.000	0.750						0.750				-0.525
84	1.000	1.000								0.750			-0.525
85	1.000	1.000	0.750							0.750			-0.525
86	1.000	1.000									0.750		-0.525

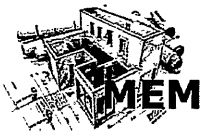


MEMORIA DE DISEÑO

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
87	1.000	1.000	0.750								0.750		-0.525
88	1.000	1.000		0.750									0.525
89	1.000	1.000	0.750	0.750									0.525
90	1.000	1.000			0.750								0.525
91	1.000	1.000	0.750		0.750								0.525
92	1.000	1.000				0.750							0.525
93	1.000	1.000	0.750			0.750							0.525
94	1.000	1.000					0.750						0.525
95	1.000	1.000	0.750				0.750						0.525
96	1.000	1.000						0.750					0.525
97	1.000	1.000	0.750					0.750					0.525
98	1.000	1.000							0.750				0.525
99	1.000	1.000	0.750						0.750				0.525
100	1.000	1.000								0.750			0.525
101	1.000	1.000	0.750							0.750			0.525
102	1.000	1.000									0.750		0.525
103	1.000	1.000	0.750								0.750		0.525

■ **Desplazamientos**

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	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		1.000								
7	1.000	1.000				1.000							
8	1.000	1.000	1.000			1.000							
9	1.000	1.000					1.000						
10	1.000	1.000	1.000				1.000						
11	1.000	1.000						1.000					
12	1.000	1.000	1.000					1.000					
13	1.000	1.000							1.000				
14	1.000	1.000	1.000						1.000				
15	1.000	1.000								1.000			
16	1.000	1.000	1.000							1.000			
17	1.000	1.000									1.000		
18	1.000	1.000	1.000								1.000		
19	1.000	1.000										-1.000	
20	1.000	1.000	1.000									-1.000	
21	1.000	1.000										1.000	
22	1.000	1.000	1.000									1.000	
23	1.000	1.000											-1.000
24	1.000	1.000	1.000										-1.000
25	1.000	1.000											1.000
26	1.000	1.000	1.000										1.000



47.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
11	NT+8.21	11	NT+8.21	1.80	8.21
10	NT+6.41	10	NT+6.41	3.00	6.41
9	NE+3.41	9	NE+3.41	0.42	3.41
8	R7 N+2.99	8	R7 N+2.99	0.43	2.99
7	R6 N+2.56	7	R6 N+2.56	0.42	2.56
6	R5 N+2.14	6	R5 N+2.14	0.43	2.14
5	R4 N+1.71	5	R4 N+1.71	0.43	1.71
4	R3 N+1.28	4	R3 N+1.28	0.43	1.28
3	R2 N+0.85	3	R2 N+0.85	0.42	0.85
2	R1 N+0.43	2	R1 N+0.43	0.43	0.43
1	NP+0.00	1	NP+0.00	1.50	0.00
0	Fundación				-1.50

48.- DATOS GEOMÉTRICOS DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS

48.1.- Columnas

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo de la columna en grados sexagesimales

Datos de las columnas

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Altura de apoyo
C1	(0.87, 28.63)	0-10	Con vinculación exterior	-2.0	Centro	0.30
C2	(6.06, 28.63)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C3	(11.20, 28.63)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
C4	(0.84, 25.52)	0-10	Con vinculación exterior	-2.0	Centro	0.30
C5	(6.05, 25.52)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C6	(11.20, 25.52)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.45
C7	(11.20, 24.20)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
C8	(0.74, 22.49)	0-11	Con vinculación exterior	-2.0	Centro	0.30
C9	(6.05, 22.49)	0-11	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C10	(11.20, 21.87)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
C11	(0.66, 19.81)	0-11	Con vinculación exterior	-2.0	Centro	0.30
C12	(6.05, 19.81)	0-11	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C13	(0.60, 17.72)	0-10	Con vinculación exterior	-2.0	Centro	0.30
C14	(6.05, 17.72)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C15	(11.20, 18.50)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C16	(0.53, 15.36)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
C17	(6.04, 15.36)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C18	(11.20, 15.36)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.35

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Altura de apoyo
C19	(11.20, 29.82)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
C20	(12.25, 29.82)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
C21	(15.88, 29.84)	0-9	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
C22	(19.94, 29.82)	0-9	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.50
C23	(12.25, 28.62)	0-9	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
C24	(19.94, 28.62)	0-9	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.50
C25	(12.25, 25.52)	0-10	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.45
C26	(19.93, 25.51)	0-9	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30
CR0	(12.45, 21.27)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.45
CR1	(19.32, 21.87)	0-3	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
CR2	(15.89, 21.89)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
CR3	(12.45, 23.07)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.45
CR4	(19.32, 24.29)	0-7	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.35
CR5	(15.89, 24.29)	0-8	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30

49.- DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA

Columna	Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
			Cabeza	Pie	X	Y	
CR1	3	40x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
CR3	5	40x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
CR0	1	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
C4, C5, C7, C10, C15, C1, C2, C3, C13, C14	10	30x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	9	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	8	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C8, C9, C11, C12	11	30x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	10	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	9	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00



MEMORIA DE DISEÑO

Columna	Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
			Cabeza	Pie	X	Y	
	8	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C16, C17, C18	10	40x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	9	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	8	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C19	10	25x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	9	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	8	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C25	10	25x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	9	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	8	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C20	10	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	9	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	8	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00



MEMORIA DE DISEÑO

Columna	Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
			Cabeza	Pie	X	Y	
	3	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C26, C24	9	25x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	8	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C22, C21	9	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	8	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C6	10	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	9	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	8	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
CR2	4	40x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
CR5	8	40x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	50x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
CR4	7	40x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

Columna	Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
			Cabeza	Pie	X	Y	
	5	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
C23	9	25x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	8	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	25x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

50.- LISTADO DE PAÑOS

Losas mixtas consideradas

Nombre	Descripción de la chapa
METALDECK 3"	GRADO 50 Espesor: 70 mm Intereje: 210 mm Ancho panel: 840 mm Ancho superior: 100 mm Ancho inferior: 50 mm Tipo de empalme lateral: Superior Límite elástico: 3200 kp/cm² Perfil: 0.75mm Peso superficial: 8.64 kg/m² Sección útil: 10.80 cm²/m Momento de inercia: 80.06 cm4/m Módulo resistente: 19.55 cm³/m

Grupo	Losa mixta	Coordenadas del centro de la losa	Peso propio(t/m²)
NE+3.41	METALDECK 3", 0.75mm, h=150mm(70+80)	En todas las losas	0.27
NT+6.41	METALDECK 3", 0.75mm, h=100mm(70+30)	7.39, 28.90 4.71, 28.90 2.45, 28.90 9.90, 28.90	0.15

Grupo	Losa mixta	Coordenadas del centro de la losa	Peso propio(t/m²)
	METALDECK 3", 0.75mm, h=150mm(70+80)	4.05, 21.21 4.70, 22.10 4.70, 20.36 5.77, 21.21 2.13, 21.21 2.12, 20.36 2.14, 22.10	0.27

51.- LOSAS Y ELEMENTOS DE FUNDACIÓN

-Tensión admisible en situaciones persistentes: 2.50 kp/cm²

-Tensión admisible en situaciones accidentales: 3.75 kp/cm²

52.- MATERIALES UTILIZADOS

52.1.- Hormigones

Elemento	Hormigón	f_{ck} (kp/cm²)	γ_c	Árido		E_c (kp/cm²)
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Elementos de fundación	f'c=280	280	1.00	Origen metamórfico	15	253675
Losas	f'c=210	210	1.00	Origen metamórfico	15	219689
Columnas y tabiques	f'c=210	210	1.00	Origen metamórfico	15	219689
Muros	f'c=210	210	1.00	Origen metamórfico	15	219689

52.2.- Aceros por elemento y posición

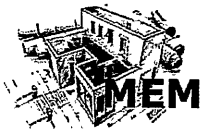
52.2.1.- Aceros en barras

Elemento	Acero	f_{yk} (kp/cm²)	γ_s
Todos	Grado 60 (Latinoamérica)	4200	1.00

52.2.2.- Aceros en perfiles

Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (kp/cm²)	Módulo de elasticidad (kp/cm²)
Acero conformado	ASTM A 36 36 ksi	2548	2069317
Acero laminado	ASTM A 36 36 ksi	2548	2038736





53.- SISMO EN LA EDIFICACION

Norma utilizada: NSR-10

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010).

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

53.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_a** : *0.20* 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** : *180.00* 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*
Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)	**Φ_a** : *0.80*
Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	**Φ_p** : *0.80*
Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	**Φ_{rX}** : *0.75*
Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	**Φ_{rY}** : *0.75*

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** : *8.21* 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

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

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

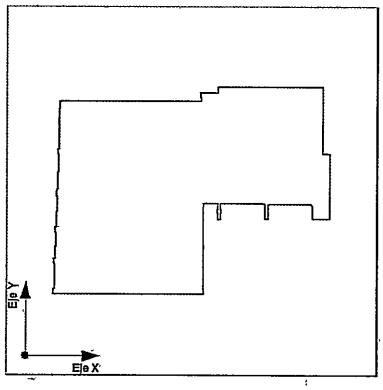
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

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

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

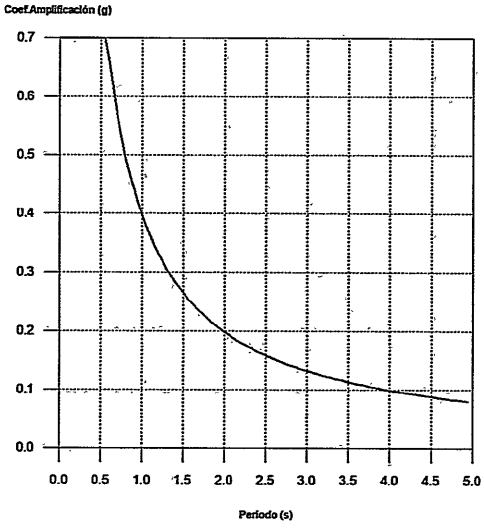
Acción sísmica según Y



Proyección en planta de la obra

53.2.- Espectro de cálculo

53.2.1.- Espectro elástico de aceleraciones



Coef.Amplificación:

$$S_{ae} = 2.5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I \qquad T \leq T_C$$

$$S_{ae} = \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot I}{T} \qquad T_C \leq T \leq T_L$$

$$S_{ae} = \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot T_L \cdot I}{T^2} \qquad T \geq T_L$$

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.700 g.

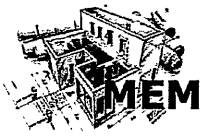
NSR-10 (A.2.6.1)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) **A_a** : *0.20* 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** : *1.40*



Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4) — **Suelo :** *D*

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) — **A_a :** *0.20* g

F_v: Coeficiente de amplificación de la aceleración en zona de periodos intermedios (NSR-10, Tabla A.2.4-4) — **F_v :** *2.20*

Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4) — **Suelo :** *D*

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 :** *1.00*

Tipo de edificación: I

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 :** *0.57* s

$$T_C = 0.48\frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a}$$

T_l: Periodo correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante (NSR-10, A.2.6.1) — **T_l :** *5.28* s

$$T_L = 2.4 \cdot F_v$$

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.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R}$$

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)

$$R_X = MIN(R_{Xi}, 1.25 R_{Yi})$$

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

$$R_Y = MIN(R_{Yi}, 1.25 R_{Xi})$$

R_{Xi}: Coeficiente de capacidad de disipación de energía (X) — **R_{Xi} :** *2.40*

$$R_X = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_{0X}$$

R_{Yi}: Coeficiente de capacidad de disipación de energía (Y) — **R_{Yi} :** *2.40*

$$R_Y = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_{0Y}$$

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*

Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5) — **Φ_a :** *0.80*

Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4) — **Φ_p :** *0.80*

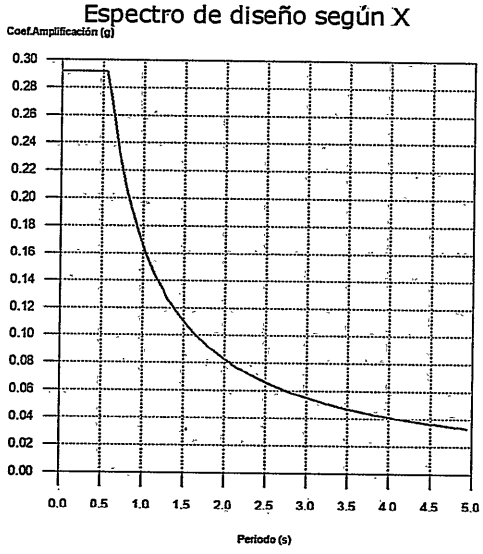
Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8) — **Φ_{rX} :** *0.75*

Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)

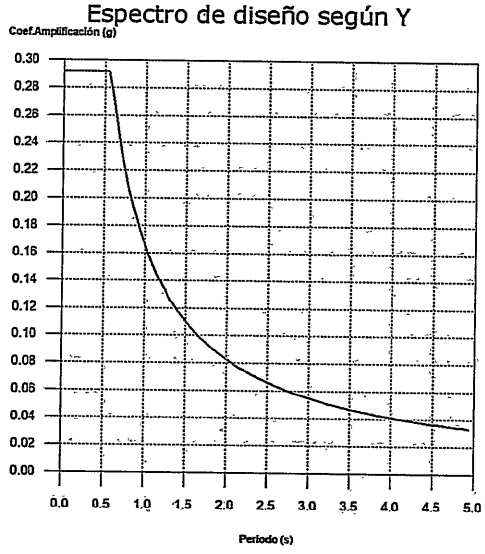
Φ_{rY} : *0.75*

NSR-10 (A.3.7)

Espectro de diseño según X

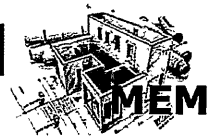


Espectro de diseño según Y



53.3.- Coeficientes de participación

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.321	0.6075	0.0709	0.7911	73.76 %	1.06 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 7.44491 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 7.44491 mm
Modo 2	0.305	0.1549	0.0503	0.9867	0.79 %	0.09 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 6.72428 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 6.72428 mm
Modo 3	0.265	0.0175	0.0524	0.9985	0.06 %	0.6 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 5.08019 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 5.08019 mm
Modo 4	0.255	0.0364	0.1547	0.9873	2.8 %	53.27 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 4.72334 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 4.72334 mm
Modo 5	0.247	0.0159	0.111	0.9937	0.06 %	3.07 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 4.4306 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 4.4306 mm
Modo 6	0.216	0.5296	0.0856	0.8439	1.59 %	0.04 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 3.36984 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 3.36984 mm
Modo 7	0.189	0.0165	0.1535	0.988	0.27 %	24.87 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 2.59879 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 2.59879 mm



MEMORIA DE DISEÑO

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 8	0.181	0.8224	0.2808	0.4948	1.41 %	0.17 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 2.37387 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 2.37387 mm
Modo 9	0.169	0.0247	0.0663	0.9975	0.02 %	0.13 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 2.06601 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 2.06601 mm
Modo 10	0.125	0.9116	0.039	0.4093	9.22 %	0.02 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 1.1288 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 1.1288 mm
Modo 11	0.118	0.8847	0.2645	0.3838	0.01 %	0 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 1.00078 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 1.00078 mm
Modo 12	0.108	0.0038	0.0816	0.9967	0 %	0.33 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 0.84481 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 0.84481 mm
Modo 13	0.095	0.0041	0.1027	0.9947	0 %	2.02 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 0.66056 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 0.66056 mm
Modo 14	0.089	0.0093	0.1508	0.9885	0.02 %	4.33 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 0.57778 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 0.57778 mm
Modo 15	0.065	0.008	0.14	0.9901	0.01 %	1.86 %	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 0.30998 mm	R = 2.4 A = 2.861 m/s² D = 0.30998 mm
Total					90.02 %	91.86 %		

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.

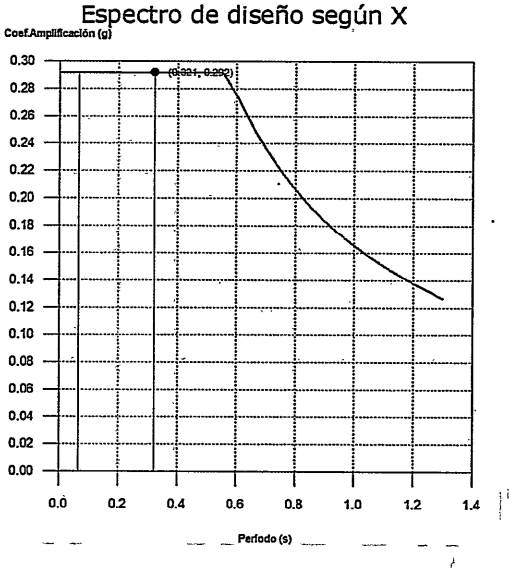
R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

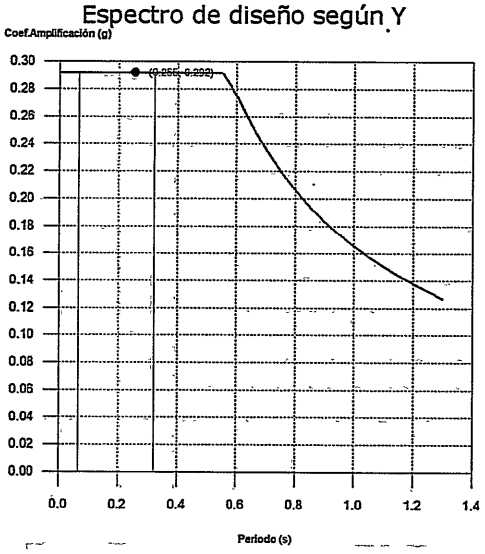
D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

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:

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.321	0.292

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 4	0.255	0.292

53.4.- Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

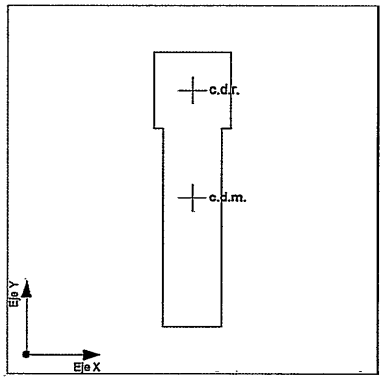
Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_X (m)	e_Y (m)
NT+8.21	(3.42, 21.25)	(3.42, 21.25)	0.00	0.00
NT+6.41	(5.66, 22.58)	(5.00, 21.45)	0.66	1.13
NE+3.41	(6.69, 22.62)	(8.20, 22.37)	-1.51	0.25
R7 N+2.99	(15.88, 24.85)	(15.89, 24.29)	0.00	0.56
R6 N+2.56	(19.61, 24.28)	(19.32, 24.29)	0.29	-0.01
R5 N+2.14	(15.89, 23.78)	(15.89, 24.29)	0.00	-0.51
R4 N+1.71	(12.04, 23.03)	(11.49, 22.98)	0.55	0.05
R3 N+1.28	(15.89, 22.44)	(15.89, 21.89)	0.00	0.55
R2 N+0.85	(19.57, 21.87)	(19.32, 21.87)	0.25	0.01
R1 N+0.43	(15.89, 21.34)	(15.89, 21.89)	0.00	-0.55
NP+0.00	(8.60, 23.28)	(13.05, 22.51)	-4.45	0.76

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

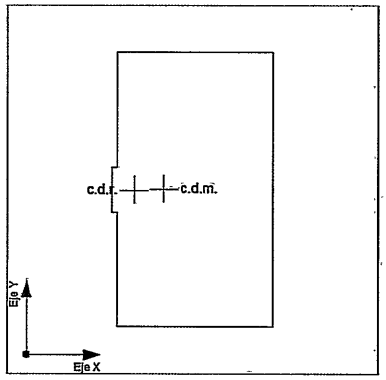
MEMORIA DE DISEÑO

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)

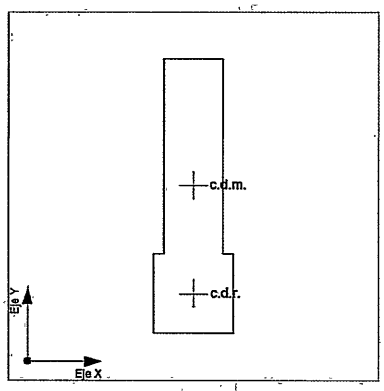
Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



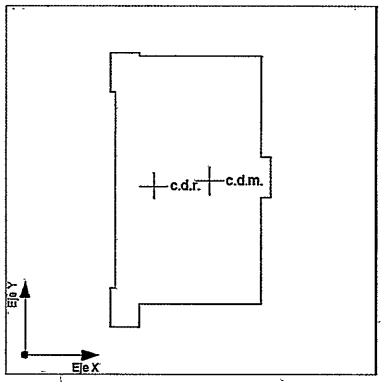
R1 N+0.43



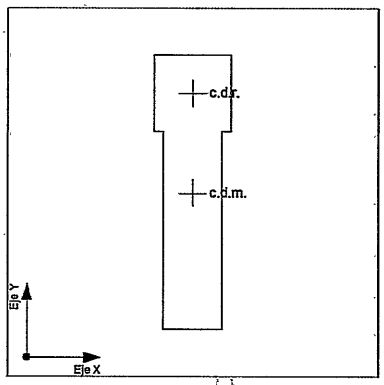
R2 N+0.85



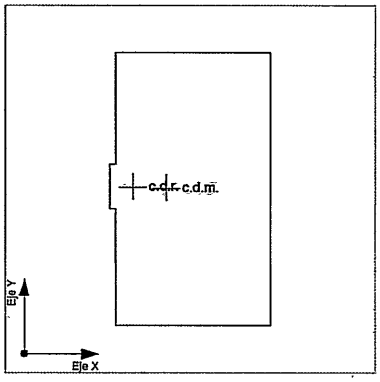
R3 N+1.28



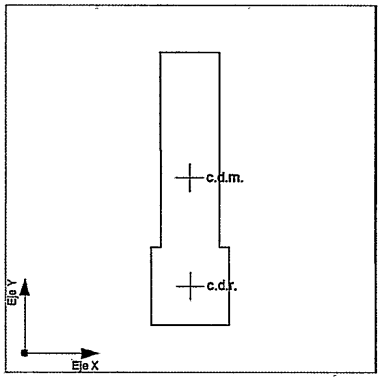
R4 N+1.71



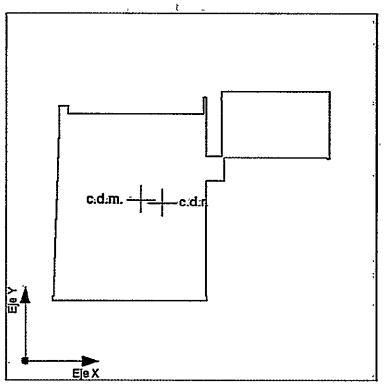
R5 N+2.14



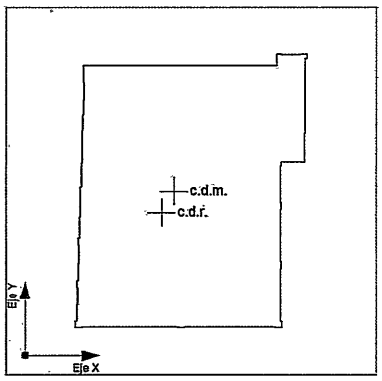
R6 N+2.56



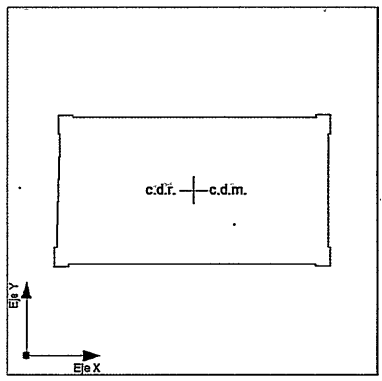
R7 N+2.99



NE+3.41



NT+6.41



NT+8.21

53.5.- Corrección por cortante basal

53.5.1.- 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 (t)	$V_{d,X}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	62.3518	64.0740
	Modo 2	0.6664	
	Modo 3	0.0540	
	Modo 4	2.3679	
	Modo 5	0.0504	
	Modo 6	1.3429	
	Modo 7	0.2304	
	Modo 8	1.1930	
	Modo 9	0.0150	
	Modo 10	7.7936	
	Modo 11	0.0118	
	Modo 12	0.0006	
	Modo 13	0.0025	
	Modo 14	0.0132	
	Modo 15	0.0049	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (t)	$V_{d,Y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	0.8489	52.1339
	Modo 2	0.0702	



MEMORIA DE DISEÑO

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (t)	$V_{d,Y}$ (t)
	Modo 3	0.4854	
	Modo 4	42.8579	
	Modo 5	2.4693	
	Modo 6	0.0351	
	Modo 7	20.0055	
	Modo 8	0.1392	
	Modo 9	0.1084	
	Modo 10	0.0142	
	Modo 11	0.0011	
	Modo 12	0.2617	
	Modo 13	1.6242	
	Modo 14	3.4814	
	Modo 15	1.4991	

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

53.5.2.- 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) — **$V_{s,X}$:** *73.7599* t

$$V_{s,x} = S_{d,x}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,X}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) — **$S_{d,X}(T_a)$:** *0.292* g

$T_{a,X}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NSR-10, A.4.2.2) — **$T_{a,X}$:** *0.31* s

$$T_a = 0.047 \cdot h^{0.9}$$

Tipología estructural (X): I

h: Altura del edificio — **h :** *8.21* m

$V_{s,Y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NSR-10, A.4.3.1) — **$V_{s,Y}$:** *73.7599* t

$$V_{s,y} = S_{d,y}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,Y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) — **$S_{d,Y}(T_a)$:** *0.292* g

$T_{a,Y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NSR-10, A.4.2.2) — **$T_{a,Y}$:** *0.31* s

$$T_a = 0.047 \cdot h^{0.9}$$

Tipología estructural (Y): I

h: Altura del edificio — **h :** *8.21* m

W: Peso sísmico total de la estructura — **W :** *252.8911* t

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

$$W = \sum_{i=1}^{n} w_i$$

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.

Planta	w_i (t)
NT+8.21	1.4377
NT+6.41	42.4659
NE+3.41	173.4457
R7 N+2.99	4.9539
R6 N+2.56	5.8882
R5 N+2.14	4.5506
R4 N+1.71	6.6953
R3 N+1.28	4.1143
R2 N+0.85	5.1313
R1 N+0.43	4.2082
$W=\sum w_i$	**252.8911**

53.5.3.- 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	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 64.0740 t ≥ 59.0079 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 62.1339 t ≥ 59.0079 t	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

53.6.- 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.

53.6.1.- Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

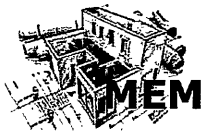
Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	Q_X (t)	$F_{eq,X}$ (t)	Q_Y (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
NT+8.21	0.9163	0.9163	0.2121	0.2121
NT+6.41	20.1984	19.2970	4.4859	4.2755
NE+3.41	58.8214	41.8363	14.1858	9.7587
R7 N+2.99	59.8563	2.4563	14.3654	0.5186
R6 N+2.56	60.3429	1.6034	14.3753	0.4504
R5 N+2.14	60.7879	1.1267	14.3760	0.0556
R4 N+1.71	61.6073	0.9257	14.4924	0.1374
R3 N+1.28	61.5699	0.4467	14.4848	0.1123
R2 N+0.85	61.9808	0.4624	14.4231	0.1177
R1 N+0.43	64.0740	2.2845	14.4051	0.1594
NP+0.00	64.0740	0.0000	14.4051	0.0000

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	Q_X (t)	$F_{eq,X}$ (t)	Q_Y (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
NT+8.21	0.1778	0.1778	0.6654	0.6654
NT+6.41	4.6106	4.4990	15.4815	14.8370
NE+3.41	13.3426	8.8234	47.6843	34.4235
R7 N+2.99	13.3140	0.4572	49.7218	2.9034
R6 N+2.56	13.7034	1.1373	50.5481	1.4119
R5 N+2.14	13.9895	0.3713	50.7550	0.2948
R4 N+1.71	14.1620	0.1841	51.4140	0.8294
R3 N+1.28	14.1580	0.0590	51.5237	1.8904
R2 N+0.85	14.1965	0.0996	51.6479	0.6405

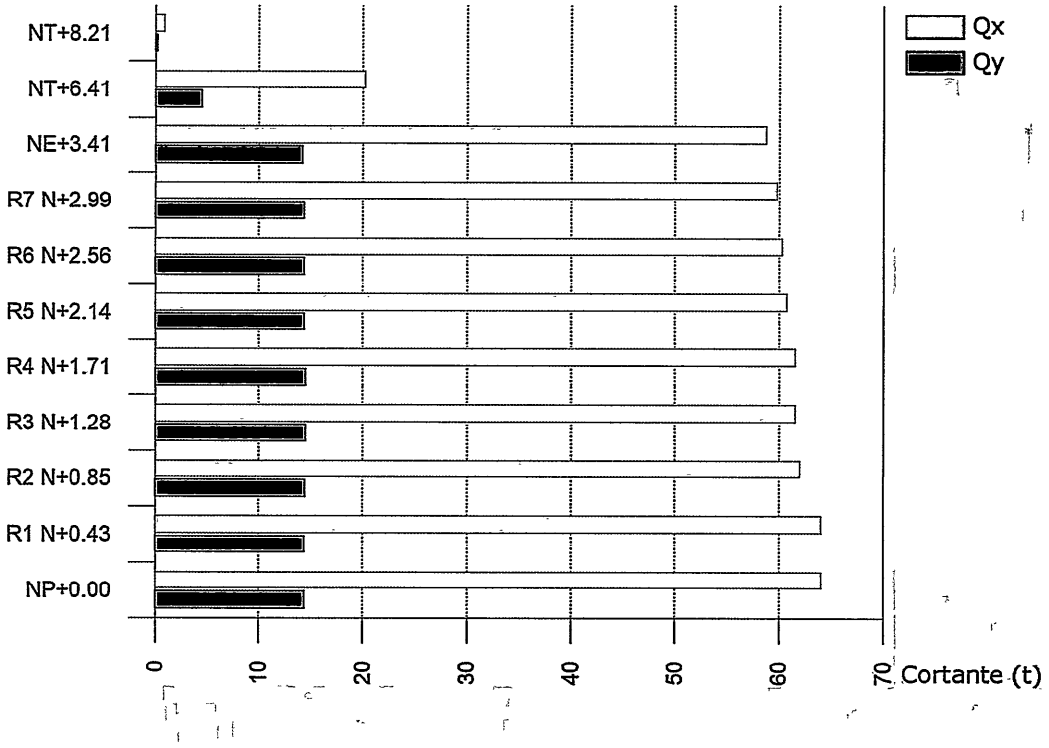


MEMORIA DE DISEÑO

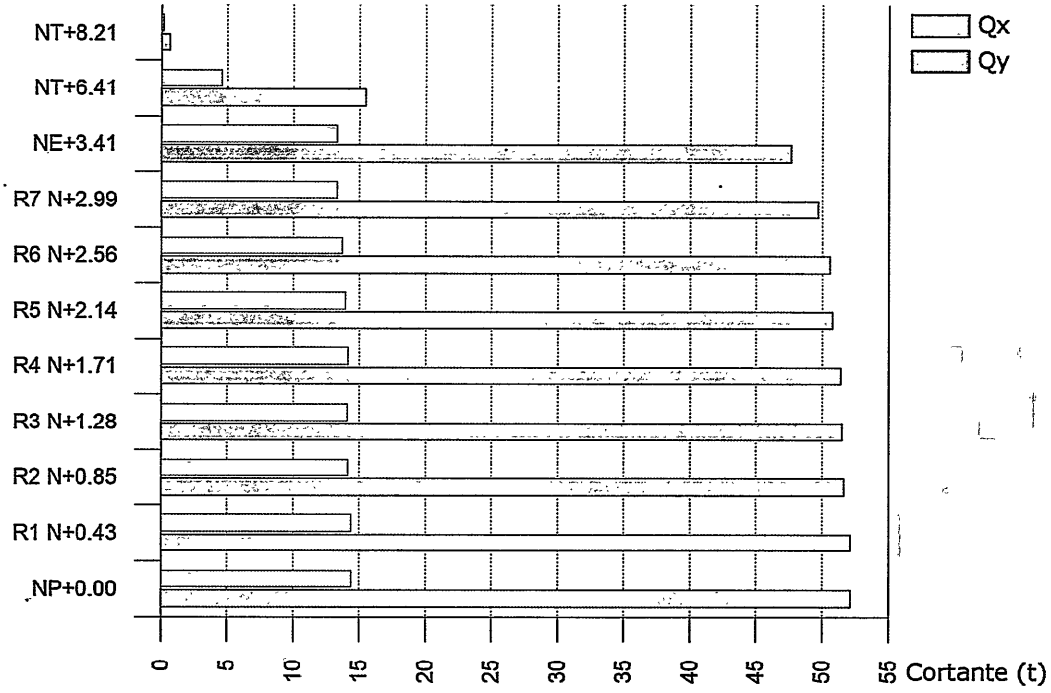
Planta	Q_X (t)	$F_{eq,X}$ (t)	Q_Y (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
R1 N+0.43	14.4040	0.4169	52.1339	1.0153
NP+0.00	14.4040	0.0000	52.1339	0.0000

Cortantes sísmicos máximos por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1

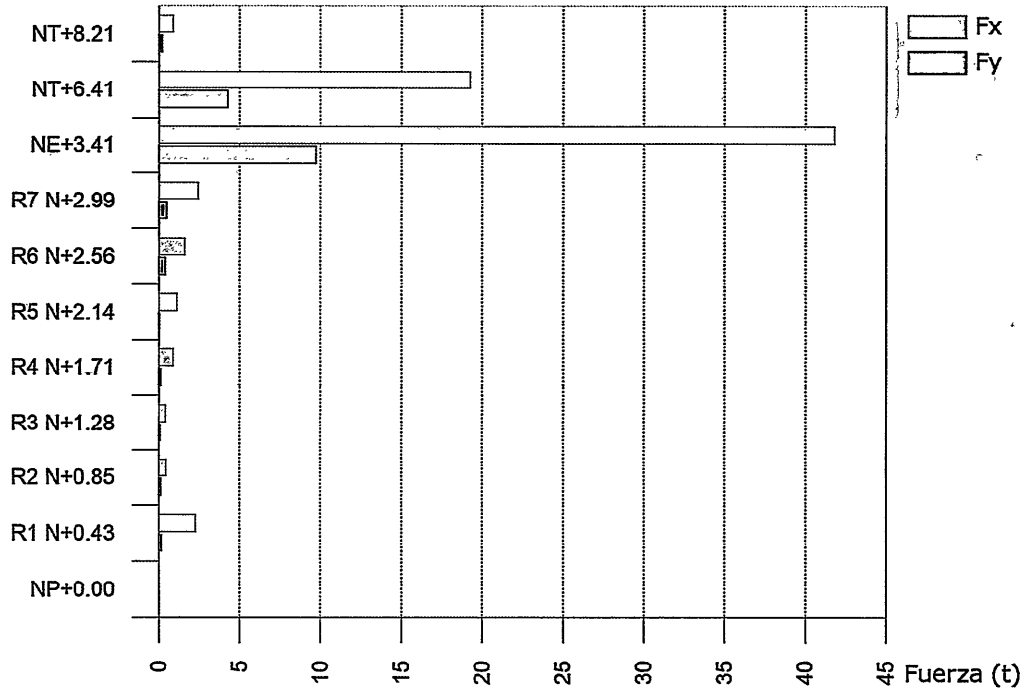


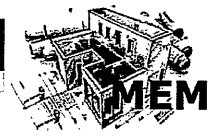
Hipótesis sísmica: Sismo Y1



Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

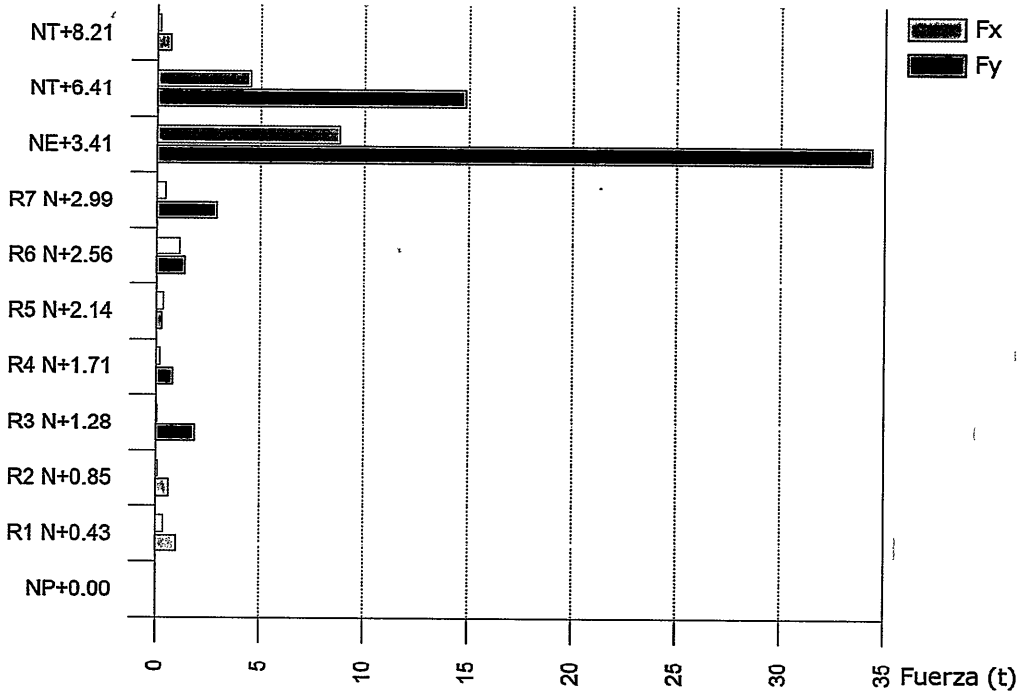
Hipótesis sísmica: Sismo X1





MEMORIA DE DISEÑO

Hipótesis sísmica: Sismo Y1



54.-DISTORCIONES MAXIMAS EN LA EDIFICACION

- h: Altura del nivel respecto al inmediato inferior

- Distorsión:
  Absoluta: Diferencia entre los desplazamientos de un nivel y los del inmediatamente inferior
  Relativa: Relación entre la altura y la distorsión absoluta

- Origen:
  G: Sólo gravitatorias
  GV: Gravitatorias + viento

- Nota:
  Las diferentes normas suelen limitar el valor de la distorsión relativa entre plantas y de la distorsión total (desplome) del edificio.
  El valor absoluto se utilizará para definir las juntas sísmicas. El valor relativo suele limitarse en función de la altura de la planta 'h'. Se comprueba el valor 'Total' tomando en ese caso como valor de 'h' la altura total.

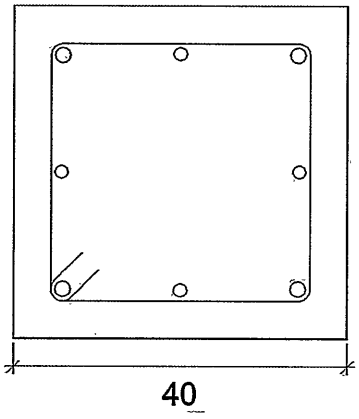
Valores máximos

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas(1)	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
NT+8.21	1 / 3700	1 / 4625	1 / 299	1 / 740
NT+6.41	1 / 3750	1 / 5009	1 / 223	1 / 371
NE+3.41	1 / 367	1 / 2200	1 / 96	1 / 184
R7 N+2.99	1 / 1075	1 / 700	1 / 97	1 / 78
R6 N+2.56	1 / 540	1 / 2850	1 / 150	1 / 179
R5 N+2.14	1 / 1075	1 / 1400	1 / 104	1 / 91
R4 N+1.71	1 / 1434	1 / 2150	1 / 172	1 / 154
R3 N+1.28	1 / 1075	1 / 1400	1 / 187	1 / 196
R2 N+0.85	1 / 1400	1 / 4200	1 / 234	1 / 280
R1 N+0.43	1 / 3275	1 / 6550	1 / 546	1 / 936
NP+0.00	----	----	1 / 750	1 / 1160
Notas: *(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*				

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas(1)	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 2300	1 / 3339	1 / 252	1 / 254
Notas: *(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*			

54.- COMPROBACIONES NSR10 DEL PILAR DE MAYOR VULNERABILIDAD EN LA EDIFICACION

Datos del pilar



Geometría	
Dimensiones	: 40x40 cm
Tramo	: 0.000/3.410 m
Altura libre	: 3.01 m
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
Tamaño máximo de agregado	: 15 mm

Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : f'c=210	Plano ZX : 3.01 m
Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 3.01 m
Armadura longitudinal	**Armadura transversal**
Esquina : 4Ø3/4"	Estribos : 1eØ3/8"
Cara X : 2Ø5/8"	Separación : 6 - 10 cm
Cara Y : 2Ø5/8"	
Cuantía : 1.21 %	

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):

$s_l \geq s_{l,min}$ **123 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: *40* mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_b$ s_1 : *29* mm

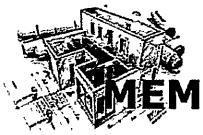
$s_2 = 40$ mm s_2 : *40* mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : *19.0* mm

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



MEMORIA DE DISEÑO

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_t \geq s_{t,min}$ **60 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{t,min}$:** *40* mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$ **s_1 :** *14* mm

$s_2 = 40$ mm **s_2 :** *40* mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ **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):

$s_t \leq s_{t,max}$ **60 mm ≤ 255 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. **$s_{t,max}$:** *255* mm

$s_1 = 16 \cdot d_b$ **s_1 :** *255* mm

$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$ **s_2 :** *457* mm

$s_3 = b_{min}$ **s_3 :** *400* mm

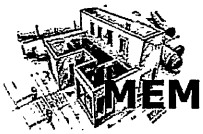
Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. **d_b :** *15.9* 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} :** *400* 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):



MEMORIA DE DISEÑO

$d_b \leq$ 1-1/4" ó 32 mm $\rightarrow$ $d_{b,t} \geq$ 3/8" ó 10 mm **Ø3/8" ≥ 3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. **d_b :** *Ø3/4"*

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. **$d_{b,t}$:** *Ø3/8"*

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$ **19.36 cm² ≥ 16.00 cm²** ✓

$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$ **19.36 cm² ≤ 64.00 cm²** ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g :** *1600.00* cm²

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

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.050*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,x}$:** *0.666* t

$V_{u,y}$: *0.090* t

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_n$:** *13.461* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.43 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+V(+Xexc.-)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

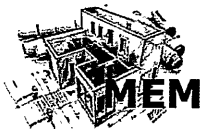
Cortante en la dirección X:

- Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$V_n = V_c$ **V_n :** *17.948* t

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:



MEMORIA DE DISEÑO

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

Vc : *17.948* t

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

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *400* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *293* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Mm : *-2.073* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u :** *0.696* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u :** *16.948* t

h: Altura de un elemento. **h :** *400.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g :** *1600.00* 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:

$$V_n = V_c$$

Vn : *17.948* t

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

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

Vc : *17.948* t

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

Donde:

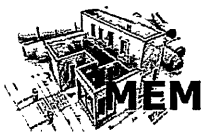
f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *400* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *293* mm



MEMORIA DE DISEÑO

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : *-2.655* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u :** *-0.113* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u :** *16.948* t

h: Altura de un elemento. **h :** *400.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g :** *1600.00* cm²

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

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.935*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x}$: *19.400* t

$V_{u,y}$: *4.677* t

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,x}$: *21.131* t

$\phi \cdot V_{n,y}$: *26.329* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.502 m', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+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 requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : *28.174* t

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *10.628* t

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *17.559* t

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



MEMORIA DE DISEÑO

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ **ρ_w :** *0.010*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s :** *11.67* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *400* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *293* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m :** *5.906* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u :** *8.162* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u :** *13.810* t

h: Altura de un elemento. **h :** *400.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g :** *1600.00* cm²

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

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s :** *17.546* t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ **V_s :** *36.169* t

([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} :** *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *293* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *100* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *400* mm

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$ **V_n :** *35.106* t

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

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ **V_c :** *17.559* t

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

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *400* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *293* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m :** *-0.384* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u :** *-1.872* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u :** *13.810* t

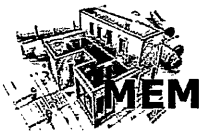
h: Altura de un elemento. **h :** *400.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g :** *1600.00* cm²

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

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s :** *17.546* t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):



MEMORIA DE DISEÑO

$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot$

([MPa] f'_c)

V_s : 36.169 t

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} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — **d** : 293 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. — **s** : 100 mm

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón. — f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. — b_w : 400 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección X:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$s \leq s_{max}$ — **100 mm ≤ 150 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. — s_{max} : 150 mm

$s_1 = d/2$ — s_1 : 150 mm

$s_2 = 600$ mm — s_2 : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — **d** : 293 mm

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$s \leq s_{max}$ — **100 mm ≤ 150 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. — s_{max} : 150 mm

$s_1 = d/2$ — s_1 : 150 mm

$s_2 = 600$ mm

s_2 : 600 mm

Siendo:

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

d : 293 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección X:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.34 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$A_{v,min}$: 0.27 cm²

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

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$

$A_{v,min}$: 0.34 cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 400 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : 100 mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ MPa

Cortante en la dirección Y:

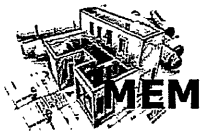
Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.34 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$A_{v,min}$: 0.27 cm²



MEMORIA DE DISEÑO

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

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$

$A_{v,min}$: *0.34* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *400* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *100* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt} :** *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ MPa

<u>Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)</u> (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+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

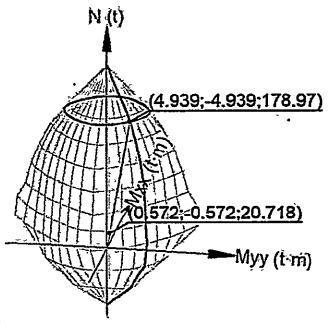
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.102*** ✓

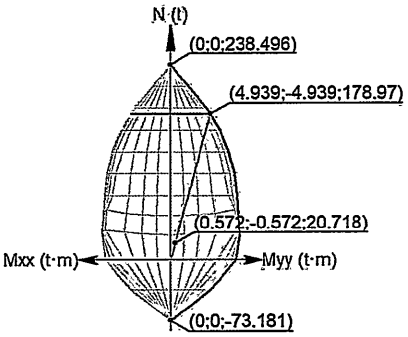
$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.116*** ✓

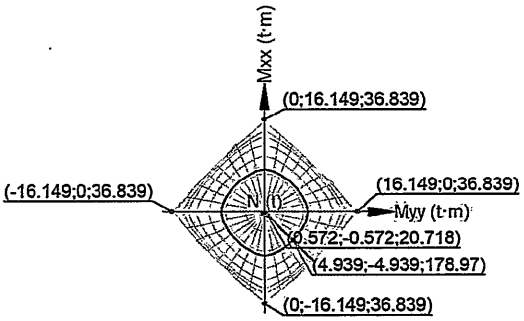
$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **20.718 t ≤ 177.185 t** ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. — **P_u :** *20.718* t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. — **$M_{u,x}$:** *-0.230* t·m

$M_{u,y}$: *0.377* t·m

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

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — **$\phi \cdot P_n$:** *203.220* t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — **$\phi \cdot M_{n,x}$:** *-2.252* t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *3.696* t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. — **P_u :** *20.718* t

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. — **$M_{c,x}$:** *-0.572* t·m

$M_{c,y}$: *0.572* t·m

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

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — **$\phi \cdot P_n$:** *178.970* t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — **$\phi \cdot M_{n,x}$:** *-4.939* t·m

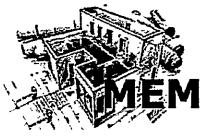
$\phi \cdot M_{n,y}$: *4.939* t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **26.1 > 22.0**

Donde:



MEMORIA DE DISEÑO

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u :** *3.010* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r :** *11.55* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u = P_u$$ **P_u :** *20.718* t

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$ **M_c :** *-0.572* t·m

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$$ **M_2 :** *-0.559* t·m

Siendo:

$$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$ **$M_{2,min}$:** *0.559* t·m

h: Altura de un elemento. **h :** *400.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ **δ_{ns} :** *1.022*

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c :** *1276.362* t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c :** *219689.00* kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g :** *213333.33* cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u :** *3.010* m

En el eje y:

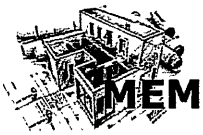
No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **26.1** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u :** *3.010* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r :** *11.55* cm



MEMORIA DE DISEÑO

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$\mathbf{P_u} = P_u$$ **Pu :** *20.718* t

$$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$$ **Mc :** *0.572* t·m

Donde:

$$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$$ **M2 :** *0.559* t·m

Siendo:

$$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$ **M2,min :** *0.559* t·m

h: Altura de un elemento. **h :** *400.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ **δns :** *1.022*

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **Pc :** *1276.362* t

Donde:

Ec: Módulo de elasticidad del concreto. **Ec :** *219689.00* kp/cm²

Ig: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **Ig :** *213333.33* cm4

klu: Longitud efectiva. **klu :** *3.010* m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$ **ϕ·Pn,max :** *177.185* t

Siendo:

f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c :** *210.00* kp/cm²

fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy :** *4200.00* kp/cm²

Ag: Área total de la sección de hormigón. **Ag :** *1600.00* cm²

Ast: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **Ast :** *19.36* 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.

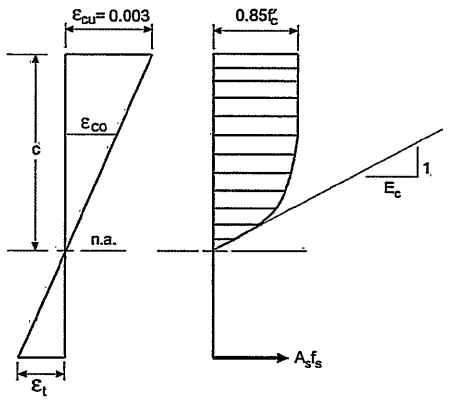
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

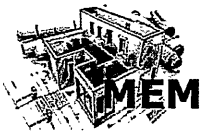


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *210.00* kp/cm²

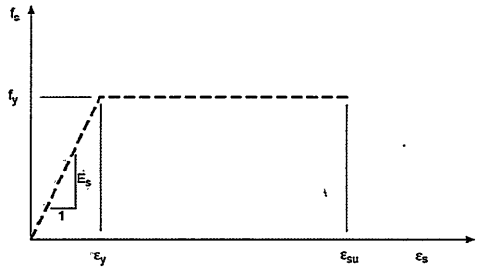
εcu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **εcu** : *0.0030*

εc0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **εc0** : *0.0020*

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

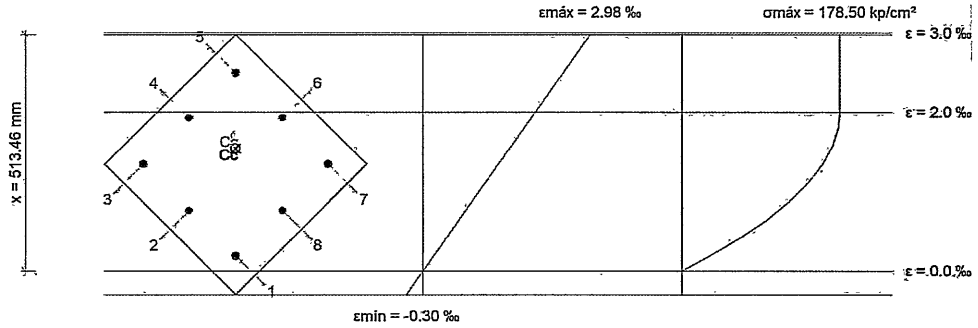


MEMORIA DE DISEÑO



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y :** *4200.00* kp/cm²

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 (kp/cm²)	ε
1	Ø3/4"	-140.95	140.95	+370.78	+0.000182
2	Ø5/8"	0.00	142.54	+1538.91	+0.000755
3	Ø3/4"	140.95	140.95	+2733.65	+0.001341
4	Ø5/8"	142.54	0.00	+3928.39	+0.001927
5	Ø3/4"	140.95	-140.95	+4200.00	+0.002500
6	Ø5/8"	0.00	-142.54	+3928.39	+0.001927
7	Ø3/4"	-140.95	-140.95	+2733.65	+0.001341
8	Ø5/8"	-142.54	0.00	+1538.91	+0.000755

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	224.971	23.93	-23.93
Cs	50.368	44.00	-44.00
T	0.000	0.00	0.00

$P_n = C_c + C_s - T$ — **P_n :** *275.339* t

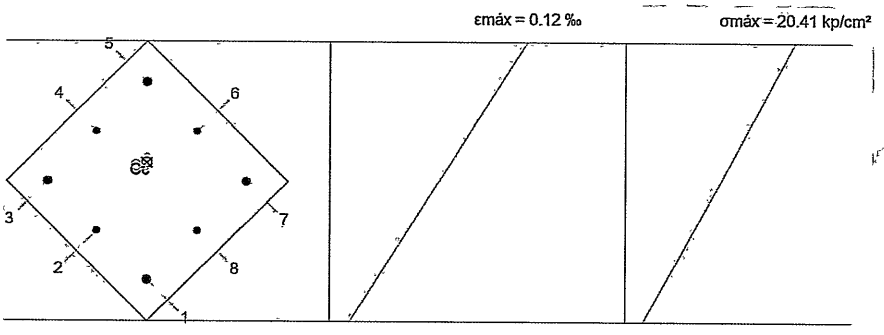
$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{n,x}$:** *-7.599* t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{n,y}$:** *7.599* t·m

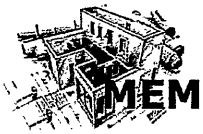
Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c :** *224.971* t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s :** *50.368* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T :** *0.000* t
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$:** *23.93* mm; **$e_{cc,y}$:** *-23.93* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$:** *44.00* mm; **$e_{cs,y}$:** *-44.00* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **e_T :** *0.00* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax} :** *0.0030*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax} :** *0.0000*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax} :** *178.50* kp/cm²
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax} :** *0.00* kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø3/4"	-140.95	140.95	+55.81	+0.000027
2	Ø5/8"	0.00	142.54	+93.50	+0.000046
3	Ø3/4"	140.95	140.95	+132.04	+0.000065
4	Ø5/8"	142.54	0.00	+170.58	+0.000084
5	Ø3/4"	140.95	-140.95	+208.27	+0.000102
6	Ø5/8"	0.00	-142.54	+170.58	+0.000084
7	Ø3/4"	-140.95	-140.95	+132.04	+0.000065



MEMORIA DE DISEÑO

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
8	Ø5/8"	-142.54	0.00	+93.50	+0.000046

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.162	26.91	-26.91
Cs	2.556	32.51	-32.51
T	0.000	0.00	0.00

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *20.718* t

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{c,x}$: *-0.572* t·m

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{c,y}$: *0.572* t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *18.162* t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *2.556* t

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *0.000* t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *26.91* mm; **$e_{cc,y}$** : *-26.91* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *32.51* mm; **$e_{cs,y}$** : *-32.51* mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **e_T** : *0.00* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0001*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0000*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *20.41* kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *0.00* kp/cm²

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 "0.9·PP+0.9·CM+SX+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

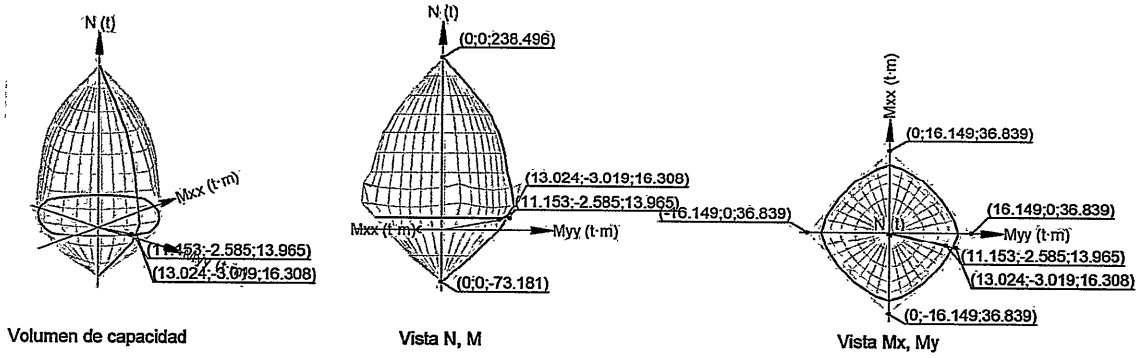
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.842** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.856** ✓

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **13.965 t ≤ 177.185 t** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.
M_u: Momento de cálculo de primer orden.

P_u :	13.965	t
$M_{u,x}$:	-2.548	t·m
$M_{u,y}$:	10.990	t·m

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

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.
$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot P_n$:	16.588	t
$\phi \cdot M_{n,x}$:	-3.026	t·m
$\phi \cdot M_{n,y}$:	13.054	t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo.
M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

P_u :	13.965	t
$M_{c,x}$:	-2.585	t·m
$M_{c,y}$:	11.153	t·m

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

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot P_n$:	16.308	t



MEMORIA DE DISEÑO

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot M_{n,x}$: -3.019 t·m
$\phi \cdot M_{n,y}$: 13.024 t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

26.1 > 22.0

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 3.010 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 11.55 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u = P_u$$

P_u : 13.965 t

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

M_c : -2.585 t·m

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$$

M_2 : -2.548 t·m

Siendo:

$$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$M_{2,min}$: 0.377 t·m

h: Altura de un elemento. **h** : 400.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns} : 1.015

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

P_c : 1276.362 t

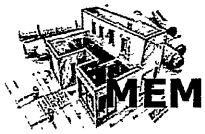
Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 213333.33 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 3.010 m

En el eje y:



MEMORIA DE DISEÑO

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **26.1 > 22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u :** *3.010* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r :** *11.55* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u = P'_u$$ **P_u :** *13.965* t

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$ **M_c :** *11.153* t·m

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$$ **M_2 :** *10.990* t·m

Siendo:

$$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$ **$M_{2,min}$:** *0.377* t·m

h: Altura de un elemento. **h :** *400.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ **δ_{ns} :** *1.015*

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c :** *1276.362* t

Donde:

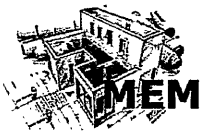
E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c :** *219689.00* kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g :** *213333.33* cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u :** *3.010* m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).



MEMORIA DE DISEÑO

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$\phi \cdot P_{n,max}$: 177.185 t

Siendo:

- f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — f'_c : 210.00 kp/cm²
- f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. — f_y : 4200.00 kp/cm²
- A_g: Área total de la sección de hormigón. — A_g : 1600.00 cm²
- A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. — A_{st} : 19.36 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.

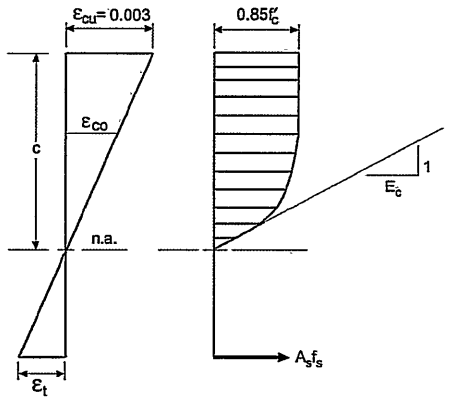
(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(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.

MEMORIA DE DISEÑO

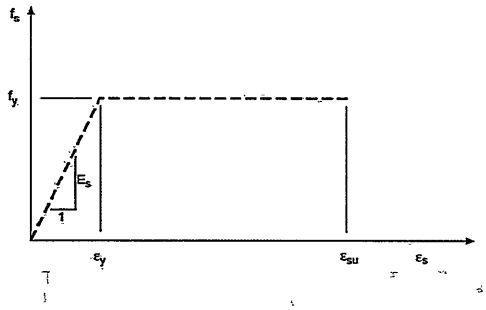


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — **f'c** : *210.00* kp/cm²

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

εco: Deformación unitaria bajo carga máxima. — **εco** : *0.0020*

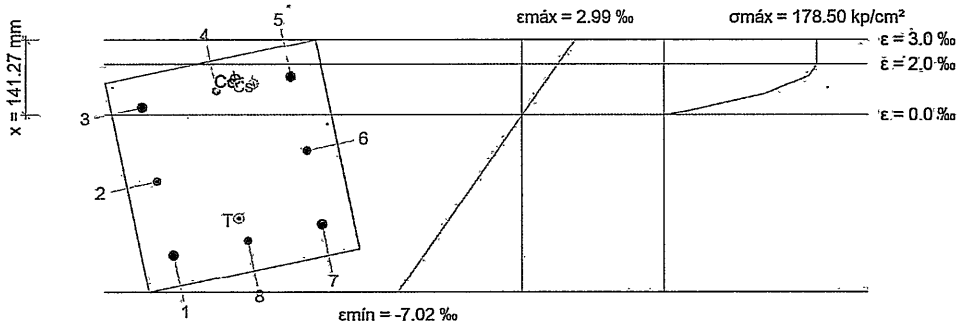
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. — **fy** : *4200.00* kp/cm²

MEMORIA DE DISEÑO

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 (kp/cm²)	ε
1	Ø3/4"	-140.95	140.95	-4200.00	-0.005543
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-4200.00	-0.002635
3	Ø3/4"	140.95	140.95	+584.49	+0.000287
4	Ø5/8"	142.54	0.00	+1896.56	+0.000930
5	Ø3/4"	140.95	-140.95	+3074.75	+0.001508
6	Ø5/8"	0.00	-142.54	-2854.83	-0.001400
7	Ø3/4"	-140.95	-140.95	-4200.00	-0.004322
8	Ø5/8"	-142.54	0.00	-4200.00	-0.004965

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	50.255	157.16	-39.26
Cs	14.203	141.37	-70.43
T	46.337	-98.53	8.23

$P_n = C_c + C_s - T$ **P_n :** *18.121* t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ **$M_{n,x}$:** *-3.355* t·m

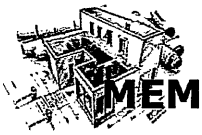
$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ **$M_{n,y}$:** *14.472* t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c :** *50.255* t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s :** *14.203* t

T: Resultante de tracciones en el acero. **T :** *46.337* t



MEMORIA DE DISEÑO

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

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

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

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

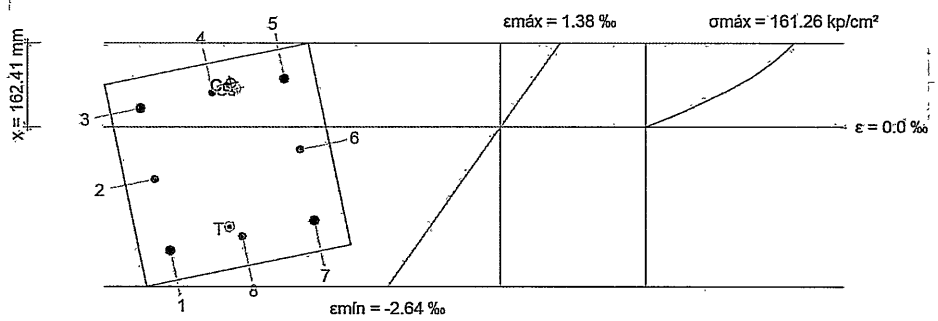
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{cc,x}$:	157.16	mm
$e_{cc,y}$:	-39.26	mm
$e_{cs,x}$:	141.37	mm
$e_{cs,y}$:	-70.43	mm
$e_{T,x}$:	-98.53	mm
$e_{T,y}$:	8.23	mm
ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax} :	0.0055	
σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax} :	4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø3/4"	-140.95	140.95	-4166.35	-0.002043
2	Ø5/8"	0.00	142.54	-1783.76	-0.000875
3	Ø3/4"	140.95	140.95	+609.99	+0.000299
4	Ø5/8"	142.54	0.00	+1133.00	+0.000556
5	Ø3/4"	140.95	-140.95	+1602.20	+0.000786
6	Ø5/8"	0.00	-142.54	-780.38	-0.000383
7	Ø3/4"	-140.95	-140.95	-3174.14	-0.001557
8	Ø5/8"	-142.54	0.00	-3697.14	-0.001813

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	38.787	153.29	-38.77
Cs	8.559	141.37	-46.57
T	33.380	-119.75	20.47

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : 13.965 t



MEMORIA DE DISEÑO

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{c,x}$: *-2.585* t·m

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{c,y}$: *11.153* t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c :** *38.787* t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s :** *8.559* t

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T :** *33.380* t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$:** *153.29* mm; **$e_{cc,y}$:** *-38.77* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$:** *141.37* mm; **$e_{cs,y}$:** *-46.57* mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T,x}$:** *-119.75* mm; **$e_{T,y}$:** *20.47* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax} :** *0.0014*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax} :** *0.0020*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax} :** *161.26* kp/cm²

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax} :** *4166.35* kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm (Artículo C.21.3.5.1).

$b_1 \geq 250$ mm

400 mm ≥ 250 mm ✓

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \geq A_{st,min}$

1936.00 mm² ≥ 1600.00 mm² ✓

Donde:

$$A_{st,min} = 0,01 \cdot A_g$$

$A_{st,min}$: *1600.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. — **A_g :** *160000.00* mm²

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \leq A_{st,max}$

1936.00 mm² ≤ 6400.00 mm² ✓



MEMORIA DE DISEÑO

Donde:

$$A_{st,max} = 0,04 \cdot A_g$$

$A_{st,max}$: *6400.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g :** *160000.00* 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).

$d_b \geq 9,5$ mm **9.5 mm ≥ 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).

$h_x \leq 350$ mm **310 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:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **142.51 mm² ≥ 122.72 mm²** ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. **$A_{sh,min}$:** *122.72* mm²

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$

A_1 : *122.72* mm²

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

A_2 : *55.80* mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. **s :** *60* mm

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. **b_c :** *310* mm

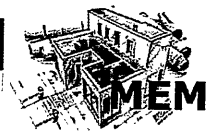
f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. **f'_c :** *20.60* MPa

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

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g :** *160000.00* mm²

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. **A_{ch} :** *96394.73* mm²

En el eje Y:



MEMORIA DE DISEÑO

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **142.51 mm² ≥ 122.72 mm²** ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2.

$A_{sh,min}$: *122.72* mm²

$$A_1 = 0{,}2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$

A_1 : *122.72* mm²

$$A_2 = 0{,}06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

A_2 : *55.80* mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. **s :** *60* mm

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. **b_c :** *310* mm

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. **f'_c :** *20.60* MPa

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

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g :** *160000.00* mm²

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. **A_{ch} :** *96394.73* mm²

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.5.6).

$s_0 \leq s_{max}$ **60 mm ≤ 127 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3, y s_4. **s_{max} :** *127* mm

$$s_1 = 8 \cdot \phi_{min}$$ **s_1 :** *127* mm

$$s_2 = 16 \cdot \phi_t$$ **s_2 :** *152* mm

$$s_3 = \frac{c_1}{3}$$ **s_3 :** *133* mm

$$s_4 = 150 \text{ mm}$$ **s_4 :** *150* mm

Siendo:

$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **$Ø_{min}$:** *15.9* mm

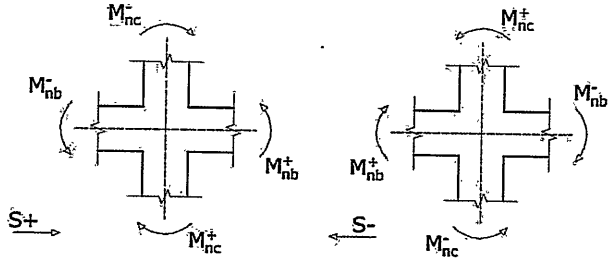
$Ø_t$: Diámetro de la barra del estribo. **$Ø_t$:** *9.5* mm

c_1: Menor dimensión de la sección transversal de la columna. **c_1 :** *400* mm

MEMORIA DE DISEÑO

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 21.3.6.2):
Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axil mínimo: N_d = 4.59 t.



$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \cdot \sum M_{nb}$ **23.98 t·m ≥ 23.42 t·m** ✓

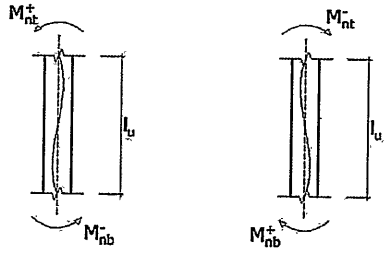
Donde:

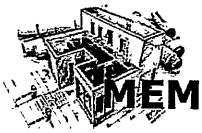
ΣMnc: Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas.
ΣMnb: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
ΣMnc (t·m)	23.98	23.98	23.98	23.98
ΣMnb (t·m)	19.52	19.52	7.48	6.95
(*): pésimo	✓	✓ *	✓	✓

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

El $\phi \cdot V_n$ de columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.2):
(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la columna en cada extremo restringido de la longitud libre. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión.





MEMORIA DE DISEÑO

Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia.

ϕ : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante.

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

$$V_{e1} = \frac{M_{nt}^{-} + M_{nb}^{+}}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{nt}^{+} + M_{nb}^{-}}{l_u}$$

Siendo:

l_u: Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

M_n: Momentos nominales del elemento en cada extremo.

	l_u (m)	M_{nb}^{+} (t·m)	M_{nb}^{-} (t·m)	M_{nt}^{+} (t·m)	M_{nt}^{-} (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	3.01	12.13	12.13	11.99	11.99	8.01	8.01	8.01	29.80	✓
Cortante en el eje Y	3.01	14.38	14.38	14.19	14.19	9.49	9.49	9.49	30.79	✓ *

(*): pésimo

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

$\phi \cdot V_n \geq V_E$; $V_E = \Omega_0 \cdot V_u$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia.

ϕ : *0.75*

Ω_0: Factor de sobrerresistencia.

Ω_0 : *3*

V_n: Resistencia nominal a cortante.

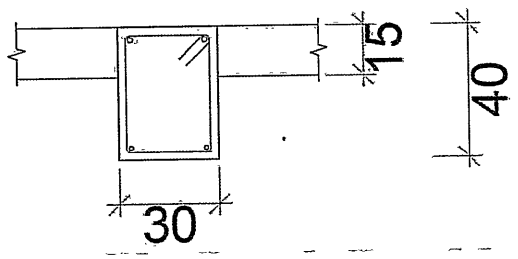
V_E: El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

	V_E (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	4.92	29.80	✓
Cortante en el eje Y	10.24	29.42	✓ *

(*): pésimo

55.- COMPROVACION E.L.U Y E.L.S EN VIGAS EN CONCRETO DE MAYOR VULNERABILIDAD ENLA EDIFICACION.

Datos de la viga



Geometría	
Dimensiones	: 30x40
Recubrimiento geométrico superior	: 2.0 cm
Recubrimiento geométrico inferior	: 2.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral	: 2.0 cm

Armadura longitudinal		Armadura transversal	
Arm. montaje superior	: 2Ø3/4"	Estribos	: 1eØ3/8"
Arm. montaje inferior	: 2Ø5/8"	Separación	: c/8
Armadura de piel	: 1Ø1/2"		

Materiales	
Hormigón	: f'c=210
Armadura longitudinal	: Grado 60 (Latinoamérica)
Armadura transversal	: Grado 60 (Latinoamérica)

2.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-9062: C14 - C12 (0.848 m)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$s_l \geq s_{l,min}$ **146 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$ s_1 : 19 mm

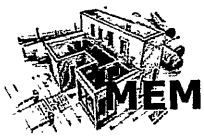
$s_2 = 25$ mm s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : 19.1 mm

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



MEMORIA DE DISEÑO

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 $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

3.98 cm² ≥ 2.99 cm² ✓

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$A_{s,req}$: 2.24 cm²

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

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : 0.131 ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : 3.481 t

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : 26.622 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 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:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : 35.496 t

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 8.355 t

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:



MEMORIA DE DISEÑO

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 14.593 t

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

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.004

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : 3.98 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 : 363 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 2.871 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : 2.871 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 0.000 t

h: Altura de un elemento. h : 400.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1200.00 cm²

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

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 27.141 t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 33.547 t

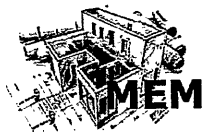
([MPa] f'_c)

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} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ MPa



MEMORIA DE DISEÑO

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *363* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *80* mm

f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ 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):

$s \leq s_{max}$ **80 mm ≤ 185 mm** ✓

Donde:

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

$s_1 = d/2$ **s_1 :** *185* mm

$s_2 = 600$ mm **s_2 :** *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *363* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.20 cm²** ✓

Donde:

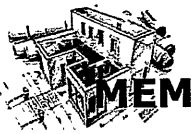
$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ **$A_{v,min}$:** *0.16* cm²

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

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$ **$A_{v,min}$:** *0.20* cm²

([MPa] f_{yt})



MEMORIA DE DISEÑO

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ 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 :** *80* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt} :** *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

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

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$ **η :** ***0.542*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$:** *15.136* t

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$:** *27.952* t

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.

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$ **V_n :** *37.269* t

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

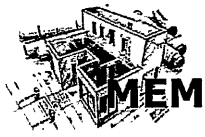
$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$ **V_c :** *10.127* t

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ **V_c :** *14.593* t

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



MEMORIA DE DISEÑO

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ **ρ_w :** *0.004*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s :** *3.98* 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 :** *363* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m :** *1.823* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u :** *1.823* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u :** *0.000* t

h: Altura de un elemento. **h :** *400.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g :** *1200.00* cm²

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

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s :** *27.141* t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ **V_s :** *33.547* t

([MPa] f'_c)

Donde:

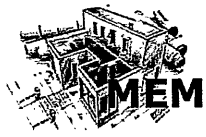
A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v :** *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt} :** *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *363* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *80* mm



MEMORIA DE DISEÑO

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ 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):

$s \leq s_{max}$ **80 mm ≤ 185 mm** ✓

Donde:

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

$s_1 = d/2$ s_1 : 185 mm

$s_2 = 600$ mm s_2 : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : 363 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.20 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ $A_{v,min}$: 0.16 cm²

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

Pero no debe ser menor a:

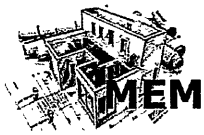
$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$ $A_{v,min}$: 0.20 cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa



MEMORIA DE DISEÑO

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** : *80* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *4200.00* kp/cm²

$f_{yt} \not> 420$ 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 para la combinación de acciones Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.576*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.000* t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *2.961* t·m

$M_{u,y}$: *0.000* t·m

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

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.000* t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *5.145* t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *0.000* t·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.

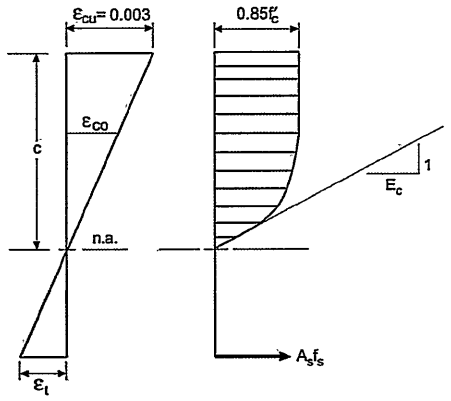
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.

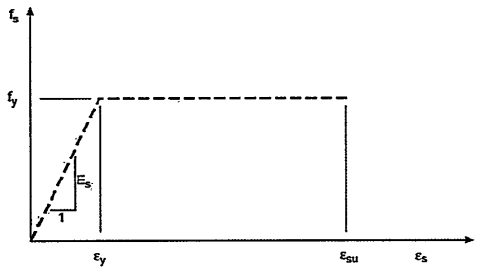


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *210.00* kp/cm²

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

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

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

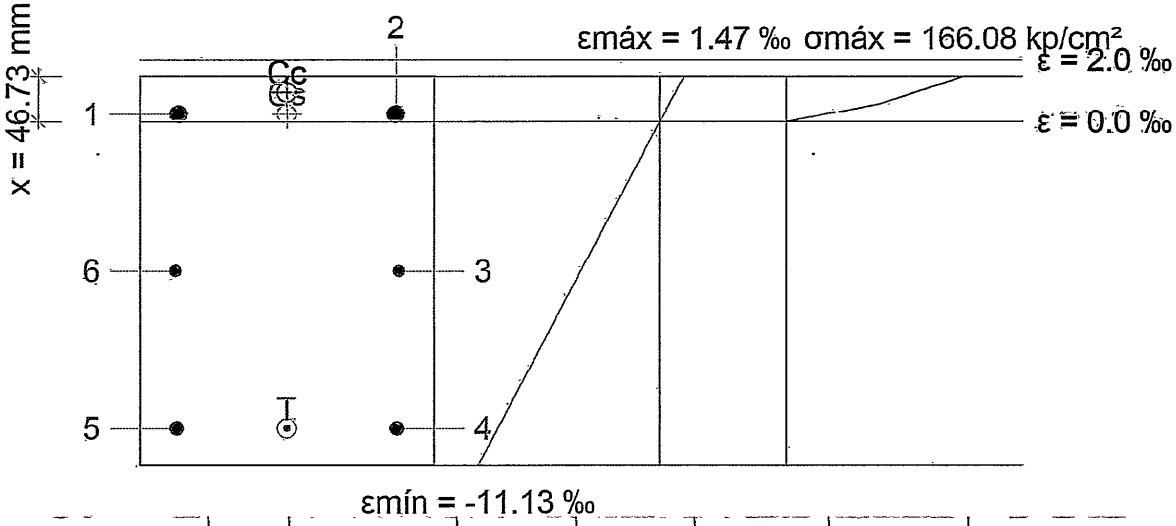


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *4200.00* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

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 (kp/cm²)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	160.95	+493.57	+0.000242
2	Ø3/4"	110.95	160.95	+493.57	+0.000242
3	Ø1/2"	114.13	-0.79	0.00	-0.004854
4	Ø5/8"	112.54	-162.54	-4200.00	-0.009950
5	Ø5/8"	-112.54	-162.54	-4200.00	-0.009950
6	Ø1/2"	-114.12	-0.79	0.00	-0.004854

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	13.903	0.00	183.16
Cs	2.813	0.00	160.95
T	16.716	0.00	-162.54

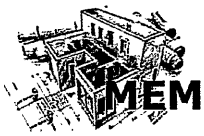
$P_n = C_c + C_s - T$ **P_n :** *0.000* t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ **$M_{n,x}$:** *5.716* t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ **$M_{n,y}$:** *0.000* t·m

Donde:

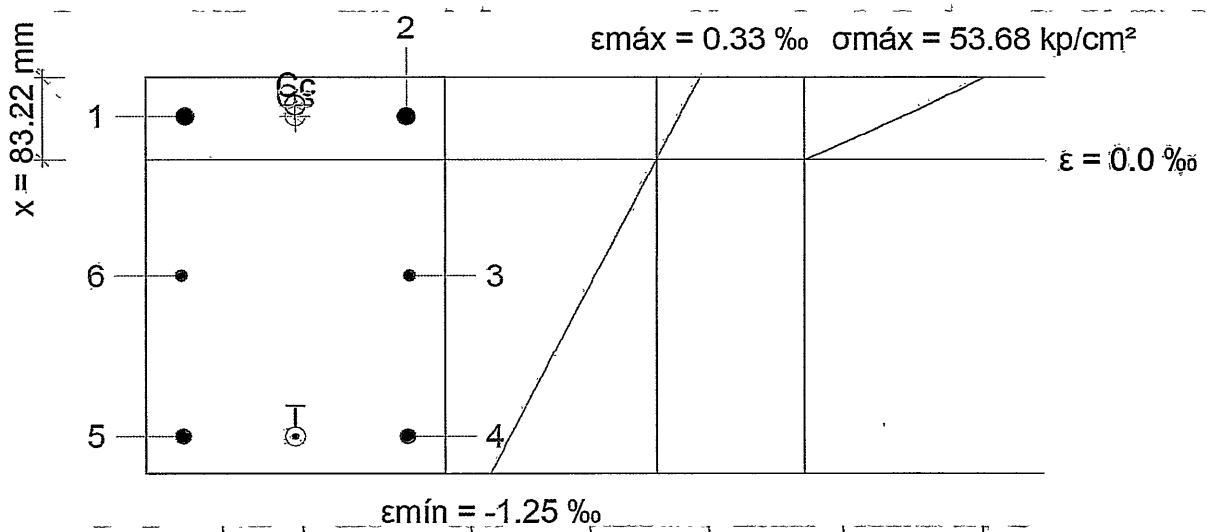
C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c :** *13.903* t



MEMORIA DE DISEÑO

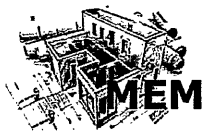
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	*2.813*	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	*16.716*	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	*0.00*	mm
	$e_{cc,y}$:	*183.16*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	*0.00*	mm
	$e_{cs,y}$:	*160.95*	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
	$e_{T,y}$:	*-162.54*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0015*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0100*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*166.08*	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*4200.00*	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	160.95	+354.50	+0.000174
2	Ø3/4"	110.95	160.95	+354.50	+0.000174
3	Ø1/2"	114.13	-0.79	0.00	-0.000463
4	Ø5/8"	112.54	-162.54	-2241.50	-0.001099
5	Ø5/8"	-112.54	-162.54	-2241.50	-0.001099
6	Ø1/2"	-114.12	-0.79	0.00	-0.000463

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	6.901	0.00	171.86
Cs	2.021	0.00	160.95



MEMORIA DE DISEÑO

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
T	8.921	0.00	-162.54

$P_u = C_c + C_s - T$ — **P_u :** *0.000* t

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{u,x}$:** *2.961* t·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{u,y}$:** *0.000* t·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c :** *6.901* t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s :** *2.021* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T :** *8.921* t
- **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; **$e_{cc,y}$:** *171.86* 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; **$e_{cs,y}$:** *160.95* 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; **$e_{T,y}$:** *-162.54* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax} :** *0.0003*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax} :** *0.0011*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax} :** *53.68* kp/cm²
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax} :** *2241.50* kp/cm²

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 Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas.

Se debe satisfacer:

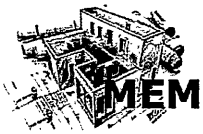
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.438*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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

- **P_u**: Esfuerzo normal de cálculo. — **P_u :** *0.000* t
- **M_u**: Momento de cálculo de primer orden. — **$M_{u,x}$:** *2.252* t·m



MEMORIA DE DISEÑO

$\mathbf{M_{u,y}}$: *0.000* t·m

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

$\phi \cdot \mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot \mathbf{P_n}$: *0.000* t

$\phi \cdot \mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento. $\phi \cdot \mathbf{M_{n,x}}$: *5.145* t·m

$\phi \cdot \mathbf{M_{n,y}}$: *0.000* t·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.

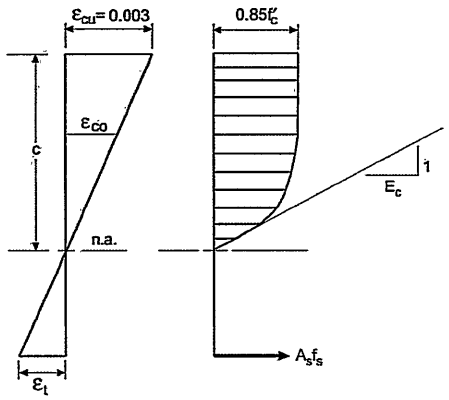
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(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.



$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. $\mathbf{f'_c}$: *210.00* kp/cm²

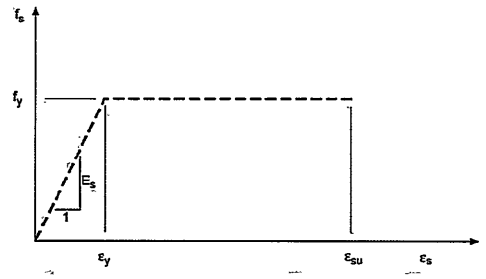


MEMORIA DE DISEÑO

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

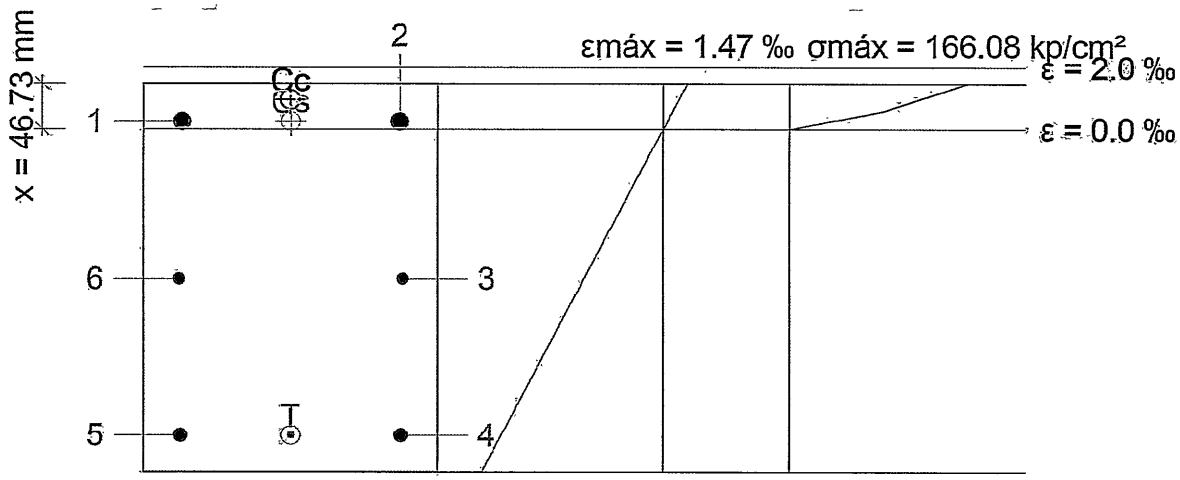
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : *0.0020*

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



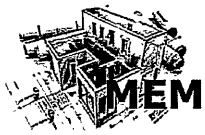
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : *4200.00* kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



εmín = -11.13 ‰

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	160.95	+493.57	+0.000242
2	Ø3/4"	110.95	160.95	+493.57	+0.000242
3	Ø1/2"	114.13	-0.79	0.00	-0.004854
4	Ø5/8"	112.54	-162.54	-4200.00	-0.009950
5	Ø5/8"	-112.54	-162.54	-4200.00	-0.009950
6	Ø1/2"	-114.12	-0.79	0.00	-0.004854



MEMORIA DE DISEÑO

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	13.903	0.00	183.16
Cs	2.813	0.00	160.95
T	16.716	0.00	-162.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.000* t

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

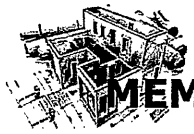
$M_{n,x}$: *5.716* t·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.000* t·m

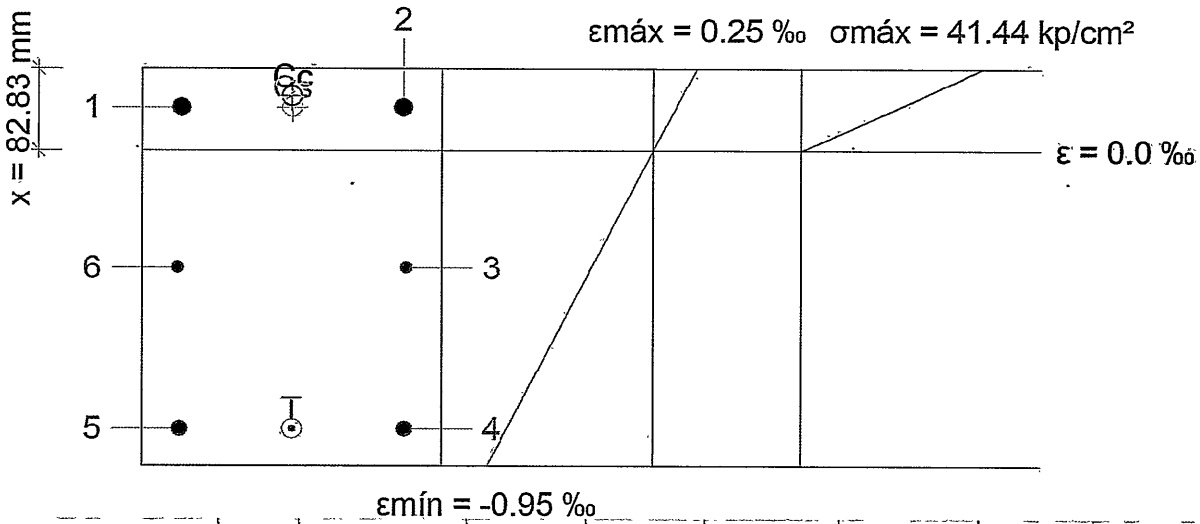
Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *13.903* t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *2.813* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *16.716* t
- **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; **$e_{cc,y}$** : *183.16* 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; **$e_{cs,y}$** : *160.95* 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; **$e_{T,y}$** : *-162.54* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0015*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0100*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *166.08* kp/cm²
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *4200.00* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	160.95	+266.67	+0.000131
2	Ø3/4"	110.95	160.95	+266.67	+0.000131
3	Ø1/2"	114.13	-0.79	0.00	-0.000352
4	Ø5/8"	112.54	-162.54	-1703.85	-0.000836
5	Ø5/8"	-112.54	-162.54	-1703.85	-0.000836
6	Ø1/2"	-114.12	-0.79	0.00	-0.000352

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	5.261	0.00	172.09
Cs	1.520	0.00	160.95
T	6.781	0.00	-162.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.000* t

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *2.252* t·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.000* t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c :** *5.261* t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s :** *1.520* t



MEMORIA DE DISEÑO

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

T :	6.781	t
$e_{cc,x}$:	0.00	mm
$e_{cc,y}$:	172.09	mm
$e_{cs,x}$:	0.00	mm
$e_{cs,y}$:	160.95	mm
$e_{T,x}$:	0.00	mm
$e_{T,y}$:	-162.54	mm
ε_{cmax} :	0.0002	
ε_{smax} :	0.0008	
σ_{cmax} :	41.44	kp/cm²
σ_{smax} :	1703.85	kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)
La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)
La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

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

$b_w \geq 200$ mm **300 mm ≥ 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).

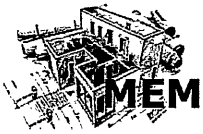
$d_b \geq 12$ mm **13 mm ≥ 12 mm** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$\rho \leq 0{,}025$ **0.005 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$\rho \leq 0{,}025$ **0.003 ≤ 0.025** ✓



MEMORIA DE DISEÑO

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

$n \geq 2$ **2 ≥ 2** ✓

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de d/2 en toda la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.8).

$s_o \leq \frac{d}{2}$ **80 mm ≤ 185 mm** ✓

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo (Artículo C.21.3.4.4).

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{3} \cdot \phi \cdot M_{n,neg}$ **50467807 N·mm ≥ 23730755 N·mm** ✓

Donde:

Ø·$M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Ø·$M_{n,pos}$** : *50467807* N·mm

Ø·$M_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Ø·$M_{n,neg}$** : *71192265* 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).

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **50467807 N·mm ≥ 19236933 N·mm** ✓

Donde:

Ø·$M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Ø·$M_{n,pos}$** : *50467807* N·mm

Ø·$M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·$M_{n,a,neg}$** : *96184663* 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).

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,pos}$ **50467807 N·mm ≥ 14662139 N·mm** ✓

Donde:

Ø·$M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Ø·$M_{n,pos}$** : *50467807* N·mm

Ø·$M_{n,a,pos}$: Resistencia a momento positivo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·$M_{n,a,pos}$** : *73310693* N·mm

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

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

3.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-9062: C14 - C12 (x: 0.848 m)

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **161.74 mm ≤ 698.55 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 112.54 mm, Y = -162.54 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *161.74* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *698.55* mm

$$s_1 = 380 \cdot (\frac{280}{f_s}) - 2.5 \cdot c_c$$ **s_1** : *811.07* mm

$$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$$ **s_2** : *698.55* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *1225.79* kp/cm²

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *29.50* mm

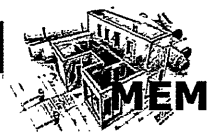
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

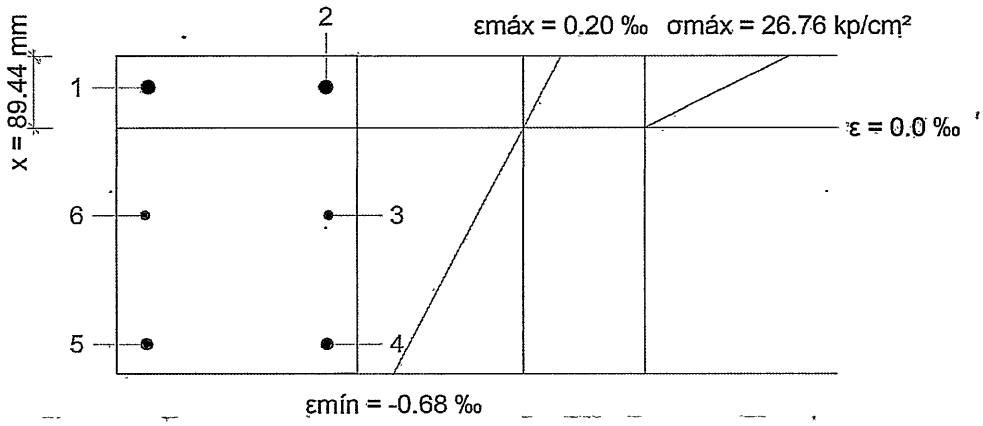
N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *1.611* t·m



MEMORIA DE DISEÑO



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
3	Ø1/2"	114.13	-0.79	0.00	-0.000245
4	Ø5/8"	112.54	-162.54	-1225.79	-0.000601
5	Ø5/8"	-112.54	-162.54	-1225.79	-0.000601
6	Ø1/2"	-114.12	-0.79	0.00	-0.000245

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)
Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **225.08 mm ≤ 698.55 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 112.54 mm, Y = -162.54 mm.
Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *225.08* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *698.55* mm

$$s_1 = 380 \cdot (\frac{280}{f_s}) - 2.5 \cdot c_c$$ **s_1** : *811.07* mm

$$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$$ **s_2** : *698.55* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *1225.79* kp/cm²

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *29.50* mm

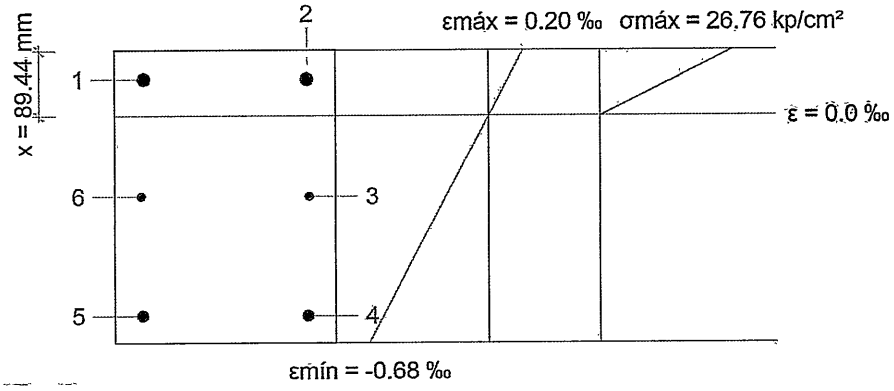
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *1.611* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
3	Ø1/2"	114.13	-0.79	0.00	-0.000245
4	Ø5/8"	112.54	-162.54	-1225.79	-0.000601
5	Ø5/8"	-112.54	-162.54	-1225.79	-0.000601
6	Ø1/2"	-114.12	-0.79	0.00	-0.000245

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **161.74 mm ≤ 698.55 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -112.54 mm, Y = -162.54 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *161.74* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *698.55* mm

$$s_1 = 380 \cdot (\frac{280}{f_s}) - 2.5 \cdot c_c$$ **s_1** : *811.07* mm

$$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$$ **s_2** : *698.55* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *1225.79* kp/cm²

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *29.50* mm

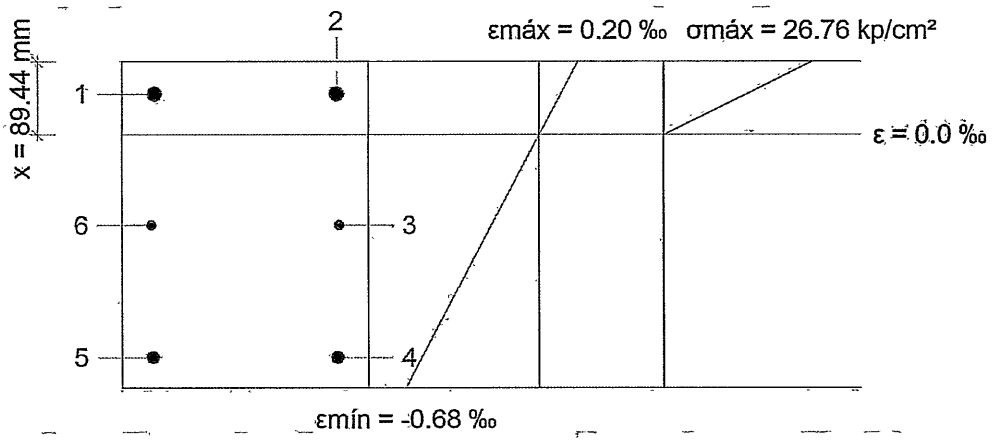
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *1.611* t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
3	Ø1/2"	114.13	-0.79	0.00	-0.000245
4	Ø5/8"	112.54	-162.54	-1225.79	-0.000601
5	Ø5/8"	-112.54	-162.54	-1225.79	-0.000601
6	Ø1/2"	-114.12	-0.79	0.00	-0.000245

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

4.- 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 "0.85 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **0.17 mm ≤ 3.93 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa — **$f_{A,lim}$:** 3.93 mm

$f_{A,lim} = L/480$

L: longitud de referencia — **L :** 1.88 m

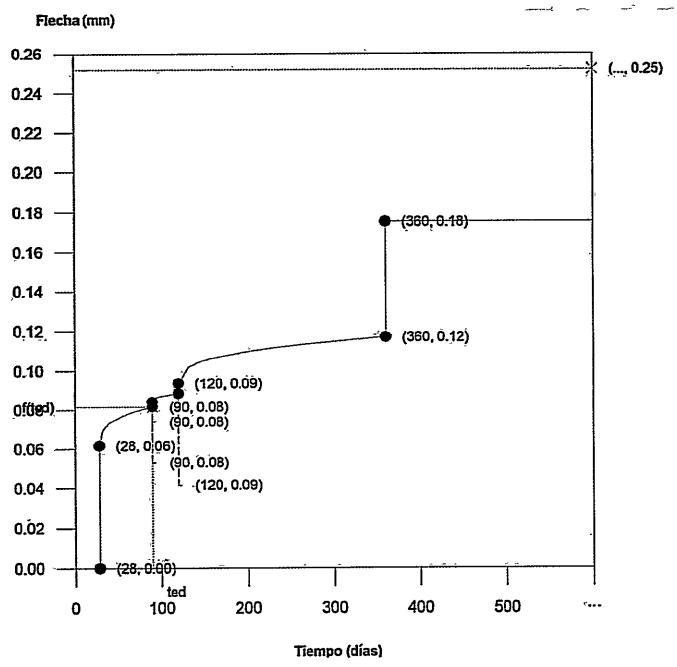
$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{A,max}$:** 0.17 mm

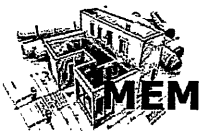
Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed},\infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$:** 0.25 mm

Flecha total a plazo infinito





MEMORIA DE DISEÑO

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (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	0.06	0.06	0.02	0.08	0.08
2-3	90	120	0.08	0.00	0.08	0.00	0.09	0.09
3-4	120	360	0.09	0.01	0.09	0.02	0.12	0.12
4-∞	360	∞	0.12	0.06	0.18	0.08	0.25	0.25

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

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: 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 (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	220477.83	160000.00	0.06	0.06	0.06
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	232290.60	160000.00	0.06	0.00	0.06
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	233746.98	160000.00	0.07	0.01	0.07
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	236743.86	160000.00	0.13	0.06	0.13

Donde:

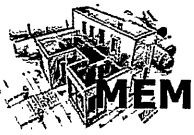
t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i



E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left(\frac{t_i}{4 + 0.85 \cdot t_i}\right)}$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	160000.00	160000.00
2	90 días	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería	160000.00	160000.00
3	120 días	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento	160000.00	160000.00
4	12 meses	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - 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.

$$I_{e,i} = \text{MIN}_{j=1}^{j=i}\left(I_{e,v_i}\right)$$

$I_{e,v,i}$: 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 "2"

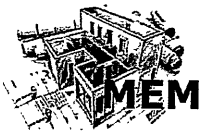
$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería"

$I_{e,v}$: *160000.00* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:



MEMORIA DE DISEÑO

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.75	0	0	0	0.13	0.12

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ec} : *160000.00* cm4

I_{ee1} : *160000.00* cm4

I_{ee2} : *160000.00* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	160000.00	44991.80	-2.72	-0.93	160000.00
Centro de vano	160000.00	33754.06	2.66	0.92	160000.00
Extremo (2)	160000.00	53574.02	-2.83	-0.86	160000.00

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

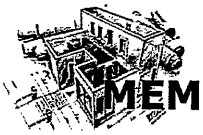
Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$



MEMORIA DE DISEÑO

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\Sigma\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.06	0.06	0.67	1.00	0.33	0.02
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	0.00	0.06	1.00	1.07	0.07	0.00
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	0.01	0.07	1.07	1.40	0.33	0.02
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	0.06	0.13	1.40	2.00	0.60	0.08

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

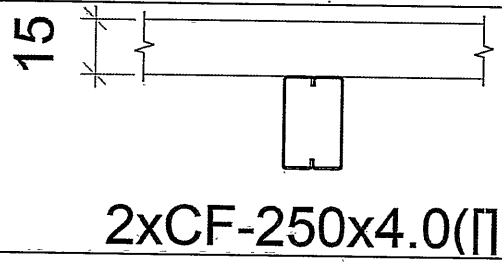
$$\lambda = \xi(t_i,t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed})$: *0.08* 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.

56.- COMPROBACION E.L.U Y E.L.S EN VIGAS DE METALICAS DE MAYOR VULNERABILIDAD EN LA EDIFICACION

Datos de la viga	
 2xCF-250x4.0([])	Geometría
	Referencia del perfil : 2xCF-250x4.0([])
	Materiales
	Acero : ASTM A 36 36 ksi

57.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-9096: B13 - B12 (x: 0.32 m)

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$w_1/t \leq 500$

w_1 / t : ***35.00*** ✓

Donde:

w_1: Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X). **w_1 :** *140.00* mm

t: Espesor. **t :** *4.00* mm

$w_2/t \leq 200$

w_2 / t : ***57.50*** ✓

Donde:

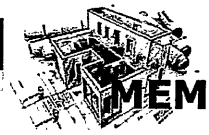
w_2: Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y). **w_2 :** *230.00* mm

t: Espesor. **t :** *4.00* mm

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (C4)



MEMORIA DE DISEÑO

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

Se debe satisfacer:

$$\eta_{Tr} = \frac{Tr_f}{Tr_c} \leq 1$$

η_{Tr} : ***0.118*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

Tr_f: Resistencia requerida a torsión, utilizando las combinaciones de carga LRFD. **Tr_f** : *0.497* t·m

Tr_c: Resistencia de diseño a torsión.

$$Tr_c = \varphi_{Tr} Tr_n$$

Tr_c : *4.219* t·m

Donde:

φ_{Tr}: Factor de resistencia para torsión, tomado de AISC-05. φ_{Tr} : *0.90*

Tr_n: Resistencia nominal a torsión.

$$Tr_n = F_n C$$

Tr_n : *4.688* t·m

Donde:

C: Módulo resistente a torsión.

$$C = 2A_c t$$

C : *306.57* cm³

Donde:

A_c: Área encerrada por la línea media de los elementos que componen la sección. **A_c** : *383.21* cm²

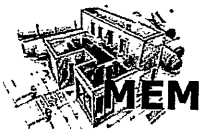
t: Espesor. **t** : *4.00* mm

$$F_n = 0.6F_y$$

F_n : *1529.05* kp/cm²

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *2548.42* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

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

η_B : ***0.232*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. M_f : *1.253* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

M_c : *5.410* t·m

Donde:

ϕ_b: Factor de resistencia para flexión. ϕ_b : *0.95*

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1. M_n : *5.695* t·m

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado C3.1.1, ya que se cumple la siguiente condición:

$$L_{ub} \leq L_u$$

Donde:

L_{ub}: Separación entre arriostramientos laterales de la barra. L_{ub} : *3.930* m

$$L_u = \frac{0.36 C_b \pi}{F_y S_{fx}} \sqrt{EGJI_y}$$

L_u : *52.286* m

Donde:

C_b: Coeficiente de momentos, que depende de la ley de momentos flectores. C_b : *1.0*

F_y: Límite elástico del acero. F_y : *2548.42* kp/cm²

$$S_{fx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_c - I_{xy} x_c}$$

S_{fx} : *223.48* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. I_x : *2793.50* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. I_y : *1414.96* cm4

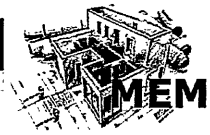
I_{xy}: Producto de inercia. I_{xy} : *0.00* cm4

x_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. x_c : *70.00* mm

y_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. y_c : *125.00* mm

E: Módulo de Young. **E** : *2069317.02* kp/cm²

G: Módulo de elasticidad transversal. **G** : *795891.16* kp/cm²



MEMORIA DE DISEÑO

J: Momento de inercia a torsión uniforme. **J** : *2974.87* cm4

$M_n = S_{ex} F_y$ **M_n** : *5.695* t·m

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} y - I_{exy} x}$$ **S_{ex}** : *223.48* cm³

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X. **I_{ex}** : *2793.50* cm4

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. **I_{ey}** : *1414.96* cm4

I_{exy}: Producto eficaz de inercia. **I_{exy}** : *0.00* cm4

x: Distancia a la fibra extrema en flexión. **x** : *70.00* mm

y: Distancia a la fibra extrema en flexión. **y** : *125.00* mm

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *2548.42* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector alrededor del eje Y.

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X.

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$ **η_V** : ***0.164*** ✓

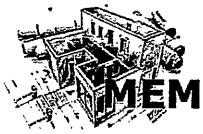
El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. **V_f** : *2.188* t

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

V_c: Resistencia de diseño a cortante.



MEMORIA DE DISEÑO

$V_c = \phi_v V_n$ — **Vc :** 13.364 t

Donde:

ϕ_v: Factor de resistencia para cortante. — **ϕ_v :** 0.95

V_n: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1. — **V_n :** 14.067 t

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$V_n = A_w F_v$ — **V_n :** 14.067 t

Donde:

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

$A_w = ht$ — **A_w :** 9.20 cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. — **h :** 230.00 mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. — **t :** 4.00 mm

(a) Para $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$F_v = 0.6F_y$ — **F_v :** 1529.05 kp/cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. — **h :** 230.00 mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. — **t :** 4.00 mm

E: Módulo de Young. — **E :** 2069317.02 kp/cm²

F_y: Límite elástico del acero. — **F_y :** 2548.42 kp/cm²

1.Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. — **K_v :** 5.34

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

Se debe satisfacer:



MEMORIA DE DISEÑO

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c R} \leq 1$$

η_B : ***0.299*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

M_f: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f** : *1.253* t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión, según C3.1. **M_c** : *5.410* t·m

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión.

$$R = \frac{|f_{bx}|}{|f_{bx}| + |f_{Tr}|} \leq 1$$

R : *0.78*

Donde:

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x** : *-70.00* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y** : *-125.00* mm

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

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

f_{bx} : *560.63* kp/cm²

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *1.253* t·m

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *2793.50* cm4

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr}** : *-162.24* kp/cm²

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

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

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:



MEMORIA DE DISEÑO

$\eta \leq 1$ η : ***0.116*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}R}\right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}}\right)^2$$ η : *0.116*

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según C3.6. **R** : *0.78*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *1.253* t·m

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X. **M_{cx}** : *5.410* t·m

V_{fy}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **V_{fy}** : *2.188* t

V_{cy}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y. **V_{cy}** : *13.364* t

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$\eta_f \leq 1$ η_f : ***0.299*** ✓

$\eta \leq 1$ η : ***0.299*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.



MEMORIA DE DISEÑO

Donde:

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

η_f : *0.299*

Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6. — R_x : *0.78*

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6. — R_y : *1.00*

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. — φ_{bx} : *0.95*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. — M_{fx} : *1.253* t·m

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

M_{nxt} : *5.695* t·m

Donde:

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

S_{ftx} : *223.48* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. — I_x : *2793.50* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. — I_y : *1414.96* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. — I_{xy} : *0.00* cm4

x_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. — x_t : *70.00* mm

y_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. — y_t : *125.00* mm

F_y: Límite elástico del acero. — F_y : *2548.42* kp/cm²

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. — φ_{by} : *0.95*

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. — M_{fy} : *0.000* t·m

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

M_{nyt} : *4.507* t·m

Donde:

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

S_{fty} : *176.87* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. — I_x : *2793.50* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. — I_y : *1414.96* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. — I_{xy} : *0.00* cm4

x_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y. — x_t : *80.00* mm



MEMORIA DE DISEÑO

y_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y. — y_t : 115.00 mm

F_y: Límite elástico del acero. — F_y : 2548.42 kp/cm²

φ_t: Factor de resistencia para tracción. — φ_t : 0.90

T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. — T_f : 0.000 t

T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2. — T_n : 80.524 t

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\varphi_b M_{nx} R_x} + \frac{M_{fy}}{\varphi_b M_{ny} R_y} - \frac{T_f}{\varphi_t T_n}$$

η : 0.299

Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6. — R_x : 0.78

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6. — R_y : 1.00

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. — φ_{bx} : 0.95

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. — M_{fx} : 1.253 t·m

M_{nx}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1. — M_{nx} : 5.695 t·m

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. — φ_{by} : 0.95

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. — M_{fy} : 0.000 t·m

M_{ny}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1. — M_{ny} : 3.706 t·m

φ_t: Factor de resistencia para tracción. — φ_t : 0.90

T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. — T_f : 0.000 t

T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2. — T_n : 80.524 t

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

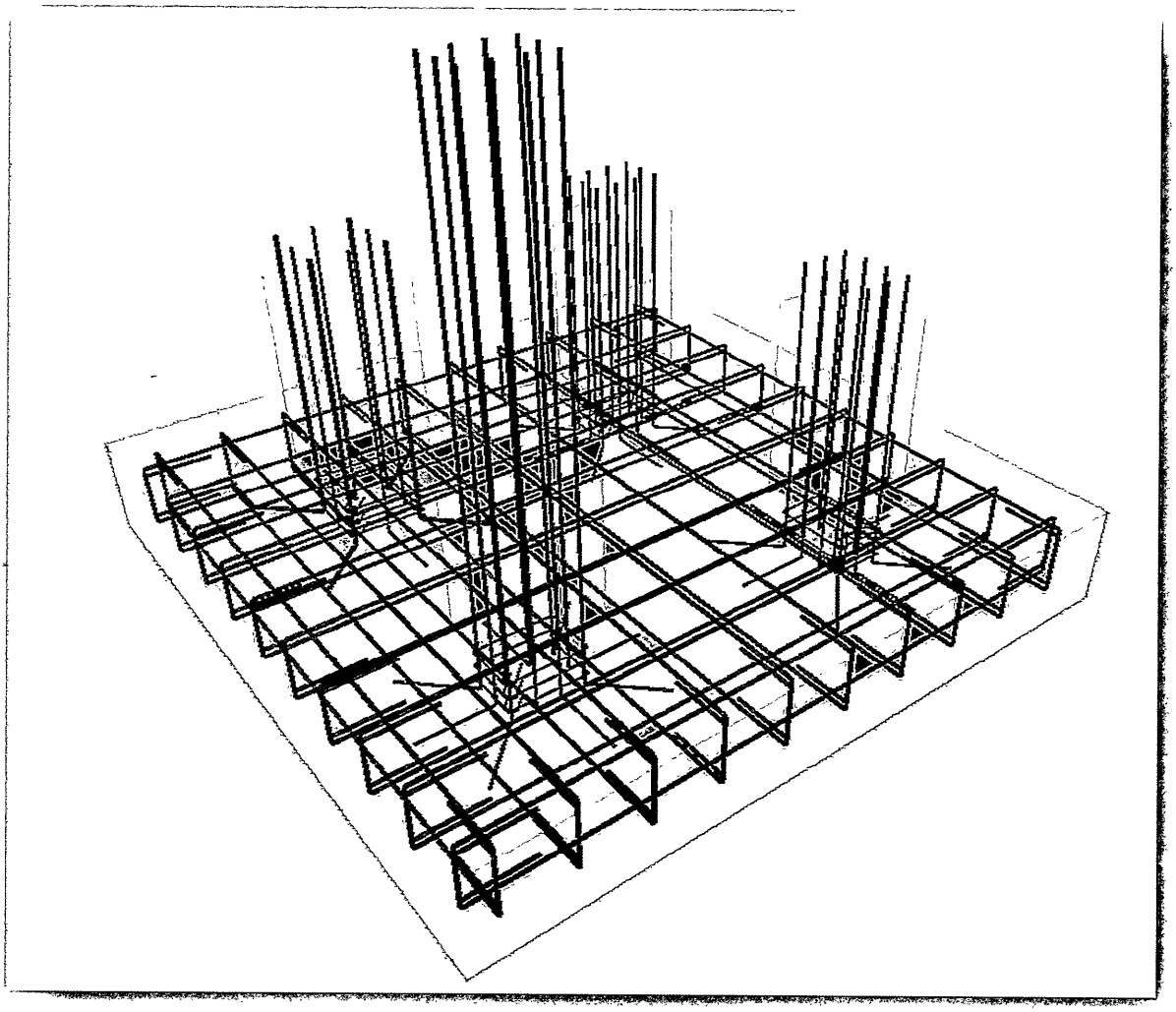
No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

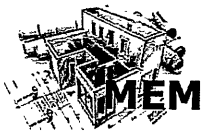
Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que todas las combinaciones de esfuerzos solicitantes han sido verificadas en otras comprobaciones.

58.-COMPROBACION NSR10 CIMENTACIONES DE LA EDIFICACION

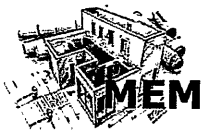
VISTA 3D





MEMORIA DE DISEÑO

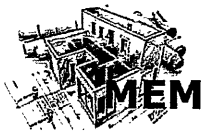
Referencia: (C19-C20-C3-C23) Dimensiones: 275 x 275 x 40 Armados: Xi:Ø5/8"c/27 Yi:Ø5/8"c/27 Xs:Ø5/8"c/27 Ys:Ø5/8"c/27		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE Ingenieros*		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2.5 kp/cm² Calculado: 0.683 kp/cm²	Cumple
-Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm² Calculado: 1.661 kp/cm²	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 3.125 kp/cm² Calculado: 1.072 kp/cm²	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 3.125 kp/cm² Calculado: 1.104 kp/cm²	Cumple
-Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm² Calculado: 4.008 kp/cm²	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: 9.8 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 19.5 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 13.56 t·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 11.20 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
-En dirección X:	Cortante: 25.07 t	Cumple
-En dirección Y:	Cortante: 15.85 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Máximo: 840 t/m²	
-Situaciones persistentes:	Calculado: 49.05 t/m²	Cumple
-Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 71.85 t/m²	Cumple
Altura mínima: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en fundación:	Calculado: 32 cm	
-C19:	Mínimo: 20 cm	Cumple
-C20:	Mínimo: 20 cm	Cumple
-C3:	Mínimo: 29 cm	Cumple
-C23:	Mínimo: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	



MEMORIA DE DISEÑO

Referencia: (C19-C20-C3-C23)
Dimensiones: 275 x 275 x 40
Armados: Xi:Ø5/8"c/27 Yi:Ø5/8"c/27 Xs:Ø5/8"c/27 Ys:Ø5/8"c/27

Comprobación	Valores	Estado
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0018	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0018	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0018	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0018	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
Criterio de CYPE Ingenieros	Mínimo: 10 mm	
-Parrilla inferior:	Calculado: 15.875 mm	Cumple
-Parrilla superior:	Calculado: 15.875 mm	Cumple
Separación máxima entre barras:		
Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 30 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 27 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 27 cm	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 27 cm	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 27 cm	Cumple
Separación mínima entre barras:		
Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16	Mínimo: 10 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 27 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 27 cm	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 27 cm	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 27 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: 35 cm Calculado: 58 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 37 cm Calculado: 109 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 41 cm Calculado: 65 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 36 cm Calculado: 60 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 58 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 37 cm Calculado: 60 cm	Cumple



MEMORIA DE DISEÑO

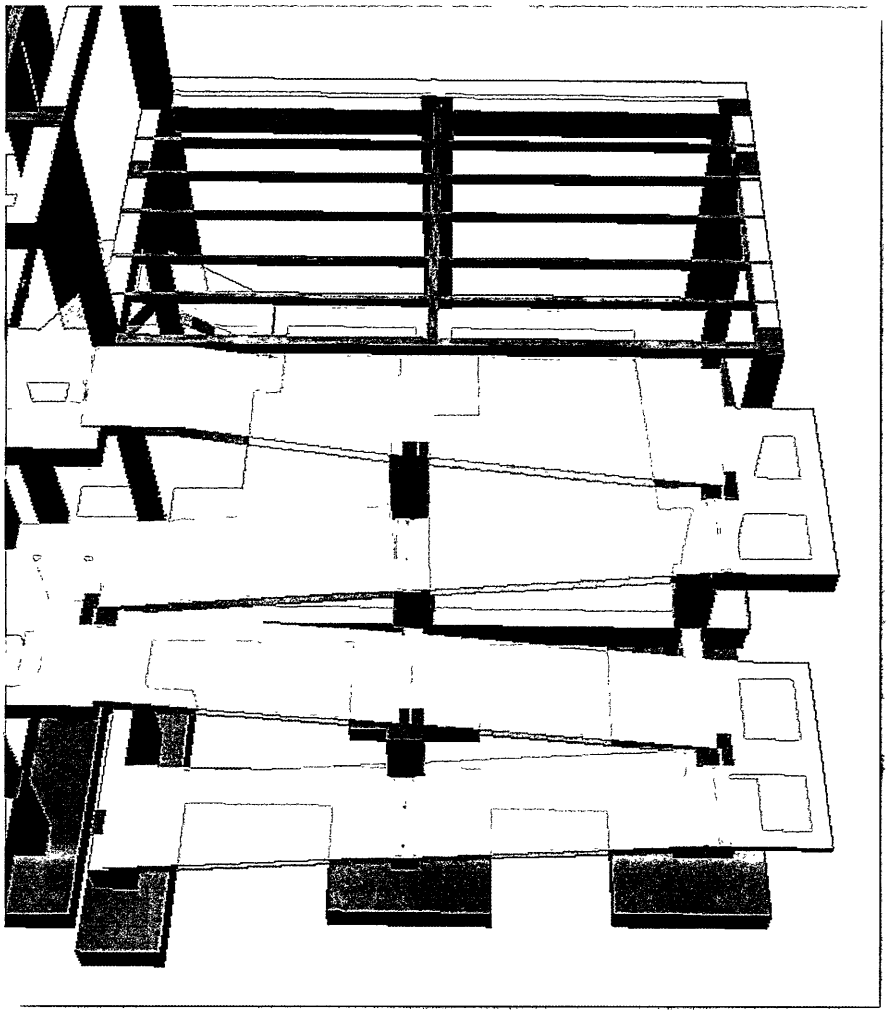
Referencia: (C19-C20-C3-C23)
Dimensiones: 275 x 275 x 40
Armados: Xi:Ø5/8"c/27 Yi:Ø5/8"c/27 Xs:Ø5/8"c/27 Ys:Ø5/8"c/27

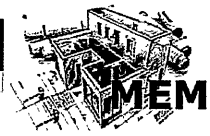
Comprobación	Valores	Estado
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 41 cm Calculado: 65 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 36 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Longitud mínima de los ganchos:	Mínimo: 25 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 48 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 48 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 48 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 48 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 48 cm	Cumple
-Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 48 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 48 cm	Cumple
-Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 48 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Información adicional:
- Zapata de tipo rígido (Criterio de CYPE Ingenieros)
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.63
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.52
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 69.55 t
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 69.55 t

59.-COMPROBACION NSR10 EN ESCALERAS Y RAMPAS DE LA EDIFICACION

VISTA 3D





60.- DATOS GENERALES

- Hormigón: f'c=210
- Acero: Grado 60 (Latinoamérica)
- Recubrimiento geométrico: 3.0 cm

Acciones

- NSR-10

61.- NÚCLEOS DE ESCALERA

61.1.- ESC1

61.1.1.- Geometría

- Ancho: 1.000 m
- Huella: 0.280 m
- Contrahuella: 0.179 m
- Peldañeado: Hormigonado con la losa

61.1.2.- Cargas

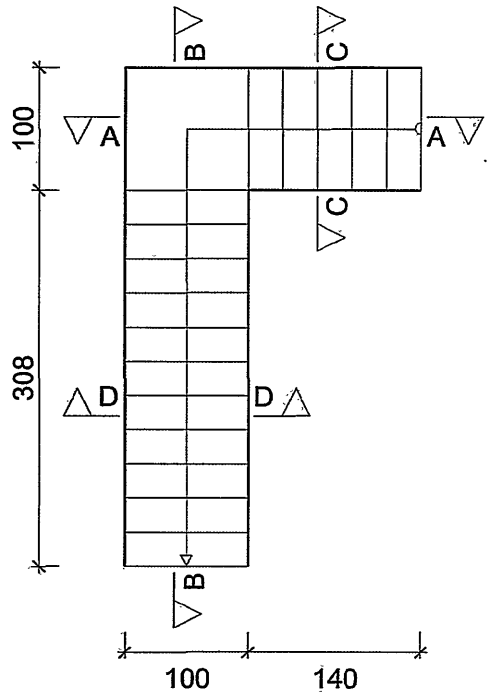
- Peso propio: 0.550 t/m²
- Peldañeado: 0.189 t/m²
- Barandillas: 0.300 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

61.1.3.- Tramos

61.1.3.1.- Tramo 1

61.1.3.1.1.- Geometría

- Planta final: NE+3.41
- Planta inicial: NP+0.00
- Espesor: 0.22 m
- Huella: 0.280 m
- Contrahuella: 0.179 m
- Nº de escalones: 18
- Desnivel que salva: 3.41 m



61.1.3.1.2.- Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø1/2"c/15	Ø1/2"c/15
B-B	Longitudinal	Ø1/2"c/15	Ø1/2"c/15
C-C	Transversal	Ø1/2"c/15	Ø1/2"c/15
D-D	Transversal	Ø1/2"c/15	Ø1/2"c/15

Reacciones (t/m)			
Posición	Peso propio	Cargas permanentes	Sobrecarga de uso
Arranque	1.77	1.85	0.82
Final del tramo	1.78	1.87	0.83

61.1.3.1.3.- Cómputo

Cómputo						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
A-A	Superior	Ø1/2"	8	2.91	23.28	23.2
A-A	Inferior	Ø1/2"	8	2.89	23.12	23.0
A-A	Inferior	Ø1/2"	8	1.28	10.24	10.2
A-A	Superior	Ø1/2"	8	1.18	9.44	9.4
A-A	Inferior	Ø1/2"	8	1.25	10.00	9.9
B-B	Superior	Ø1/2"	8	1.81	14.48	14.4
B-B	Superior	Ø1/2"	8	4.96	39.68	39.5
B-B	Inferior	Ø1/2"	8	5.69	45.52	45.3



MEMORIA DE DISEÑO

Cómputo						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
C-C	Superior	Ø1/2"	14	1.22	17.08	17.0
C-C	Inferior	Ø1/2"	15	1.22	18.30	18.2
D-D	Superior	Ø1/2"	25	1.22	30.50	30.3
D-D	Inferior	Ø1/2"	24	1.22	29.28	29.1
					Total + 10 %	296.4

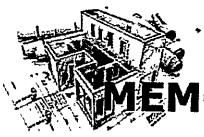
- Volumen de hormigón: 1.83 m³
- Superficie: 6.7 m²
- Cuantía volumétrica: 161.7 kg/m³
- Cuantía superficial: 44.3 kg/m²

61.1.3.1.4.- Esfuerzos

- N: Axil (t)
- M: Flector (t·m)
- V: Cortante (t·m)

Hipótesis								
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.475 m	0.951 m	1.426 m	1.901 m	2.376 m	2.852 m
A-A	Peso propio	N	2.016	1.332	1.188	1.010	0.946	0.486	0.282
		M	0.004	-0.219	-0.618	-0.926	-0.574	-0.231	-0.022
		V	-0.599	1.007	0.820	0.620	-0.648	-1.043	-1.143
	Cargas permanentes	N	2.109	1.461	1.299	1.115	0.927	0.474	0.288
		M	0.004	-0.234	-0.659	-0.983	-0.619	-0.234	-0.021
		V	-0.669	1.082	0.869	0.640	-0.774	-1.139	-1.167
	Sobrecarga de uso	N	0.933	0.652	0.586	0.502	0.458	0.234	0.136
		M	0.002	-0.104	-0.296	-0.446	-0.279	-0.114	-0.011
		V	-0.299	0.483	0.398	0.306	-0.296	-0.502	-0.555

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.475 m	0.951 m	1.426 m	1.901 m	2.376 m	2.852 m
A-A	1.4·PP+1.4·CM	N	5.775	3.910	3.481	2.975	2.622	1.344	0.798
		M	0.011	-0.634	-1.788	-2.672	-1.669	-0.651	-0.060
		V	-1.775	2.924	2.364	1.764	-1.991	-3.054	-3.234
	1.2·PP+1.2·CM	N	4.950	3.351	2.984	2.550	2.247	1.152	0.684
		M	0.010	-0.544	-1.533	-2.291	-1.431	-0.558	-0.051
		V	-1.522	2.506	2.026	1.512	-1.706	-2.618	-2.772
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	6.442	4.395	3.921	3.353	2.980	1.526	0.902
		M	0.013	-0.709	-2.006	-3.005	-1.877	-0.740	-0.069
		V	-2.000	3.279	2.663	2.002	-2.180	-3.420	-3.660



Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.475 m	0.951 m	1.426 m	1.901 m	2.376 m	2.852 m
	0.9·PP+0.9·CM	N	3.712	2.513	2.238	1.912	1.686	0.864	0.513
		M	0.007	-0.408	-1.150	-1.718	-1.073	-0.418	-0.039
		V	-1.141	1.880	1.520	1.134	-1.280	-1.963	-2.079

Hipótesis								
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.776 m	1.552 m	2.328 m	3.104 m	3.880 m	4.656 m
B-B	Peso propio	N	-0.256	-0.748	-1.174	-1.389	-1.643	-1.874	-2.126
		M	-0.001	0.046	-0.090	-0.491	-0.617	-0.466	-0.034
		V	1.125	1.052	0.677	0.367	-0.045	-0.401	-0.822
	Cargas permanentes	N	-0.275	-0.803	-1.069	-1.310	-1.596	-1.859	-2.143
		M	-0.001	0.080	-0.083	-0.542	-0.690	-0.524	-0.038
		V	1.150	1.102	0.776	0.421	-0.045	-0.449	-0.925
	Sobrecarga de uso	N	-0.116	-0.354	-0.556	-0.655	-0.771	-0.878	-0.994
		M	-0.001	0.017	-0.042	-0.226	-0.284	-0.214	-0.016
		V	0.537	0.486	0.311	0.169	-0.021	-0.185	-0.378

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.776 m	1.552 m	2.328 m	3.104 m	3.880 m	4.656 m
B-B	1.4·PP+1.4·CM	N	-0.744	-2.172	-3.139	-3.778	-4.535	-5.226	-5.977
		M	-0.004	0.177	-0.243	-1.447	-1.830	-1.387	-0.101
		V	3.186	3.015	2.034	1.103	-0.125	-1.190	-2.446
	1.2·PP+1.2·CM	N	-0.637	-1.862	-2.691	-3.238	-3.887	-4.480	-5.123
		M	-0.003	0.152	-0.208	-1.240	-1.569	-1.189	-0.087
		V	2.731	2.585	1.744	0.946	-0.107	-1.020	-2.096
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	-0.823	-2.428	-3.580	-4.286	-5.121	-5.884	-6.713
		M	-0.005	0.180	-0.276	-1.602	-2.023	-1.532	-0.112
		V	3.590	3.362	2.241	1.216	-0.141	-1.316	-2.701
	0.9·PP+0.9·CM	N	-0.478	-1.396	-2.018	-2.429	-2.915	-3.360	-3.842
		M	-0.002	0.114	-0.156	-0.930	-1.176	-0.891	-0.065
		V	2.048	1.938	1.308	0.709	-0.081	-0.765	-1.572

61.2.- RAMP1

61.2.1.- Geometría

- Ancho: 1.200 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.215 m
- Peldañeado: Realizado con ladrillo

61.2.2.- Cargas

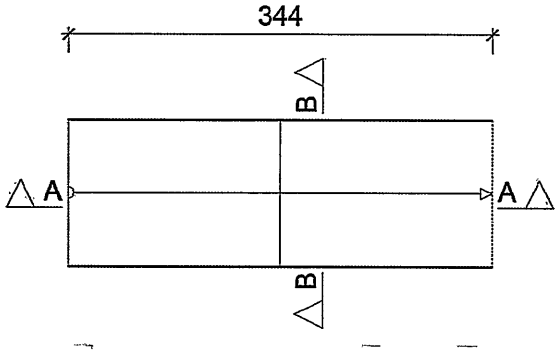
- Peso propio: 0.375 t/m²
- Peldañeado: 0.171 t/m²
- Barandillas: 0.300 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

61.2.3.- Tramos

61.2.3.1.- TRMP1

61.2.3.1.1.- Geometría

- Planta final: R1 N+0.43
- Planta inicial: NP+0.00
- Espesor: 0.15 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.215 m
- Nº de escalones: 2
- Desnivel que salva: 0.43 m



61.2.3.1.2.- Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø3/8"c/20	Ø5/8"c/20
B-B	Transversal	Ø1/2"c/20	Ø1/2"c/20

Reacciones (t/m)			
Posición	Peso propio	Cargas permanentes	Sobrecarga de uso
Arranque	0.65	0.90	0.52
Final del tramo	0.65	0.90	0.52

61.2.3.1.3.- Cómputo

Cómputo						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
A-A	Superior	Ø3/8"	7	4.50	31.50	17.6
A-A	Inferior	Ø5/8"	7	4.82	33.74	52.7
B-B	Superior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
B-B	Inferior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
					Total + 10 %	127.8

- Volumen de hormigón: 0.62 m³
- Superficie: 4.2 m²
- Cuantía volumétrica: 204.8 kg/m³
- Cuantía superficial: 30.7 kg/m²

61.2.3.1.4.- Esfuerzos

- N: Axil (t)
- M: Flector (t·m)
- V: Cortante (t·m)

Hipótesis								
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	Peso propio	N	0.098	0.063	0.027	-0.000	-0.027	-0.063	-0.098
		M	-0.028	-0.307	-0.486	-0.578	-0.486	-0.307	-0.028
		V	0.616	0.375	0.227	0.000	-0.227	-0.375	-0.616
	Cargas permanentes	N	0.137	0.088	0.038	-0.000	-0.038	-0.088	-0.137
		M	-0.040	-0.427	-0.677	-0.804	-0.677	-0.427	-0.040
		V	0.857	0.522	0.316	0.000	-0.316	-0.522	-0.857
	Sobrecarga de uso	N	0.078	0.050	0.022	-0.000	-0.022	-0.050	-0.078
		M	-0.023	-0.244	-0.386	-0.459	-0.386	-0.244	-0.023
		V	0.489	0.297	0.180	0.000	-0.180	-0.297	-0.489

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	1.4·PP+1.4·CM	N	0.329	0.211	0.091	-0.000	-0.091	-0.211	-0.329
		M	-0.095	-1.027	-1.629	-1.935	-1.629	-1.027	-0.095
		V	2.062	1.255	0.760	0.000	-0.760	-1.255	-2.062
	1.2·PP+1.2·CM	N	0.282	0.181	0.078	-0.000	-0.078	-0.181	-0.282
		M	-0.082	-0.881	-1.396	-1.658	-1.396	-0.881	-0.082
		V	1.768	1.075	0.652	0.000	-0.652	-1.075	-1.768
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	0.407	0.261	0.113	-0.000	-0.113	-0.261	-0.407
		M	-0.118	-1.270	-2.014	-2.392	-2.014	-1.270	-0.118

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
		V	2.550	1.551	0.940	0.000	-0.940	-1.551	-2.550
	0.9·PP+0.9·CM	N	0.212	0.136	0.059	-0.000	-0.059	-0.136	-0.212
		M	-0.061	-0.660	-1.047	-1.244	-1.047	-0.660	-0.061
		V	1.326	0.807	0.489	0.000	-0.489	-0.807	-1.326

61.3.- RAMP2

61.3.1.- Geometría

- Ancho: 1.200 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.210 m
- Peldañeado: Realizado con ladrillo

61.3.2.- Cargas

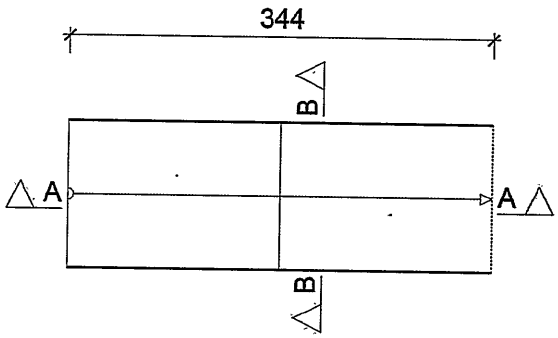
- Peso propio: 0.375 t/m²
- Peldañeado: 0.167 t/m²
- Barandillas: 0.300 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

61.3.3.- Tramos

61.3.3.1.- TRMP1

61.3.3.1.1.- Geometría

- Planta final: R2 N+0.85
- Planta inicial: R1 N+0.43
- Espesor: 0.15 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.210 m
- Nº de escalones: 2
- Desnivel que salva: 0.42 m



61.3.3.1.2.- Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø3/8"c/20	Ø5/8"c/20
B-B	Transversal	Ø1/2"c/20	Ø1/2"c/20

Reacciones (t/m)			
Posición	Peso propio	Cargas permanentes	Sobrecarga de uso
Arranque	0.65	0.90	0.52
Final del tramo	0.65	0.90	0.52

61.3.3.1.3.- Cómputo

Cómputo						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
A-A	Superior	Ø3/8"	7	4.57	31.99	17.9
A-A	Inferior	Ø5/8"	7	4.60	32.20	50.3
B-B	Superior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
B-B	Inferior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
					Total + 10 %	125.4

- Volumen de hormigón: 0.62 m³
- Superficie: 4.2 m²
- Cuantía volumétrica: 201.1 kg/m³
- Cuantía superficial: 30.2 kg/m²

61.3.3.1.4.- Esfuerzos

- N: Axil (t)
- M: Flector (t·m)
- V: Cortante (t·m)

Hipótesis									
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.578 m	1.155 m	1.733 m	2.310 m	2.888 m	3.466 m
A-A	Peso propio	N	0.096	0.062	0.027	-0.000	-0.027	-0.062	-0.096

Hipótesis								
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.155 m	1.733 m	2.310 m	2.888 m	3.466 m
		M	-0.028	-0.307	-0.486	-0.578	-0.486	-0.307	-0.028
		V	0.616	0.375	0.227	0.000	-0.227	-0.375	-0.616
	Cargas permanentes	N	0.133	0.085	0.037	-0.000	-0.037	-0.085	-0.133
		M	-0.039	-0.424	-0.672	-0.798	-0.672	-0.424	-0.039
		V	0.851	0.518	0.313	0.000	-0.313	-0.518	-0.851
	Sobrecarga de uso	N	0.077	0.049	0.021	-0.000	-0.021	-0.049	-0.077
		M	-0.023	-0.244	-0.386	-0.459	-0.386	-0.244	-0.023
		V	0.489	0.298	0.180	0.000	-0.180	-0.298	-0.489

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.155 m	1.733 m	2.310 m	2.888 m	3.466 m
A-A	1.4·PP+1.4·CM	N	0.321	0.206	0.089	-0.000	-0.089	-0.206	-0.321
		M	-0.095	-1.022	-1.621	-1.926	-1.621	-1.022	-0.095
		V	2.054	1.250	0.757	0.000	-0.757	-1.250	-2.054
	1.2·PP+1.2·CM	N	0.275	0.177	0.076	-0.000	-0.076	-0.177	-0.275
		M	-0.081	-0.876	-1.389	-1.650	-1.389	-0.876	-0.081
		V	1.760	1.071	0.648	0.000	-0.648	-1.071	-1.760
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	0.398	0.255	0.110	-0.000	-0.110	-0.255	-0.398
		M	-0.118	-1.266	-2.007	-2.384	-2.007	-1.266	-0.118
		V	2.543	1.547	0.937	0.000	-0.937	-1.547	-2.543
	0.9·PP+0.9·CM	N	0.207	0.133	0.057	-0.000	-0.057	-0.133	-0.207
		M	-0.061	-0.657	-1.042	-1.238	-1.042	-0.657	-0.061
		V	1.320	0.803	0.486	0.000	-0.486	-0.803	-1.320

61.4.- RAMP3

61.4.1.- Geometría

- Ancho: 1.200 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.215 m
- Peldañeado: Realizado con ladrillo

61.4.2.- Cargas

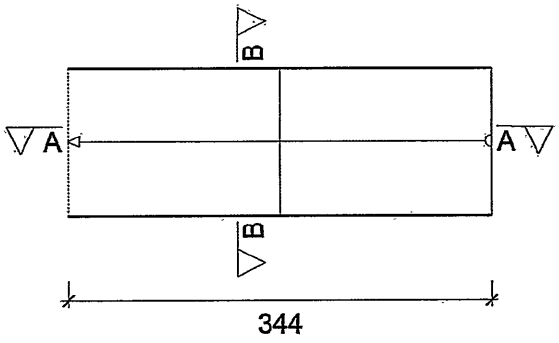
- Peso propio: 0.375 t/m²
- Peldañeado: 0.171 t/m²
- Barandillas: 0.300 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

61.4.3.- Tramos

61.4.3.1.- TRMP1

61.4.3.1.1.- Geometría

- Planta final: R3 N+1.28
- Planta inicial: R2 N+0.85
- Espesor: 0.15 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.215 m
- Nº de escalones: 2
- Desnivel que salva: 0.43 m



61.4.3.1.2.- Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø3/8"c/20	Ø5/8"c/20
B-B	Transversal	Ø1/2"c/20	Ø1/2"c/20

Reacciones (t/m)			
Posición	Peso propio	Cargas permanentes	Sobrecarga de uso
Arranque	0.65	0.90	0.52
Final del tramo	0.65	0.90	0.52

61.4.3.1.3.- Cómputo

Cómputo						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
A-A	Superior	Ø3/8"	7	4.57	31.99	17.9
A-A	Inferior	Ø5/8"	7	4.59	32.13	50.2
B-B	Superior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
B-B	Inferior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
					Total + 10 %	125.3

- Volumen de hormigón: 0.62 m³
- Superficie: 4.2 m²

- Cuantía volumétrica: 200.8 kg/m³
- Cuantía superficial: 30.1 kg/m²

61.4.3.1.4.- Esfuerzos

- N: Axil (t)
- M: Flector (t·m)
- V: Cortante (t·m)

Hipótesis								
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	Peso propio	N	0.098	0.063	0.027	-0.000	-0.027	-0.063	-0.098
		M	-0.028	-0.307	-0.486	-0.578	-0.486	-0.307	-0.028
		V	0.616	0.375	0.227	0.000	-0.227	-0.375	-0.616
	Cargas permanentes	N	0.137	0.088	0.038	-0.000	-0.038	-0.088	-0.137
		M	-0.040	-0.427	-0.677	-0.804	-0.677	-0.427	-0.040
		V	0.857	0.522	0.316	0.000	-0.316	-0.522	-0.857
	Sobrecarga de uso	N	0.078	0.050	0.022	-0.000	-0.022	-0.050	-0.078
		M	-0.023	-0.244	-0.386	-0.459	-0.386	-0.244	-0.023
		V	0.489	0.297	0.180	0.000	-0.180	-0.297	-0.489

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	1.4·PP+1.4·CM	N	0.329	0.211	0.091	-0.000	-0.091	-0.211	-0.329
		M	-0.095	-1.027	-1.629	-1.935	-1.629	-1.027	-0.095
		V	2.062	1.255	0.760	0.000	-0.760	-1.255	-2.062
	1.2·PP+1.2·CM	N	0.282	0.181	0.078	-0.000	-0.078	-0.181	-0.282
		M	-0.082	-0.881	-1.396	-1.658	-1.396	-0.881	-0.082
		V	1.768	1.075	0.652	0.000	-0.652	-1.075	-1.768
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	0.407	0.261	0.113	-0.000	-0.113	-0.261	-0.407
		M	-0.118	-1.270	-2.014	-2.392	-2.014	-1.270	-0.118
		V	2.550	1.551	0.940	0.000	-0.940	-1.551	-2.550
	0.9·PP+0.9·CM	N	0.212	0.136	0.059	-0.000	-0.059	-0.136	-0.212
		M	-0.061	-0.660	-1.047	-1.244	-1.047	-0.660	-0.061
		V	1.326	0.807	0.489	0.000	-0.489	-0.807	-1.326

61.5.- RAMP4

61.5.1.- Geometría

- Ancho: 1.200 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.215 m

- Peldañeado: Realizado con ladrillo

61.5.2.- Cargas

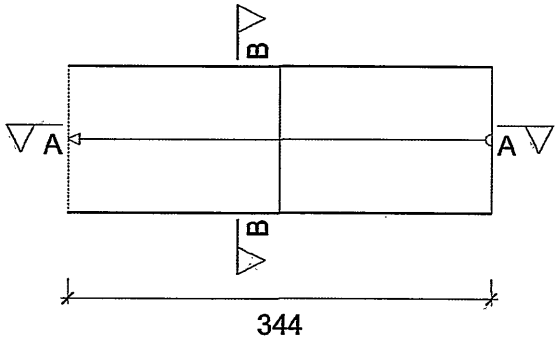
- Peso propio: 0.375 t/m²
- Peldañeado: 0.171 t/m²
- Barandillas: 0.300 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

61.5.3.- Tramos

61.5.3.1.- TRMP1

61.5.3.1.1.- Geometría

- Planta final: R4 N+1.71
- Planta inicial: R3 N+1.28
- Espesor: 0.15 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.215 m
- Nº de escalones: 2
- Desnivel que salva: 0.43 m



61.5.3.1.2.- Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø3/8"c/20	Ø5/8"c/20
B-B	Transversal	Ø1/2"c/20	Ø1/2"c/20

Reacciones (t/m)			
Posición	Peso propio	Cargas permanentes	Sobrecarga de uso
Arranque	0.65	0.90	0.52
Final del tramo	0.65	0.90	0.52



61.5.3.1.3.- Cómputo

Cómputo						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
A-A	Superior	Ø3/8"	7	4.57	31.99	17.9
A-A	Inferior	Ø5/8"	7	4.59	32.13	50.2
B-B	Superior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
B-B	Inferior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
					Total + 10 %	125.3

- Volumen de hormigón: 0.62 m³
- Superficie: 4.2 m²
- Cuantía volumétrica: 200.8 kg/m³
- Cuantía superficial: 30.1 kg/m²

61.5.3.1.4.- Esfuerzos

- N: Axil (t)
- M: Flector (t·m)
- V: Cortante (t·m)

Hipótesis								
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	Peso propio	N	0.098	0.063	0.027	-0.000	-0.027	-0.063	-0.098
		M	-0.028	-0.307	-0.486	-0.578	-0.486	-0.307	-0.028
		V	0.616	0.375	0.227	0.000	-0.227	-0.375	-0.616
	Cargas permanentes	N	0.137	0.088	0.038	-0.000	-0.038	-0.088	-0.137
		M	-0.040	-0.427	-0.677	-0.804	-0.677	-0.427	-0.040
		V	0.857	0.522	0.316	0.000	-0.316	-0.522	-0.857
	Sobrecarga de uso	N	0.078	0.050	0.022	-0.000	-0.022	-0.050	-0.078
		M	-0.023	-0.244	-0.386	-0.459	-0.386	-0.244	-0.023
		V	0.489	0.297	0.180	0.000	-0.180	-0.297	-0.489

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	1.4·PP+1.4·CM	N	0.329	0.211	0.091	-0.000	-0.091	-0.211	-0.329
		M	-0.095	-1.027	-1.629	-1.935	-1.629	-1.027	-0.095
		V	2.062	1.255	0.760	0.000	-0.760	-1.255	-2.062
	1.2·PP+1.2·CM	N	0.282	0.181	0.078	-0.000	-0.078	-0.181	-0.282
		M	-0.082	-0.881	-1.396	-1.658	-1.396	-0.881	-0.082
		V	1.768	1.075	0.652	0.000	-0.652	-1.075	-1.768
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	0.407	0.261	0.113	-0.000	-0.113	-0.261	-0.407
		M	-0.118	-1.270	-2.014	-2.392	-2.014	-1.270	-0.118

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
		V	2.550	1.551	0.940	0.000	-0.940	-1.551	-2.550
	0.9·PP+0.9·CM	N	0.212	0.136	0.059	-0.000	-0.059	-0.136	-0.212
		M	-0.061	-0.660	-1.047	-1.244	-1.047	-0.660	-0.061
		V	1.326	0.807	0.489	0.000	-0.489	-0.807	-1.326

61.6.- RAMP5

61.6.1.- Geometría

- Ancho: 1.200 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.215 m
- Peldañeado: Realizado con ladrillo

61.6.2.- Cargas

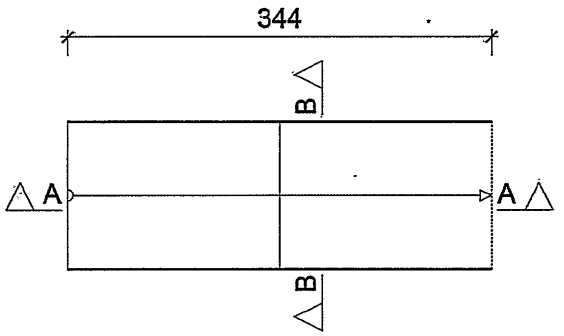
- Peso propio: 0.375 t/m²
- Peldañeado: 0.171 t/m²
- Barandillas: 0.300 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

61.6.3.- Tramos

61.6.3.1.- TRMP1

61.6.3.1.1.- Geometría

- Planta final: R5 N+2.14
- Planta inicial: R4 N+1.71
- Espesor: 0.15 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.215 m
- Nº de escalones: 2
- Desnivel que salva: 0.43 m



61.6.3.1.2.- Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø3/8"c/20	Ø5/8"c/20
B-B	Transversal	Ø1/2"c/20	Ø1/2"c/20

Reacciones (t/m)			
Posición	Peso propio	Cargas permanentes	Sobrecarga de uso
Arranque	0.65	0.90	0.52
Final del tramo	0.65	0.90	0.52

61.6.3.1.3.- Cómputo

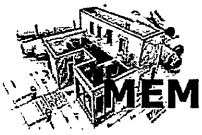
Cómputo						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
A-A	Superior	Ø3/8"	7	4.57	31.99	17.9
A-A	Inferior	Ø5/8"	7	4.59	32.13	50.2
B-B	Superior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
B-B	Inferior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
					Total + 10 %	125.3

- Volumen de hormigón: 0.62 m³
- Superficie: 4.2 m²
- Cuantía volumétrica: 200.8 kg/m³
- Cuantía superficial: 30.1 kg/m²

61.6.3.1.4.- Esfuerzos

- N: Axil (t)
- M: Flector (t·m)
- V: Cortante (t·m)

Hipótesis									
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	Peso propio	N	0.098	0.063	0.027	-0.000	-0.027	-0.063	-0.098



MEMORIA DE DISEÑO

Hipótesis								
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
		M	-0.028	-0.307	-0.486	-0.578	-0.486	-0.307	-0.028
		V	0.616	0.375	0.227	0.000	-0.227	-0.375	-0.616
	Cargas permanentes	N	0.137	0.088	0.038	-0.000	-0.038	-0.088	-0.137
		M	-0.040	-0.427	-0.677	-0.804	-0.677	-0.427	-0.040
		V	0.857	0.522	0.316	0.000	-0.316	-0.522	-0.857
	Sobrecarga de uso	N	0.078	0.050	0.022	-0.000	-0.022	-0.050	-0.078
		M	-0.023	-0.244	-0.386	-0.459	-0.386	-0.244	-0.023
		V	0.489	0.297	0.180	0.000	-0.180	-0.297	-0.489

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	1.4·PP+1.4·CM	N	0.329	0.211	0.091	-0.000	-0.091	-0.211	-0.329
		M	-0.095	-1.027	-1.629	-1.935	-1.629	-1.027	-0.095
		V	2.062	1.255	0.760	0.000	-0.760	-1.255	-2.062
	1.2·PP+1.2·CM	N	0.282	0.181	0.078	-0.000	-0.078	-0.181	-0.282
		M	-0.082	-0.881	-1.396	-1.658	-1.396	-0.881	-0.082
		V	1.768	1.075	0.652	0.000	-0.652	-1.075	-1.768
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	0.407	0.261	0.113	-0.000	-0.113	-0.261	-0.407
		M	-0.118	-1.270	-2.014	-2.392	-2.014	-1.270	-0.118
		V	2.550	1.551	0.940	0.000	-0.940	-1.551	-2.550
	0.9·PP+0.9·CM	N	0.212	0.136	0.059	-0.000	-0.059	-0.136	-0.212
		M	-0.061	-0.660	-1.047	-1.244	-1.047	-0.660	-0.061
		V	1.326	0.807	0.489	0.000	-0.489	-0.807	-1.326

61.7.- RAMP6

61.7.1.- Geometría

- Ancho: 1.200 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.210 m
- Peldañeado: Realizado con ladrillo

61.7.2.- Cargas

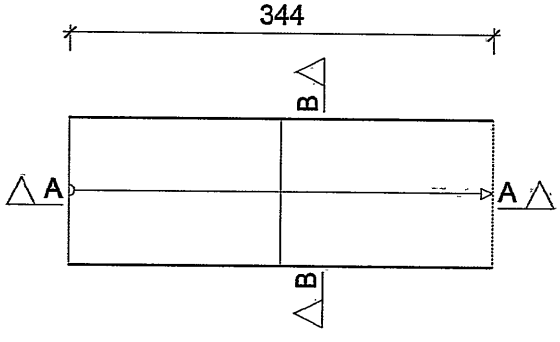
- Peso propio: 0.375 t/m²
- Peldañeado: 0.167 t/m²
- Barandillas: 0.300 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

61.7.3.- Tramos

61.7.3.1.- TRMP1

61.7.3.1.1.- Geometría

- Planta final: R6 N+2.56
- Planta inicial: R5 N+2.14
- Espesor: 0.15 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.210 m
- Nº de escalones: 2
- Desnivel que salva: 0.42 m



61.7.3.1.2.- Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø3/8"c/20	Ø5/8"c/20
B-B	Transversal	Ø1/2"c/20	Ø1/2"c/20

Reacciones (t/m)			
Posición	Peso propio	Cargas permanentes	Sobrecarga de uso
Arranque	0.65	0.90	0.52
Final del tramo	0.65	0.90	0.52

61.7.3.1.3.- Cómputo

Cómputo						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
A-A	Superior	Ø3/8"	7	4.57	31.99	17.9
A-A	Inferior	Ø5/8"	7	4.60	32.20	50.3
B-B	Superior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
B-B	Inferior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
					Total + 10 %	125.4

- Volumen de hormigón: 0.62 m³
- Superficie: 4.2 m²

- Cuantía volumétrica: 201.1 kg/m³
- Cuantía superficial: 30.2 kg/m²

61.7.3.1.4.- Esfuerzos

- N: Axil (t)
- M: Flector (t·m)
- V: Cortante (t·m)

Hipótesis								
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.155 m	1.733 m	2.310 m	2.888 m	3.466 m
A-A	Peso propio	N	0.096	0.062	0.027	-0.000	-0.027	-0.062	-0.096
		M	-0.028	-0.307	-0.486	-0.578	-0.486	-0.307	-0.028
		V	0.616	0.375	0.227	0.000	-0.227	-0.375	-0.616
	Cargas permanentes	N	0.133	0.085	0.037	-0.000	-0.037	-0.085	-0.133
		M	-0.039	-0.424	-0.672	-0.798	-0.672	-0.424	-0.039
		V	0.851	0.518	0.313	0.000	-0.313	-0.518	-0.851
	Sobrecarga de uso	N	0.077	0.049	0.021	-0.000	-0.021	-0.049	-0.077
		M	-0.023	-0.244	-0.386	-0.459	-0.386	-0.244	-0.023
		V	0.489	0.298	0.180	0.000	-0.180	-0.298	-0.489

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.155 m	1.733 m	2.310 m	2.888 m	3.466 m
A-A	1.4·PP+1.4·CM	N	0.321	0.206	0.089	-0.000	-0.089	-0.206	-0.321
		M	-0.095	-1.022	-1.621	-1.926	-1.621	-1.022	-0.095
		V	2.054	1.250	0.757	0.000	-0.757	-1.250	-2.054
	1.2·PP+1.2·CM	N	0.275	0.177	0.076	-0.000	-0.076	-0.177	-0.275
		M	-0.081	-0.876	-1.389	-1.650	-1.389	-0.876	-0.081
		V	1.760	1.071	0.648	0.000	-0.648	-1.071	-1.760
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	0.398	0.255	0.110	-0.000	-0.110	-0.255	-0.398
		M	-0.118	-1.266	-2.007	-2.384	-2.007	-1.266	-0.118
		V	2.543	1.547	0.937	0.000	-0.937	-1.547	-2.543
	0.9·PP+0.9·CM	N	0.207	0.133	0.057	-0.000	-0.057	-0.133	-0.207
		M	-0.061	-0.657	-1.042	-1.238	-1.042	-0.657	-0.061
		V	1.320	0.803	0.486	0.000	-0.486	-0.803	-1.320

61.8.- RAMP7

61.8.1.- Geometría

- Ancho: 1.200 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.215 m

- Peldañeado: Realizado con ladrillo

61.8.2.- Cargas

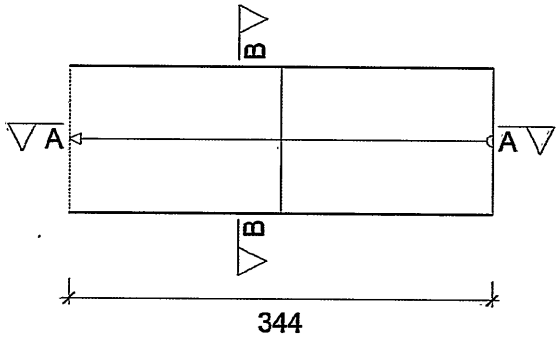
- Peso propio: 0.375 t/m²
- Peldañeado: 0.171 t/m²
- Barandillas: 0.300 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

61.8.3.- Tramos

61.8.3.1.- TRMP1

61.8.3.1.1.- Geometría

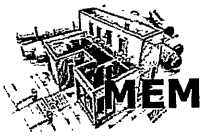
- Planta final: R7 N+2.99
- Planta inicial: R6 N+2.56
- Espesor: 0.15 m
- Huella: 1.720 m
- Contrahuella: 0.215 m
- Nº de escalones: 2
- Desnivel que salva: 0.43 m



61.8.3.1.2.- Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø3/8"c/20	Ø5/8"c/20
B-B	Transversal	Ø1/2"c/20	Ø1/2"c/20

Reacciones (t/m)			
Posición	Peso propio	Cargas permanentes	Sobrecarga de uso
Arranque	0.65	0.90	0.52
Final del tramo	0.65	0.90	0.52



MEMORIA DE DISEÑO

61.8.3.1.3.- Cómputo

Cómputo						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
A-A	Superior	Ø3/8"	7	4.57	31.99	17.9
A-A	Inferior	Ø5/8"	7	4.59	32.13	50.2
B-B	Superior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
B-B	Inferior	Ø1/2"	18	1.28	23.04	22.9
					Total + 10 %	125.3

- Volumen de hormigón: 0.62 m³
- Superficie: 4.2 m²
- Cuantía volumétrica: 200.8 kg/m³
- Cuantía superficial: 30.1 kg/m²

61.8.3.1.4.- Esfuerzos

- N: Axil (t)
- M: Flector (t·m)
- V: Cortante (t·m)

Hipótesis								
			Posiciones					
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	Peso propio	N	0.098	0.063	0.027	-0.000	-0.027	-0.063	-0.098
		M	-0.028	-0.307	-0.486	-0.578	-0.486	-0.307	-0.028
		V	0.616	0.375	0.227	0.000	-0.227	-0.375	-0.616
	Cargas permanentes	N	0.137	0.088	0.038	-0.000	-0.038	-0.088	-0.137
		M	-0.040	-0.427	-0.677	-0.804	-0.677	-0.427	-0.040
		V	0.857	0.522	0.316	0.000	-0.316	-0.522	-0.857
	Sobrecarga de uso	N	0.078	0.050	0.022	-0.000	-0.022	-0.050	-0.078
		M	-0.023	-0.244	-0.386	-0.459	-0.386	-0.244	-0.023
		V	0.489	0.297	0.180	0.000	-0.180	-0.297	-0.489

Combinaciones								
			Posiciones					
Sección	Combinación	Esfuerzos	0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	1.4·PP+1.4·CM	N	0.329	0.211	0.091	-0.000	-0.091	-0.211	-0.329
		M	-0.095	-1.027	-1.629	-1.935	-1.629	-1.027	-0.095
		V	2.062	1.255	0.760	0.000	-0.760	-1.255	-2.062
	1.2·PP+1.2·CM	N	0.282	0.181	0.078	-0.000	-0.078	-0.181	-0.282
		M	-0.082	-0.881	-1.396	-1.658	-1.396	-0.881	-0.082
		V	1.768	1.075	0.652	0.000	-0.652	-1.075	-1.768
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	0.407	0.261	0.113	-0.000	-0.113	-0.261	-0.407
		M	-0.118	-1.270	-2.014	-2.392	-2.014	-1.270	-0.118

Combinaciones									
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
		V	2.550	1.551	0.940	0.000	-0.940	-1.551	-2.550
	0.9·PP+0.9·CM	N	0.212	0.136	0.059	-0.000	-0.059	-0.136	-0.212
		M	-0.061	-0.660	-1.047	-1.244	-1.047	-0.660	-0.061
		V	1.326	0.807	0.489	0.000	-0.489	-0.807	-1.326

61.9.- RAMP8

61.9.1.- Geometría

- Ancho: 1.200 m
- Huella: 2.390 m
- Contrahuella: 0.420 m
- Peldañeado: Realizado con ladrillo

61.9.2.- Cargas

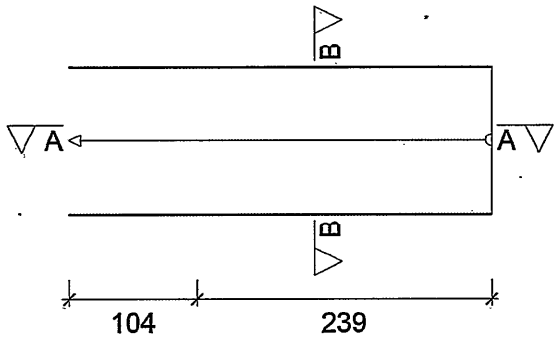
- Peso propio: 0.375 t/m²
- Peldañeado: 0.331 t/m²
- Barandillas: 0.300 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

61.9.3.- Tramos

61.9.3.1.- TRMP1

61.9.3.1.1.- Geometría

- Planta final: NE+3.41
- Planta inicial: R7 N+2.99
- Espesor: 0.15 m
- Huella: 2.390 m
- Contrahuella: 0.420 m
- Nº de escalones: 1
- Desnivel que salva: 0.42 m



61.9.3.1.2.- Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø3/8"c/15	Ø1/2"c/15
B-B	Transversal	Ø1/2"c/20	Ø1/2"c/20

Reacciones (t/m)			
Posición	Peso propio	Cargas permanentes	Sobrecarga de uso
Arranque	0.83	1.36	0.66
Final del tramo	0.46	0.66	0.37

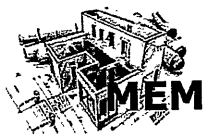
61.9.3.1.3.- Cómputo

Cómputo						
Sección	Cara	Diámetro	Número	Longitud (m)	Total (m)	Peso (kg)
A-A	Superior	Ø3/8"	9	4.56	41.04	23.0
A-A	Inferior	Ø1/2"	9	3.42	30.78	30.6
A-A	Inferior	Ø1/2"	9	1.91	17.19	17.1
B-B	Superior	Ø1/2"	19	1.28	24.32	24.2
B-B	Inferior	Ø1/2"	19	1.28	24.32	24.2
					Total + 10 %	131.0

- Volumen de hormigón: 0.66 m³
- Superficie: 4.2 m²
- Cuantía volumétrica: 198.4 kg/m³
- Cuantía superficial: 31.5 kg/m²

61.9.3.1.4.- Esfuerzos

- N: Axil (t)
- M: Flector (t·m)
- V: Cortante (t·m)



MEMORIA DE DISEÑO

Hipótesis								
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	Peso propio	N	1.649	1.599	1.553	1.511	1.442	1.502	1.495
		M	-0.019	-0.267	-0.403	-0.419	-0.318	-0.203	-0.013
		V	0.543	0.344	0.128	-0.084	-0.239	-0.234	-0.484
	Cargas permanentes	N	2.078	1.982	1.901	1.824	1.700	1.818	1.816
		M	-0.034	-0.487	-0.733	-0.759	-0.574	-0.323	-0.019
		V	0.987	0.626	0.231	-0.159	-0.440	-0.437	-0.692
	Sobrecarga de uso	N	1.312	1.272	1.236	1.203	1.149	1.196	1.190
		M	-0.015	-0.211	-0.318	-0.330	-0.251	-0.160	-0.011
		V	0.428	0.271	0.101	-0.066	-0.189	-0.185	-0.384

Combinaciones								
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones					
			0.000 m	0.578 m	1.156 m	1.733 m	2.311 m	2.889 m	3.467 m
A-A	1.4·PP+1.4·CM	N	5.218	5.012	4.835	4.669	4.398	4.648	4.635
		M	-0.073	-1.055	-1.590	-1.649	-1.249	-0.736	-0.045
		V	2.142	1.357	0.503	-0.341	-0.951	-0.940	-1.646
	1.2·PP+1.2·CM	N	4.473	4.296	4.144	4.002	3.770	3.984	3.973
		M	-0.063	-0.905	-1.363	-1.413	-1.071	-0.631	-0.039
		V	1.836	1.163	0.432	-0.292	-0.815	-0.806	-1.411
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	6.572	6.332	6.122	5.926	5.608	5.897	5.878
		M	-0.086	-1.241	-1.871	-1.941	-1.472	-0.887	-0.056
		V	2.520	1.597	0.593	-0.398	-1.117	-1.101	-2.024
	0.9·PP+0.9·CM	N	3.354	3.222	3.108	3.001	2.827	2.988	2.980
		M	-0.047	-0.678	-1.022	-1.060	-0.803	-0.473	-0.029
		V	1.377	0.872	0.324	-0.219	-0.611	-0.604	-1.058

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Habiendo finalizado el diseño y análisis estructural de **CONSTRUCCION Y *ADECUACION* DE LA INFRAESTRUCTURA DEL CENTRO DE ATENCION DEL ADULTO MAYOR HOGAR VIDA, AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ARAUQUITA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA**, basado en la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente Ley 400 de 1997 (Modificada Ley 1229 de 2008) y Decreto 926 de Marzo de 2010, Decreto 092 del 17 de Enero de 2011, Decreto 0340 del 13 de Febrero de 2012 y en el Reglamento para Concreto Estructural ACI 318S-08, hemos llegado a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- ✓ Se cumplió satisfactoriamente con los objetivos del cálculo y diseño estructural mediante la aplicación de la norma sismo resistente (NSR-10) y el reglamento para concreto estructural ACI 318S-08, además de la ayuda del software CYPECAD se puede garantizar el buen funcionamiento de la estructura que presenta una buena respuesta ante un evento sísmico.

- ✓ La revisión de los desplazamientos laterales (derivas) de la estructura teniendo en cuenta las direcciones "X" y "y", nos arrojó que los resultados obtenidos son aceptables permitiendo un buen funcionamiento ante la actuación de un sismo y que cumple con lo establecido en la norma sismo resistente (NSR-10).

- ✓ En cuanto a la revisión de columnas y vigas determinamos que cumplen con los requisitos, ya que en estructuras de edificios aporticados es obligatorio que los miembros horizontales fallen antes que los verticales, permitiendo de esa manera un retraso del colapso total de la estructura.

✓ Para la construcción de la estructura se recomienda llevar un estricto control en la calidad de los materiales a utilizar , ya que estos deberán cumplir con requisitos especiales , para el buen funcionamiento de la edificación . Además , que estos deberán ser supervisados a la hora de la puesta en marcha por el ingeniero residente.

✓ ***Para las vigas de cimentaciones es necesario alistar el área de la edificación compactando al 95% del Proctor (TM2" Sub Base) el terreno natural como subrasante de la estructura del terraplén y una subbase granular un espesor no menor a 15cm tipo " S2" SBG-PEA IDU-ET-2011, de tal manera se garantice la mayor resistencia del área cimentada.***

✓ ***Edificación del proyecto : Considerando la estratigrafía del suelo y los resultados obtenidos por el informe del laboratorio JF INGENIERIA & TOPOGRAFIA (Pag 41 " conclusiones y recomendaciones") el cual establece la capacidad portante de diseño del suelo 59 kpa (5.98 ton/m2= 0.59 kp/cm2) a una profundidad de 1.50 m. De acuerdo a los criterios de diseño NSR 10 (Cap. c.15c7; Cap. c.7.12.2.1) y las comprobaciones positivas sobre los parámetros de iteración suelos-cimientos (Tensión sobre el terreno, vuelco, cortante basal, flexión y situaciones sísmicas, persistentes y de viento), se debe implementar Cimentaciones superficiales Aisladas apoyadas a pozos de cimentación o***

Dados de ciclópeo TM4" (50cm) para todo el sistema de cimentaciones sobre el terreno arcilloso de consistencia intermedia.

- ✓ ***En todo caso las condiciones en situ deben ser verificadas por la interventoría o supervisor o en su defecto por el ingeniero estructural del proyecto durante la ejecución de la obra de encontrarse en situaciones que difieran al estudio de suelo el cual requiera de un ajuste en las cimentaciones.***

Alder Didier Avellaneda C.

ALDER DIDIER AVELLANEDA CARVAJALINO
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA ESTRUCTURAL
M.P: 54202-258087 NTS

Cucuta, 25 de junio de 2026.

Señores
GOBERNACIÓN DE ARAUCA
Secretaría de Desarrollo Social.
Arauca – Arauca.

Referencia: Diseño y cálculo estructural "CONSTRUCCIÓN Y ADECUACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL CENTRO DE BIENESTAR DEL ADULTO MAYOR HOGAR VIDA, ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ARAUQUITA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA".

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Apreciados señores;

Con la presente hago entrega de los planos estructurales y memoria de diseño estructural del proyecto de la referencia, correspondiente a la construcción de nueve (9) módulos nuevos del Centro de Bienestar del Adulto Mayor Hogar Vida, área urbana del municipio de Arauquita, departamento de Arauca. Los documentos entregados corresponden a:

- 104 planos estructurales.
- Memoria de diseño estructural.

Certifico que los diseños han sido elaborados de acuerdo con la normativa técnica vigente aplicable al proyecto, en particular:

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Ley 400 de 1997 y Decreto 926 de 2010) – Título A: Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente.
- NSR-10 Título B – Cargas: cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas aplicables a edificaciones de uso institucional.
- NSR-10 Título C – Concreto estructural: diseño y detallado de elementos de concreto reforzado para los nueve (9) módulos.
- NSR-10 Título D – Mampostería estructural: diseño de muros de mampostería confinada y reforzada.
- NSR-10 Título H – Estudios geotécnicos: parámetros de suelo para el diseño de cimentaciones.
- NSR-10 Título I – Supervisión técnica: requisitos de supervisión para edificaciones de uso público.
- NTC 3318 – Concretos. Especificaciones de los agregados para concreto.
- NTC 2289 – Barras corrugadas y lisas de acero de baja aleación para refuerzo de concreto.
- ACI 318-19 – Requisitos del reglamento para concreto estructural (referencia complementaria al NSR-10 Título C).

En constancia de lo anterior, yo **ALDER DIDIER AVELLANEDA CARVAJALINO**, identificado con C.C. **88.269.731** de Cúcuta, con Tarjeta Profesional No. **54202-258087 NTS** del Consejo Profesional Nacional de Ingeniería – COPNIA, en mi calidad de ingeniero civil especialista en estructuras, calculista y diseñador, firmo el proyecto y el presente memorial de responsabilidad.

Aclaro que me hago responsable de este diseño estructural siempre y cuando la obra se construya respetando todas las indicaciones y recomendaciones que se encuentran consignadas en los planos.

Atentamente:

Alder Didier Avellaneda

ALDER DIDIER AVELLANEDA CARVAJALINO
M.P. 54202-258087 NTS

Cucuta, 25 de junio de 2026.

Señores
GOBERNACIÓN DE ARAUCA
Secretaría de Desarrollo Social.
Arauca – Arauca.

Asunto: Cesión de derechos patrimoniales de autor – Diseños estructurales del proyecto "CONSTRUCCIÓN Y ADECUACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL CENTRO DE BIENESTAR DEL ADULTO MAYOR HOGAR VIDA, ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ARAUQUITA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA".

CESIÓN DE DERECHOS PATRIMONIALES DE AUTOR

Apreciados señores;

Yo, **ALDER DIDIER AVELLANEDA CARVAJALINO**, identificado con C.C. **88.269.731** de Cúcuta, con Tarjeta Profesional No. **54202-258087 NTS** del Consejo Profesional Nacional de Ingeniería – COPNIA, en mi calidad de ingeniero civil especialista en estructuras, calculista y diseñador del proyecto "CONSTRUCCIÓN Y ADECUACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL CENTRO DE BIENESTAR DEL ADULTO MAYOR HOGAR VIDA, ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ARAUQUITA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA", mediante el presente documento manifiesto mi voluntad de ceder los derechos patrimoniales de autor sobre los diseños estructurales elaborados para dicho proyecto, a favor de la **Gobernación de Arauca.**

Los documentos objeto de la presente cesión son:

- 104 planos estructurales.
- Memoria de diseño estructural.

Esta cesión comprende los derechos de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de los diseños, para los fines exclusivos de la construcción, ejecución, seguimiento y control del proyecto antes mencionado, de conformidad con lo establecido en la **Ley 23 de 1982** y la **Ley 1450 de 2011** sobre derechos de autor en Colombia.

Me reservo el derecho moral de reconocimiento de autoría sobre los diseños, conforme a la normativa vigente.

La presente cesión se realiza a título gratuito y en el marco del aporte profesional al proyecto de interés social antes referenciado.

Atentamente:

Alder Didier Avellaneda C

ALDER DIDIER AVELLANEDA CARVAJALINO
M.P. 54202-258087 NTS

REPÚBLICA DE COLOMBIA

COPNIA

Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios

CVAD-2026-4549595

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA

COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que ALDER DIDIER AVELLANEDA CARVAJALINO, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 88269731, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 54202-258087 desde el 15 de Agosto de 2013, otorgado(a) mediante Resolucion Nacional 1537.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los veinticinco (25) días del mes de Junio del año dos mil veintiseis (2026).

Rubén Darío Ochoa Arbeláez

Alder Didier Avellaneda

Firma del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado

El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.

Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado, el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

República de Colombia

Ministerio de Educación Nacional

y en su nombre

La Universidad Francisco de Paula Santander

Personería Jurídica No 20 Septiembre 19 de 1962 de la Gobernación del Departamento Norte de Santander

Confiere el Título de

Especialista en Estructuras

A

Alder Didier Avellaneda Carvajalino

C.C. No. 88.269.731 expedida en Cúcuta, N. de S.

Quien cumplió satisfactoriamente con los requisitos académicos exigidos.

En testimonio de ello otorga el presente

DIPLOMA

Expedido en la ciudad de Cúcuta, a 28 de Junio de 2013

EL RECTOR

EL SECRETARIO GENERAL

Libro 35 Acta 38765 Folio 0736

Registro No. 35503

República de Colombia

Ministerio de Educación Nacional

y en su nombre

La Universidad Francisco de Paula Santander

Personería Jurídica No 20 Septiembre 19 de 1962 de la Gobernación del Departamento Norte de Santander

Confiere el Título de

Ingeniero Civil

A

Alder Didier Avellaneda Carvajalino

CC No 88,269,731 expedida en Cúcuta, N. de S.

Quien cumplió satisfactoriamente con los requisitos académicos exigidos.

En testimonio de ello otorga el presente

DIPLOMA

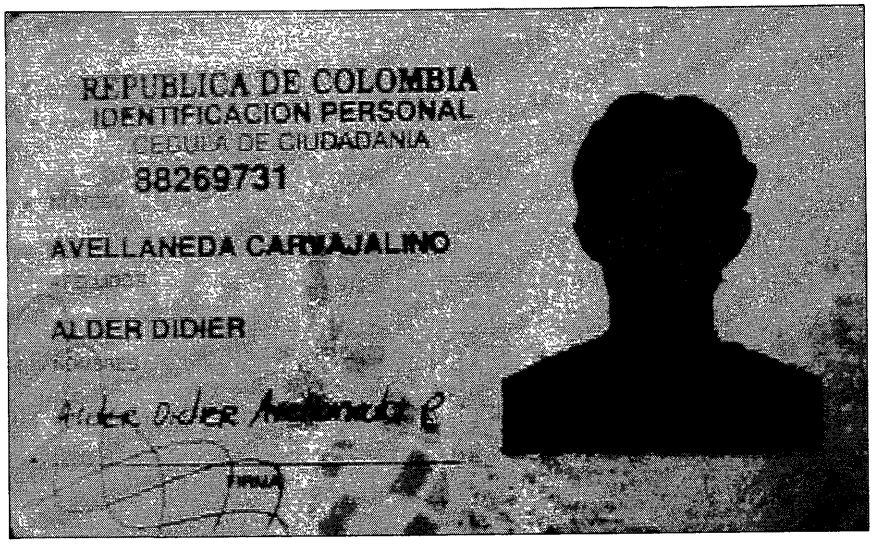
Expedido en la ciudad de Cúcuta, a 18 de Diciembre de 2009

EL RECTOR

EL DECANO DE LA FACULTAD

Folio 31 No. 30671 Folio 2271

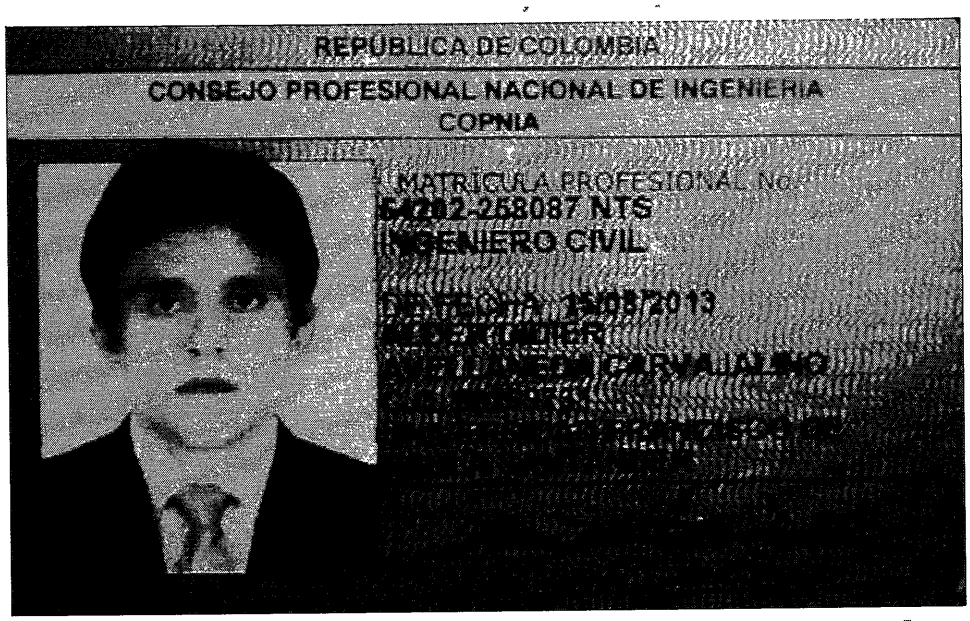
Libro 27411



VALIDO SOLO PARA PROYECTO CONSTRUCCIÓN Y ADECUACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL CENTRO DE BIENESTAR DEL ADULTO MAYOR HOGAR VIDA, ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ARAUQUITA,



VALIDO SOLO PARA PROYECTO PASAJE COMERCIAL Y ARTESANAL EL TRONCAL



VALIDO SOLO PARA PROYECTO CONSTRUCCIÓN Y ADECUACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL CENTRO DE BIENESTAR DEL ADULTO MAYOR HOGAR VIDA, ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ARAUQUITA, DEPARTAMENTO DE ARAUCAL