

**SG 655 RGL1124-CII-PROY0000-CF-015**

**Consultoría de apoyo a la unidad ejecutora, coordinación general de las intervenciones,  
asistencia técnica especializada e inspección de las  
intervenciones en fábrica y en obra**

---

**ET0058: "CONSULTORÍA DE APOYO PARA REDACCIÓN  
DE PLIEGO DE OBRAS EDILICIAS ASOCIADAS  
AL NUEVO SISTEMA SUPERVISOR"**

**NUEVO EDIFICIO PARA GOPE**

**ESTRUCTURA**

**MEMORIA DE CÁLCULO**

**SIS-IT2-0058-MCAL-0001**

**Preparado por**

**Consorcio STANTEC ARGENTINA - SCSi – IATASA**

3	Ajustes Varios	K.C.	M.A.P.		05/06/2024
2	Ajuste Varios	K.C.	M.A.P.		30/04/2024
1	Ajustes Varios	K.C.	M.A.P.		27/03/2024
0	Emisión inicial	K.C.	M.A.P.		01/11/2023
<b>Rev</b>	<b>Descripción</b>	<b>Proy</b>	<b>Rev</b>	<b>Apr</b>	<b>Fecha</b>

<b>1</b>	<b>DESCRIPCION .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DE REFERENCIA .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>SOFTWARE EMPLEADO .....</b>	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALES Y CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS ELEMENTOS .....</b>	<b>4</b>
<b>5</b>	<b>CARGAS .....</b>	<b>5</b>
5.1	CARGAS PERMANENTES .....	5
5.2	SOBRECARGAS .....	6
<b>6</b>	<b>COMBINACIONES DE CARGA .....</b>	<b>7</b>
<b>7</b>	<b>MODELO DE CÁLCULO .....</b>	<b>8</b>
7.1	MÉTODO DE ANÁLISIS .....	8
7.2	MODELO ESTRUCTURAL .....	8
7.3	GEOMETRIA Y VISTA DEL MODELO .....	9
7.4	VIGAS .....	11
7.4.1	SOLICITACIONES DIMENSIONANTE .....	11
7.4.2	PREDIMENSIONADO .....	11
1.1.1	DIAGRAMA DE SOLICITACIONES .....	13
7.4.3	DIMENSIONADO .....	15
7.4.4	VERIFICACION A FLEXION .....	17
7.4.4.1	VIGA 20X50 .....	17
7.4.4.2	VIGA 20X90 .....	20
7.4.4.3	VIGA 20X170 .....	23
7.4.5	DEFORMACIÓN .....	26
7.5	COLUMNAS .....	28
7.5.1	SOLICITACIONES DIMENSIONANTES .....	28
7.5.2	DIAGRAMAS DE SOLICITACIONES .....	28
7.5.3	DIMENSIONADO .....	29
7.5.4	VERIFICACION .....	30
7.6	FUNDACIONES .....	34
7.6.1	BASE AISLADA .....	34
7.6.1.1	SOLICITACIONES DIMENSIONANTE .....	34
7.6.1.2	DIAGRAMAS DE REACCIONES .....	34
7.6.1.3	DIMENSIONADO .....	35
7.6.1.4	VERIFICACIONES .....	36
7.6.2	BASE CORRIDA .....	38
7.6.2.1	SOLICITACIONES DIMENSIONANTES .....	38
7.6.2.2	DIAGRAMAS DE REACCIONES .....	38
7.6.2.3	DIMENSIONADO .....	39
7.6.2.4	VERIFICACIONES .....	40
7.6.3	PLATEA .....	42
7.6.3.1	SOLICITACIONES DIMENSIONANTES .....	42
7.6.3.2	DIAGRAMAS DE SOLICITACIONES .....	42
7.6.3.3	DIMENSIONADO .....	43
7.6.3.4	VERIFICACIONES .....	43
7.6.3.5	TENSION ADMISIBLE EN EL SUELO .....	44
7.7	TABIQUES .....	45
7.7.1	SOLCITACIONES DIMENSIONANTES .....	45
7.7.2	DIAGRAMA DE SOLICITACIONES .....	45
7.7.3	DIMENSIONADO .....	48
7.7.4	VERIFICACION .....	49
7.8	LOSAS .....	51
7.8.1	SOLICITACIONES DIMENSIONANTES .....	51
7.8.2	DIAGRAMA DE SOLICITACIONES .....	51
7.8.3	DIMENSIONADO .....	54

## 1 DESCRIPCION

En el presente informe se realiza un predimensionado de la estructura para proyecto licitatorio.

El edificio proyectado está compuesto por planta baja, primer piso y azotea.

La estructura será implantada en un terreno con elevada pendiente, lo cual permite realizar en el nivel más bajo de la pendiente un nivel de subsuelo en una zona de la estructura, podrá ser visto el frente de dicho subsuelo, ya que la parte de atrás se encuentra bajo suelo.

La estructura está compuesta por vigas, columnas, tabiques, fundaciones y un sistema de losas huecas prefabricadas "Astori" de 1,20 m de ancho por 0,20 m de alto.

Se emplea hormigón armado elaborado con los siguientes materiales: hormigón de calidad H-30 y barras de acero ADN420.

Las losas apoyan en vigas de 20cm de ancho y altura que varía entre 0,50m, 0,90m y 1,70m.

Se considera que el sistema de vigas y columnas es monolítico.

Se posee dos niveles de fundación: a -1,5m se fundarán bases aisladas y la platea proveniente de la caja de ascensor. A nivel -4,70m se fundará la zapata corrida de los tabiques.

El nivel de subsuelo será resuelto mediante tabiques y losas prefabricadas, mientras que planta baja y primer piso será resuelto a través de columnas, vigas, tabiques y losas prefabricadas.

## **2      NORMATIVA DE REFERENCIA**

- CIRSOC 101-2005: Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras.
- CIRSOC 201-2005: Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón

## **3      SOFTWARE EMPLEADO**

El programa (software) empleado para la realización de los modelos de cálculo de las estructuras que son objeto de la presente memoria es el Autodesk Robot Structural Analysis Professional, versión 2022.

## 4 MATERIALES Y CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS ELEMENTOS

Para todos los elementos de hormigón armado se utilizarán los siguientes materiales:

- Hormigón H-30
- Acero ADN 420

En todos los casos el recubrimiento esta medido desde la cara de la placa hasta el filo de la armadura más externa.

### Protección del Hormigón Armado:

Para definir los recubrimientos se observó la Tabla 7.7.1 del CIRSOC 201, adoptando los siguientes valores:

Rec. para bases de fondo, cara en contacto con el suelo = 5,00 cm

Rec. para tabiques, vigas y columnas, caras en contacto con el aire = 3,00 cm

En todos los casos el recubrimiento esta medido desde la cara de la placa hasta el filo de la armadura más externa.

### Cuantías:

- Elementos solicitados a flexión,  $A_{s_{min}}$  según Cirsoc 201-2005/ Capitulo 10.5:
  - o Vigas 20x50: 3,15 cm<sup>2</sup>
  - o Vigas 20x90: 5,80 cm<sup>2</sup>
  - o Vigas 20x170: 11,10 cm<sup>2</sup>
- Elementos comprimidos,  $A_s$  min: 4,00 cm<sup>2</sup>. (Cirsoc 201-2005/ Capitulo 10.9)
- Tabiques – Armadura Vertical: 3,00 cm<sup>2</sup> (Cirsoc 201-2005/ Capitulo 14.3)
- Tabiques – Armadura Horizontal: 5,00 cm<sup>2</sup> (Cirsoc 201-2005/ Capitulo 14.3)
- Armadura en columnas, diámetro mínimo 12mm.

Las cuantías anteriores son mínimas y su dimensión final estará sujeta, además, a las necesidades estructurales.

## 5 CARGAS

### 5.1 CARGAS PERMANENTES

#### 1. Cargas permanentes (D)

##### 1.1. Cargas permanentes (D<sub>1</sub>)

La carga permanente incluye los pesos propios de todos los elementos de hormigón estructurales. Para determinar su valor se define el peso unitario del hormigón igual a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Para las losas, resueltas con losa hueca Astori AU20, se considera peso unitario igual a 270 kN/m<sup>2</sup> y espesor 20cm.

El programa de cálculo asigna automáticamente estas cargas.

##### 1.2. Empuje de suelo (ES)

Se considera el empuje de suelo calculado con la teoría de Rankine, resultando en un diagrama triangular de presiones [ $G_{SAT}=18\text{kN/m}^3$ ;  $K_a=0,490$ ]

$$ES = K_a * G_{SAT} * H$$

El programa aplica en altura la carga lineal que inicia a 0m hasta -4,7m.

El empuje de suelo es 41,45kPa en el extremo inferior del panel.

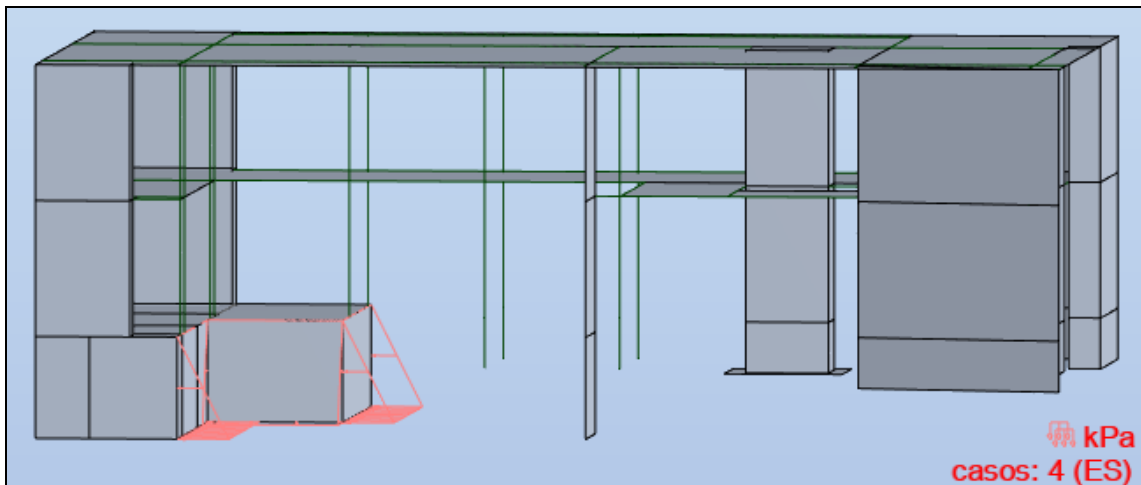


FIGURA 5.1: CARGAS DE EMPUJE DE SUELO.

### 1.3. Carga Horizontal debido a sobrecarga permanente (QD)

Carga horizontal QD a nivel del subsuelo proveniente de las cargas permanentes contiguas al tabique, 3 kPa.

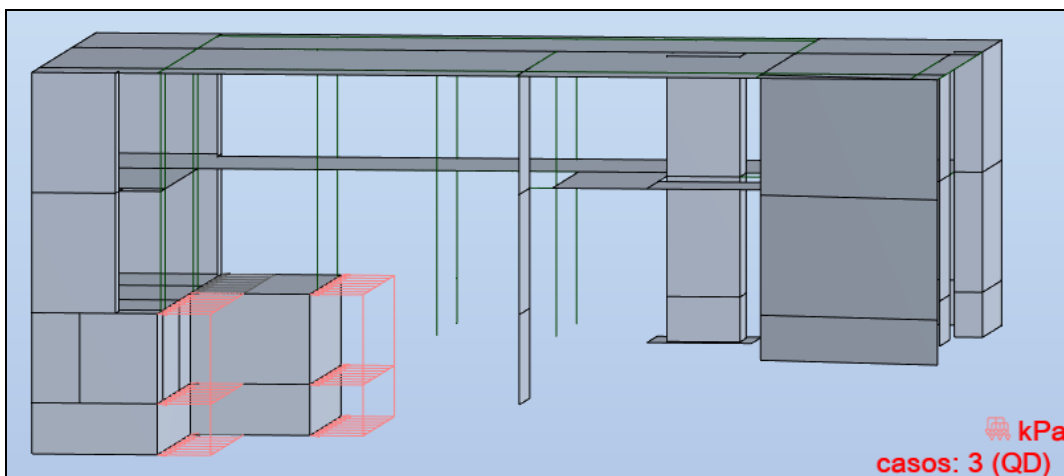


FIGURA 5.2: CARGA HORIZONTAL EN EL SUBSUELO

## 5.2 SOBRECARGAS

Para el pre-dimensionado de las estructuras se consideró una sobrecarga de uso de 300kg/m<sup>2</sup> y reacción de la columna de 4,8kN.

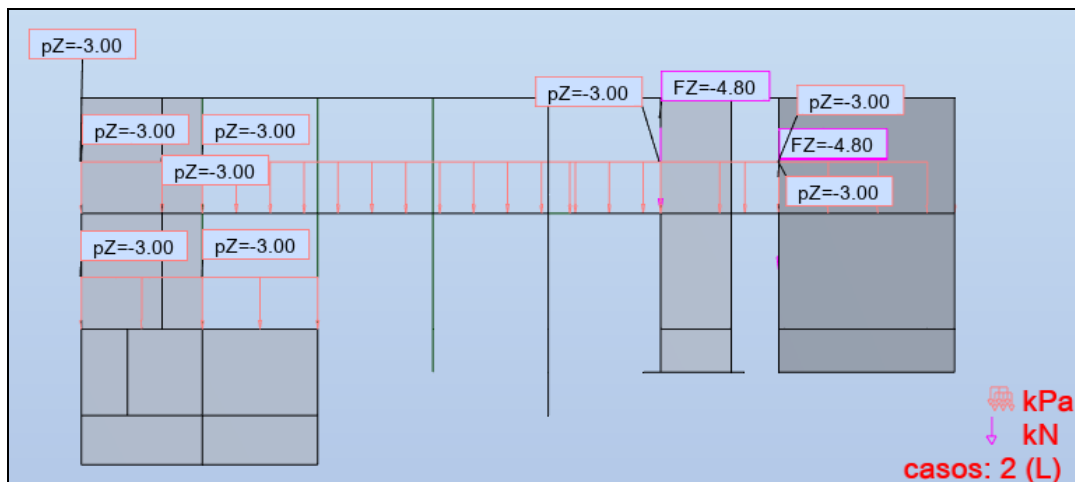


FIGURA 5.3: SOBRECARGAS DE USO DE LOS ENTREPISOS

## 6 COMBINACIONES DE CARGA

### Cargas Simples:

- D Permanente
- ES Empuje de Suelo
- QD Carga horizontal debido a D
- L Sobrecarga

	D	ES	QD	L
ELU-001	1,4	1,4	1,4	-
ELU-002	1,2	1,2	1,2	1,6
ELU-003	1,35	-	-	1,5
ELS-001	1	1	1	1

TABLA 6-1: COMBINACIONES DE CARGA



## **7 MODELO DE CÁLCULO**

### **7.1 MÉTODO DE ANÁLISIS**

El análisis que realiza el programa utilizado es de tipo lineal, por lo tanto se ingresan los datos de estados de carga básicos en forma separada y luego, en etapa de post-proceso, se arman las combinaciones de cargas tanto para el estado límite de servicio como para el estado límite último a utilizar en el dimensionado.

Los resultados obtenidos a partir de la resolución del modelo numérico se muestran en forma gráfica indicando: para losas, superficies con rangos de sollicitación; para vigas, los diagramas de sollicitaciones.

Los esfuerzos mostrados en los resultados están referidos al baricentro del elemento.

### **7.2 MODELO ESTRUCTURAL**

Se implementó un modelo espacial de elementos finitos.

Las superficies se encuentran empotradas entre sí en sus extremos simulando de esta manera la continuidad estructural de todos los elementos de la estructura. Las rigideces de los elementos son calculadas de manera automática por el programa.

La estructura apoya verticalmente sobre el terreno mediante bases superficiales. Para el cual se tiene:

- Peso específico del suelo 18 kN/m<sup>2</sup>
- Tensión admisible del terreno: 180 kN/m<sup>2</sup>

### 7.3 GEOMETRIA Y VISTA DEL MODELO

Se muestran a continuación las dimensiones de las estructuras modeladas y los espesores de los elementos.

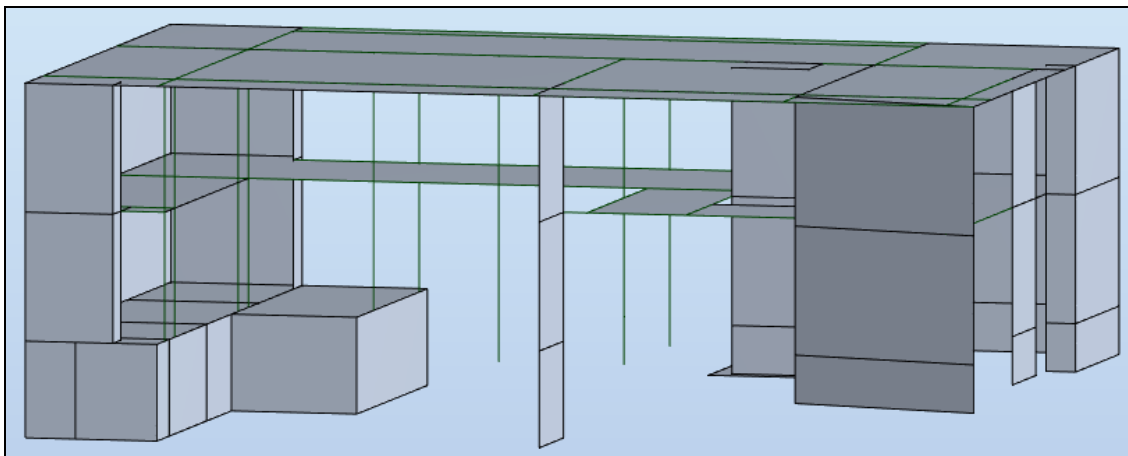


FIGURA 7.1: ENTREPISO

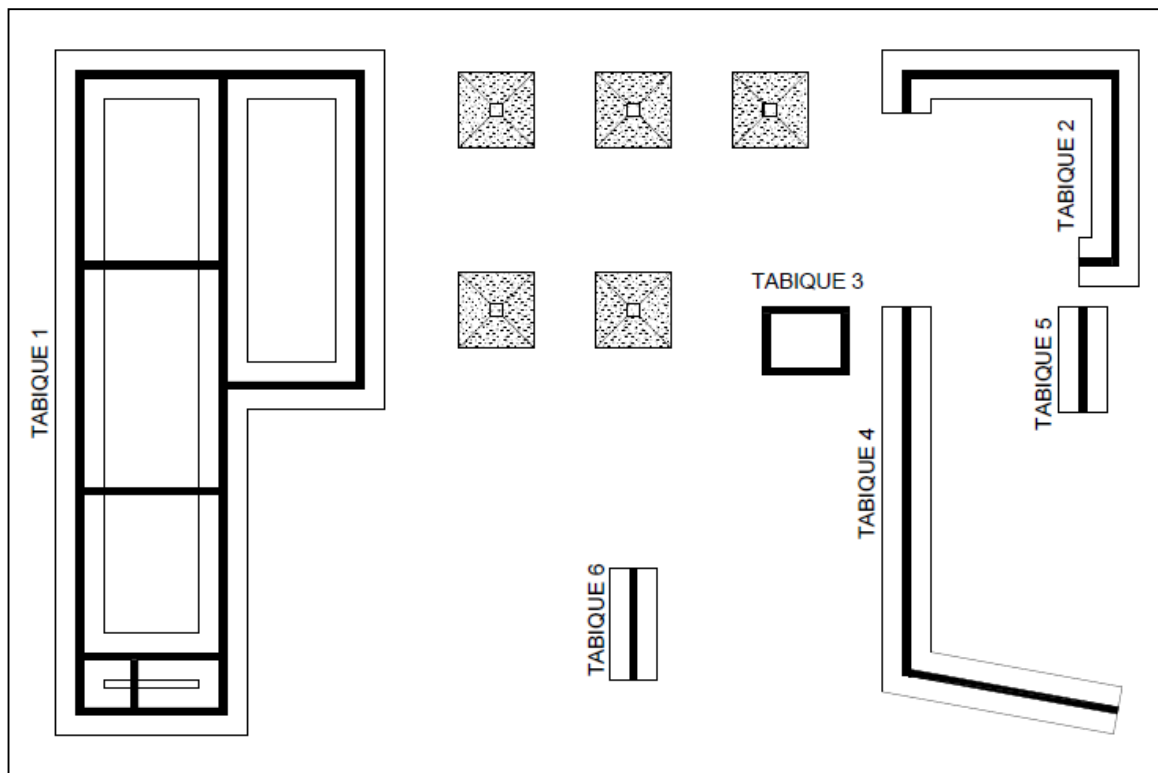


FIGURA 7.2: CORTE FUNDACIONES.

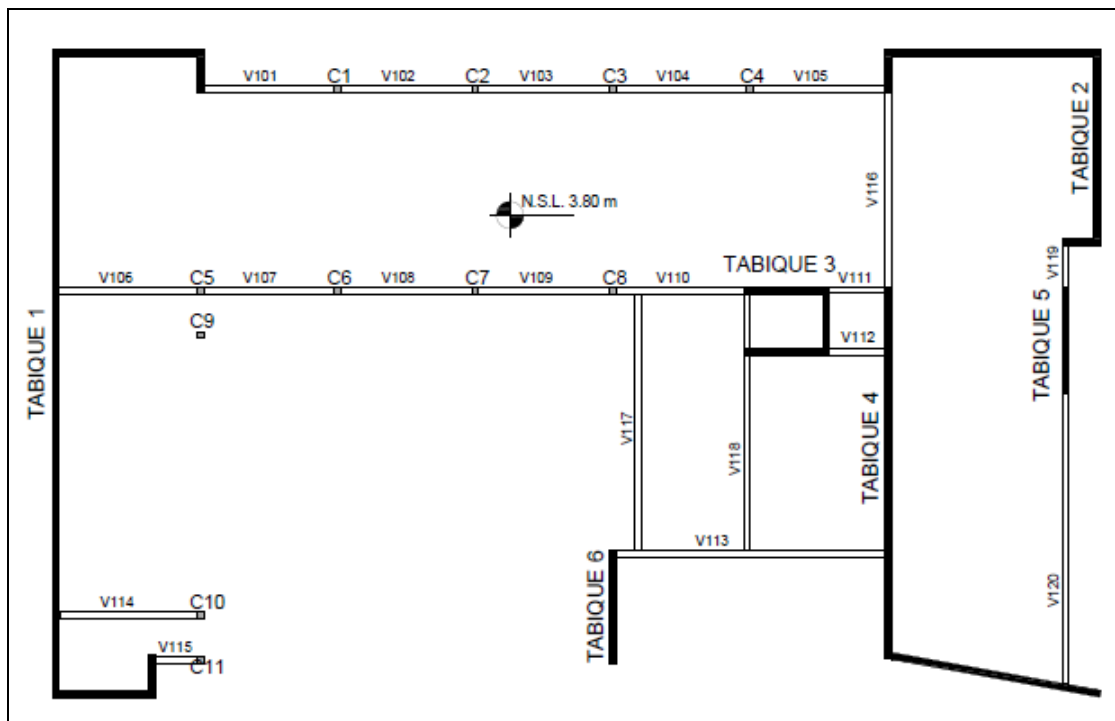


FIGURA 7.3: CORTE SECCIÓN A +3,80M

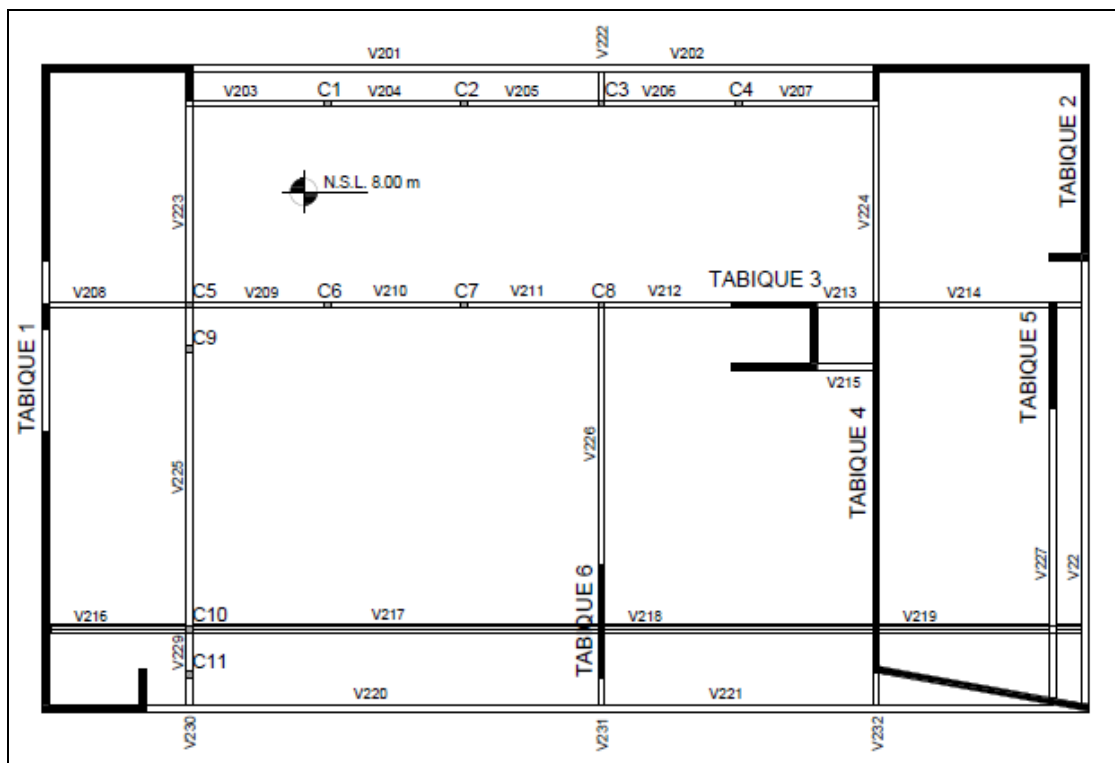


FIGURA 7.4: CORTE SECCIÓN A +8,0M

## 7.4 VIGAS

### 7.4.1 SOLICITACIONES DIMENSIONANTE

A continuación se muestran las solicitaciones últimas máximas para el elemento viga, extraídas del programa de cálculo.

	N max	V max	M(+)	M(-)
	kN	kN	kNm	kNm
V20X50	19,85	124,59	113,47	-112,96
V20X90	124,52	143,67	187,9	-246,01
V20X170	27,11	111,39	229,84	-112,34

TABLA 7-1: CARGAS ÚLTIMAS

### 7.4.2 PREDIMENSIONADO

VIGA	Luz de cálculo	h/10	h/12	h adoptado	bw/3	bw/5	bw adoptado	Dimensiones Finales	
	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	h	bw
								[cm]	[cm]
101	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
102	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
103	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
104	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
105	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
106	4,20	42,00	35,00	50	16,67	10,00	20	50	20
107	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
108	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
109	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
110	3,80	38,00	31,67	50	16,67	10,00	20	50	20
111	1,60	16,00	13,33	50	16,67	10,00	20	50	20
112	1,60	16,00	13,33	50	16,67	10,00	20	50	20
113	8,00	80,00	66,67	50	16,67	10,00	20	50	20
114	4,10	41,00	34,17	50	16,67	10,00	20	50	20
115	1,40	14,00	11,67	50	16,67	10,00	20	50	20
116	5,70	57,00	47,50	50	16,67	10,00	20	50	20
117	7,65	76,50	63,75	50	16,67	10,00	20	50	20
118	5,85	58,50	48,75	50	16,67	10,00	20	50	20
119	1,20	12,00	10,00	90	30,00	18,00	20	90	20
120	8,50	85,00	70,83	90	30,00	18,00	20	90	20
201	12,00	120,00	100,00	170	56,67	34,00	20	170	20
202	8,00	80,00	66,67	170	56,67	34,00	20	170	20
203	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20

VIGA	Luz de cálculo	h/10	h/12	h adoptado	bw/3	bw/5	bw adoptado	Dimensiones Finales	
	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	h	bw
								[cm]	[cm]
204	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
205	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
206	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
207	4,00	40,00	33,33	50	16,67	10,00	20	50	20
208	4,20	42,00	35,00	90	30,00	18,00	20	90	20
209	4,00	40,00	33,33	90	30,00	18,00	20	90	20
210	4,00	40,00	33,33	90	30,00	18,00	20	90	20
211	4,00	40,00	33,33	90	30,00	18,00	20	90	20
212	3,80	38,00	31,67	90	30,00	18,00	20	90	20
213	1,60	16,00	13,33	50	16,67	10,00	20	50	20
214	5,20	52,00	43,33	50	16,67	10,00	20	50	20
215	1,60	16,00	13,33	50	16,67	10,00	20	50	20
216	4,10	41,00	34,17	90	30,00	18,00	20	90	20
217	12,00	120,00	100,00	90	30,00	18,00	20	90	20
218	8,00	80,00	66,67	90	3,00	1,80	20	9	20
219	6,10	61,00	50,83	90	30,00	18,00	20	90	20
220	12,00	120,00	100,00	90	30,00	18,00	20	90	20
221	8,00	80,00	66,67	90	30,00	18,00	20	90	20
222	1,00	10,00	8,33	50	16,67	10,00	20	50	20
223	6,00	60,00	50,00	50	16,67	10,00	20	50	20
224	5,90	59,00	49,17	50	16,67	10,00	20	50	20
225	8,15	81,50	67,92	90	30,00	18,00	20	90	20
226	7,60	76,00	63,33	90	30,00	18,00	20	90	20
227	8,60	86,00	71,67	90	30,00	18,00	20	90	20
228	13,00	130,00	108,33	170	56,67	34,00	20	170	20
229	1,30	13,00	10,83	90	30,00	18,00	20	90	20
230	1,00	10,00	8,33	90	30,00	18,00	20	90	20
231	0,90	9,00	7,50	90	30,00	18,00	20	90	20
232	1,00	10,00	8,33	90	30,00	18,00	20	90	20

TABLA 7-2: PREDIMENSIONADO VIGAS

### 1.1.1 DIAGRAMA DE SOLICITACIONES

- S/PB

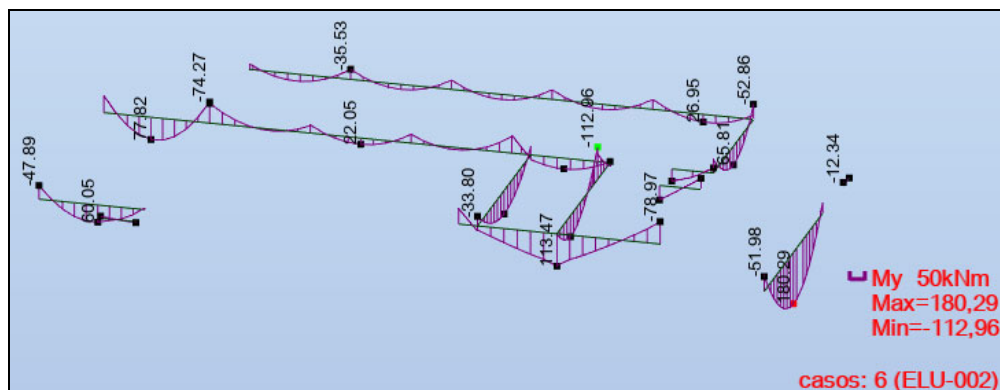


FIGURA 7.5: SOLICITACIONES DE MOMENTO EN VIGAS

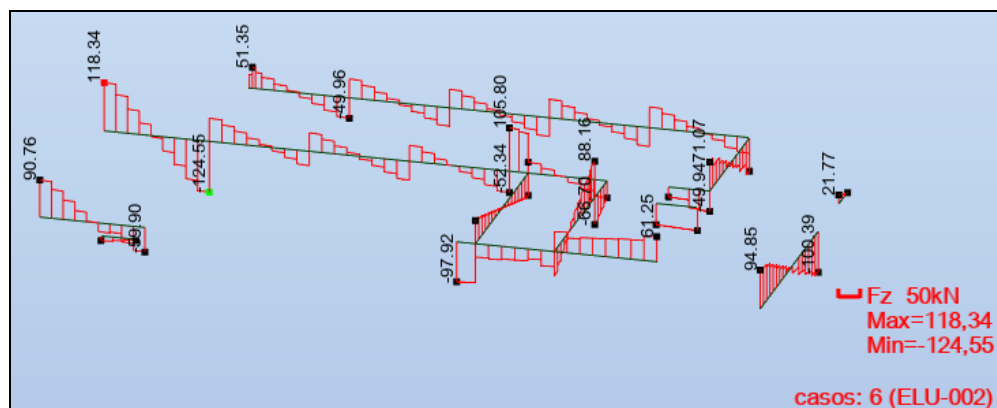


FIGURA 7.6: SOLICITACIONES DE CORTE EN VIGAS

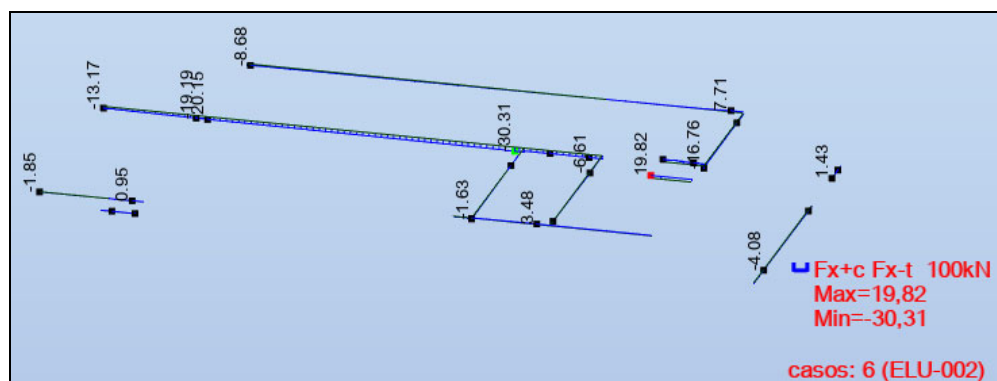


FIGURA 7.7: SOLICITACIONES AXIL EN VIGAS

- S/PA

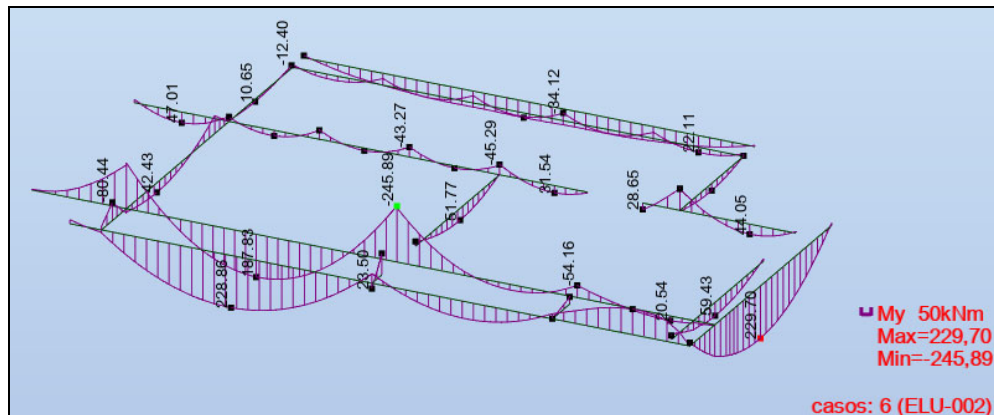


FIGURA 7.8: SOLICITACIONES DE MOMENTO EN VIGAS

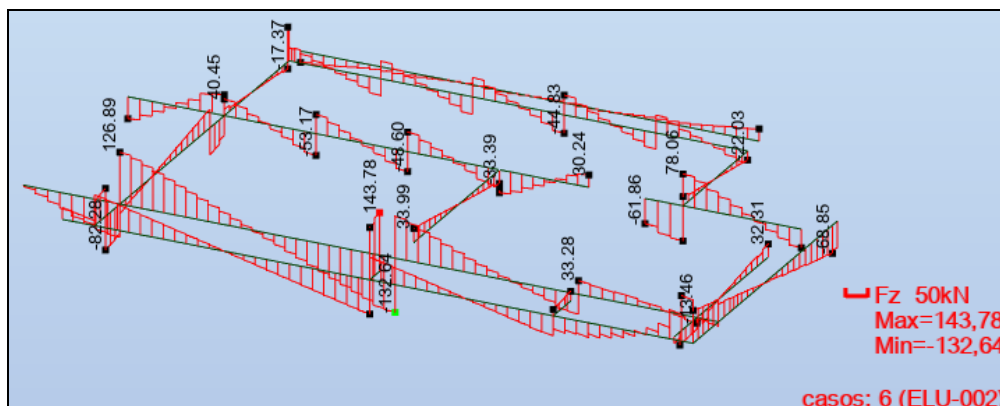


FIGURA 7.9: SOLICITACIONES DE CORTE EN VIGAS

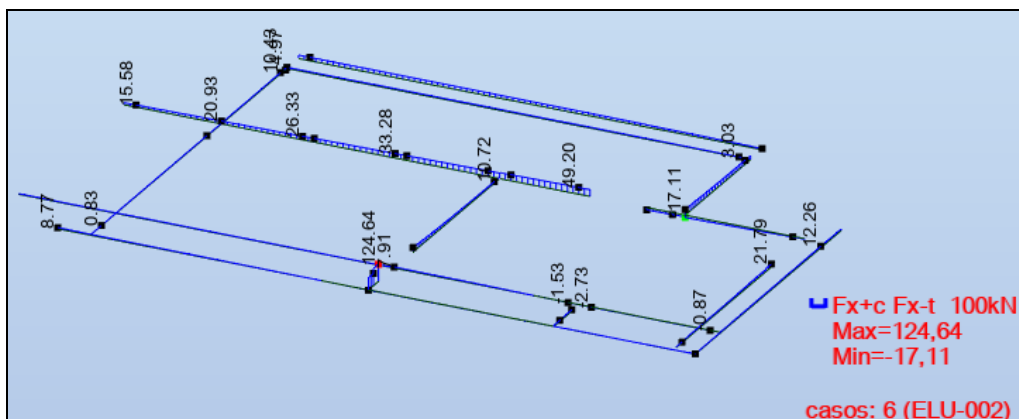


FIGURA 7.10: SOLICITACIONES AXIL EN VIGAS

**7.4.3 DIMENSIONADO****Esquema de la sección en estudio**Salida CIRSOC FLEX de viga 20x50:As superior necesaria: 7,37 cm<sup>2</sup>

Se adoptó 2 capas de armadura:

- 1° capa: 2φ16
- 1° capa: 2φ16

As inferior necesaria: 7,37 cm<sup>2</sup>

Se adoptó 2 capas de armadura:

- 1° capa: 2φ16
- 1° capa: 2φ16

E°: φ8 c/20cm

Posición	Dist. [m]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]
5	0,460	4,000
4	0,420	4,000
3	0,000	0,000
2	0,080	4,000
1	0,040	4,000



Salida CIRSOC FLEX de viga 20x90:As superior necesaria: 8,88 cm<sup>2</sup>

Se adoptó 1 capa de armadura:

- 1°capa: 3φ20

As inferior necesaria: 6.82 cm<sup>2</sup>

Se adoptó 1 capa de armadura:

- 1°capa: 3φ20

E°: φ8 c/30cm

Posición	Dist.	A <sub>s</sub>
	[m]	[cm <sup>2</sup> ]
5	0,850	9,420
4	0,000	0,000
3	0,000	0,000
2	0,000	0,000
1	0,050	9,420

Salida CIRSOC FLEX de viga 20x170:As superior necesario: 2,20 cm<sup>2</sup>

Se adoptó 1 capa de armadura:

- 1°capa: 2φ12

As inferior necesario: 4.30 cm<sup>2</sup>

Se adoptó 1 capa de armadura:

- 1°capa: 2φ20

E°: φ8 c/30cm

Posición	Dist.	A <sub>s</sub>
	[m]	[cm <sup>2</sup> ]
5	1,652	4,020
4		
3		
2		
1	0,042	6,280

Armadura de piel en vigas de altura mayor a 0,90 m, se adopta:

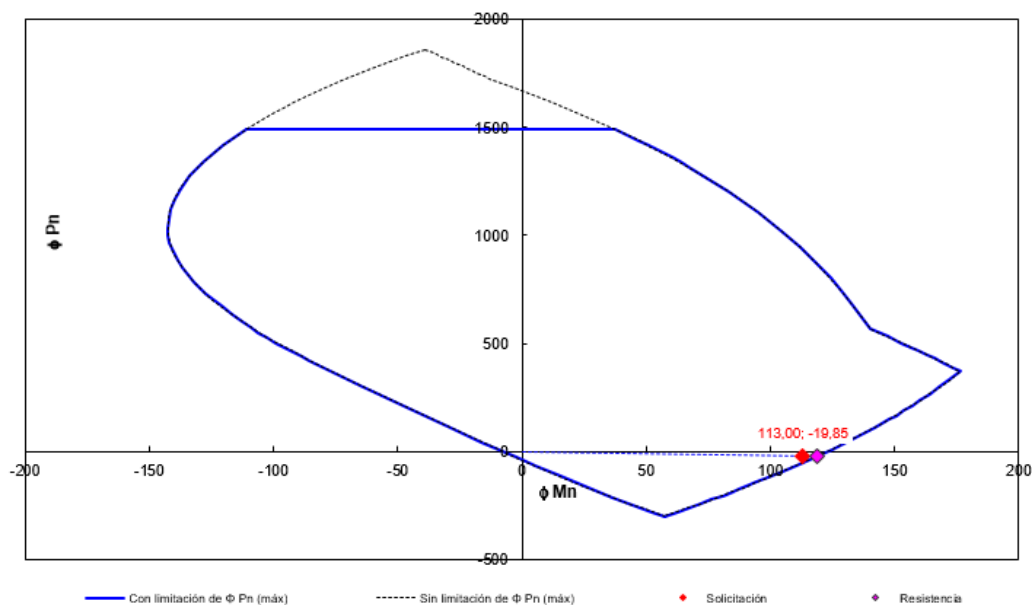
- Φ10 c/ 30cm, en ambas caras laterales

## 7.4.4 VERIFICACION A FLEXION

### 7.4.4.1 VIGA 20X50

- Verificación de las armaduras adoptadas con tracción fibra inferior

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	-19,85	kN	
Momento mayorado =	$M_u =$	113,00	kN·m	(positivo tracciona fibra inferior)
	$M_u / P_u =$	-5,693	m	



Eje x ( $M_u$ ) = [kN·m] ; Eje y ( $P_u$ ) = [kN]

En el diagrama anterior el rombo rojo indica la sollicitación y el rombo magenta la resistencia correspondiente a una excentricidad igual a la de la sollicitación.

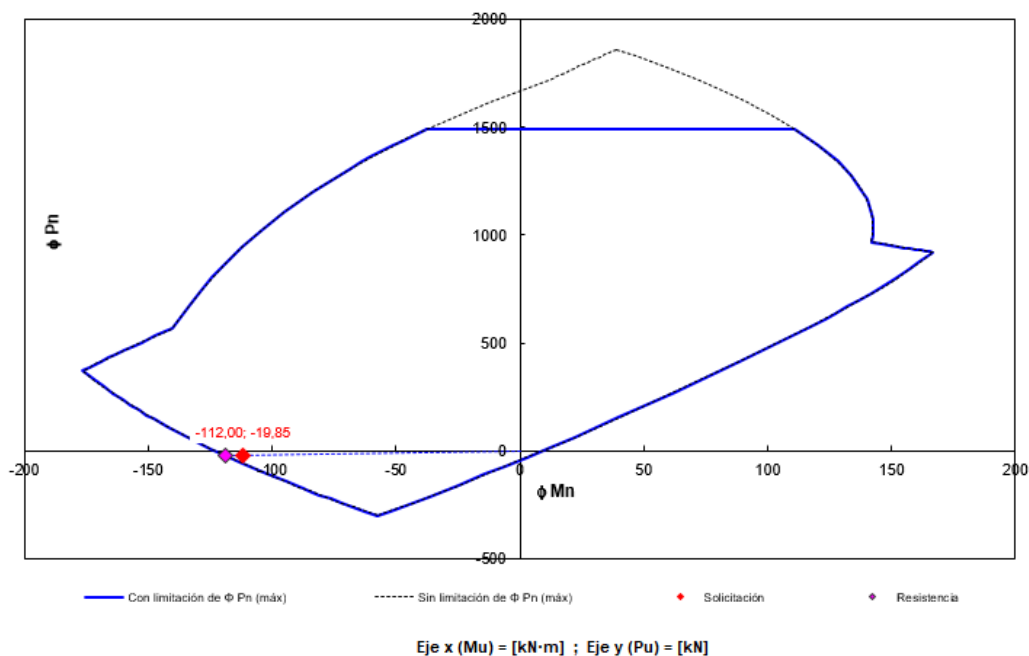
Si se mantiene la excentricidad de las sollicitaciones se obtienen los siguientes valores en el diagrama resistente:

$P_{u\ res} =$	-20,92	kN
$M_{u\ res} =$	119,09	kN·m
$MV\ sol = [(P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2]^{1/2} =$	114,73	= Módulo vector solicitante
$MV\ res = [(P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2]^{1/2} =$	120,92	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol =$	1,0539	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

TABLA 7-3: SALIDA CIRSOC\_FLEX VERIFICACIÓN MOMENTO POSITIVO.

- Verificación de las armaduras adoptadas con tracción fibra superior

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	-19,85	kN	(positivo tracciona fibra inferior)
Momento mayorado =	$M_u =$	-112,00	kN·m	
	$M_u / P_u =$	5,642	m	



En el diagrama anterior el rombo rojo indica la sollicitación y el rombo magenta la resistencia correspondiente a una excentricidad igual a la de la sollicitación.

Si se mantiene la excentricidad de las sollicitaciones se obtienen los siguientes valores en el diagrama resistente:

$P_{u\ res} =$	-21,10	kN
$M_{u\ res} =$	-119,06	kN·m
$MV\ sol = [(P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2]^{1/2} =$	113,75	= Módulo vector solitante
$MV\ res = [(P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2]^{1/2} =$	120,91	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol =$	1,0630	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

TABLA 7-4: SALIDA CIRSOC\_FLEX VERIFICACIÓN MOMENTO NEGATIVO.

- Corte

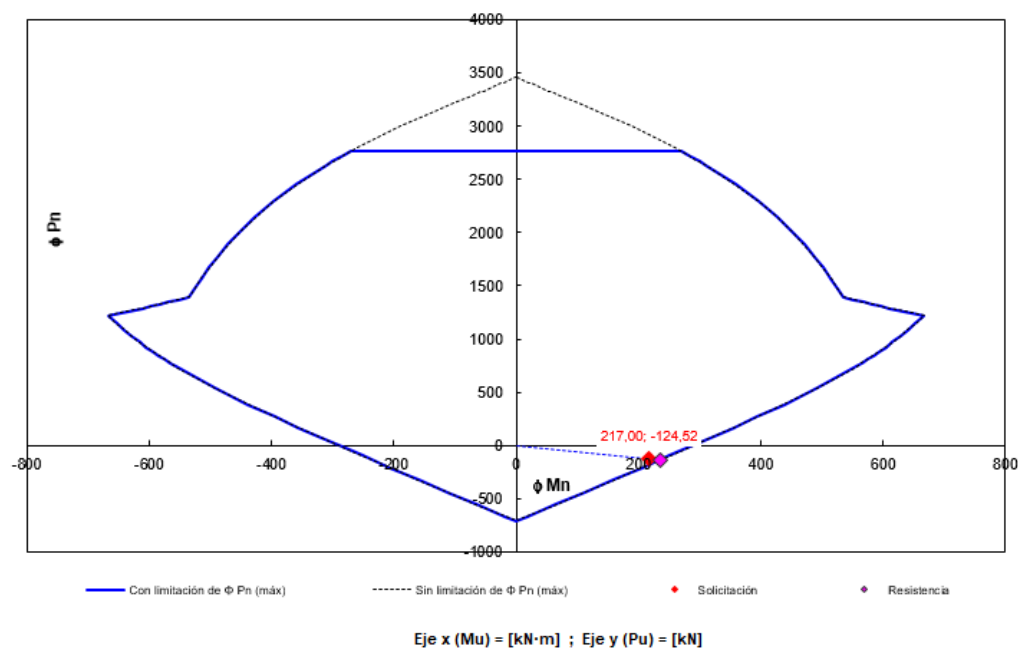
<b><u>CORTE</u></b>		
Tensión de fluencia del acero	$f_y =$	420 MPa
Resistencia a compresión del hormigón:	$f'_c =$	30 MPa
Recubrimiento:	$rec =$	2 cm
Diámetro de la armadura de flexión:	$d_f =$	16 mm
Altura de la sección:	$h =$	50 cm
Ancho de la sección:	$b_w =$	20 cm
Diámetro de estribos:	$d_b =$	8 mm
Corte último:	$V_u =$	124,6 kN
Altura útil:	$d =$	45,40 cm
Factor de reducción de resistencia:	$\phi =$	0,75
Resistencia proporcionada por el hormigón y la arm. de flexión:	$V_c =$	82,89 kN
	$\phi \times V_c =$	62,17 kN
Esfuerzo de corte último límite ( $0,5 \phi V_c$ ):	$V_{u\_lim} =$	31,08 kN
	$V_s nec =$	83,23 kN
Número de ramas:	$n =$	2
	$s_{max}$	22,70 cm
	SEP adoptada	20 cm

TABLA 7-5: ARMADURA DE CORTE.

## 7.4.4.2 VIGA 20X90

- Verificación de las armaduras adoptadas con tracción fibra inferior

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	-124,52	kN	
Momento mayorado =	$M_u =$	217,00	kN·m	(positivo tracciona fibra inferior)
	$M_u / P_u =$	-1,743	m	



En el diagrama anterior el rombo rojo indica la sollicitación y el rombo magenta la resistencia correspondiente a una excentricidad igual a la de la sollicitación.

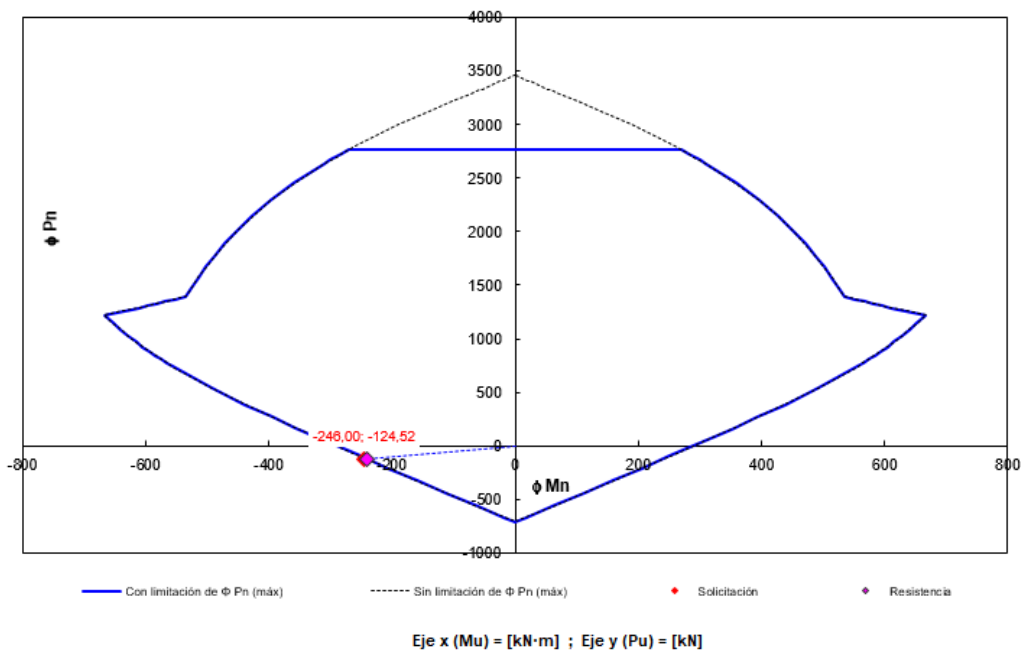
Si se mantiene la excentricidad de las sollicitaciones se obtienen los siguientes valores en el diagrama resistente:

$P_{u\ res} =$	-135,57	kN
$M_{u\ res} =$	236,26	kN·m
$MV\ sol = [(P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2]^{1/2} =$	250,19	= Módulo vector solicitante
$MV\ res = [(P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2]^{1/2} =$	272,40	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol =$	1,0888	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

TABLA 7-6: SALIDA CIRSOC\_FLEX PARA MOMENTO POSITIVO.

- Verificación de las armaduras adoptadas con tracción fibra superior

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	-124,52	kN	
Momento mayorado =	$M_u =$	-246,00	kN·m	(positivo tracciona fibra inferior)
	$M_u / P_u =$	1,976	m	



En el diagrama anterior el rombo rojo indica la sollicitación y el rombo magenta la resistencia correspondiente a una excentricidad igual a la de la sollicitación.

Si se mantiene la excentricidad de las sollicitaciones se obtienen los siguientes valores en el diagrama resistente:

$P_{u\ res} =$	-122,29	kN
$M_{u\ res} =$	-241,60	kN·m
$MV\ sol = \{ (P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2 \}^{1/2} =$	275,72	= Módulo vector solicitante
$MV\ res = \{ (P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2 \}^{1/2} =$	270,79	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol =$	0,9821	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

TABLA 7-7: SALIDA CIRSOC\_FLEX PARA MOMENTO NEGATIVO.

- CORTE

<b><u>CORTE</u></b>		
Tensión de fluencia del acero	$f_y =$	420 MPa
Resistencia a compresión del hormigón:	$f'_c =$	30 MPa
Recubrimiento:	$rec =$	2 cm
Diámetro de la armadura de flexión:	$d_f =$	16 mm
Altura de la sección:	$h =$	90 cm
Ancho de la sección:	$b_w =$	20 cm
Diámetro de estribos:	$d_b =$	8 mm
Corte último:	$V_u =$	143,7 kN
Altura útil:	$d =$	85,40 cm
Factor de reducción de resistencia:	$\phi =$	0,75
Resistencia proporcionada por el hormigón y la arm. de flexión:	$V_c =$	155,92 kN
	$\phi \times V_c =$	116,94 kN
Esfuerzo de corte último límite ( $0,5 \phi V_c$ ):	$V_{u\_lim} =$	58,47 kN
	$V_s \text{ nec} =$	35,64 kN
Número de ramas:	$n =$	2
	$s_{nec}$	101,17 cm
	SEP	30 cm

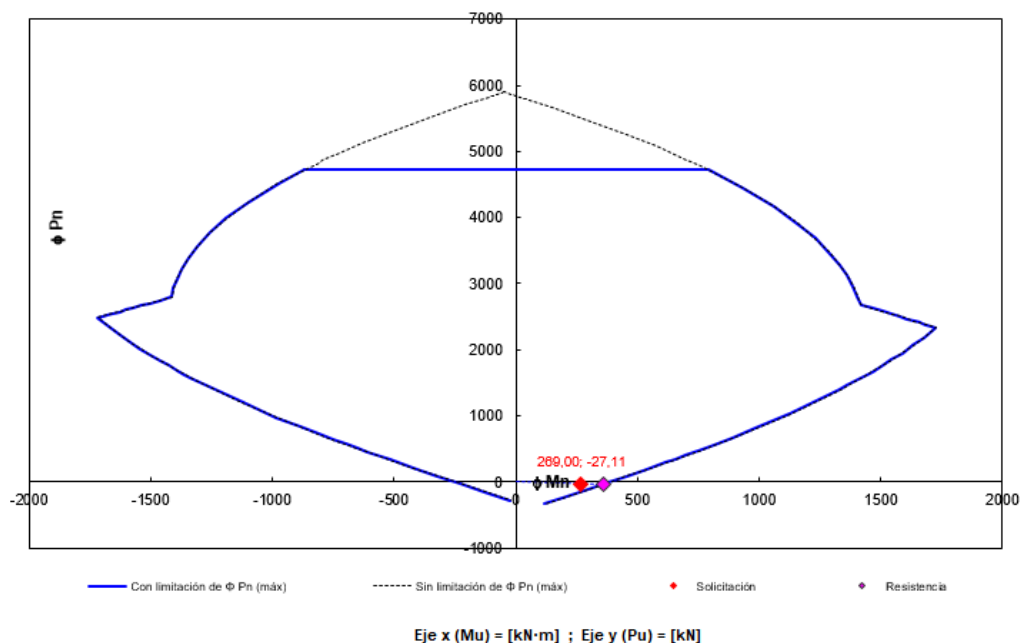
TABLA 7-8: ARMADURA DE CORTE.

## 7.4.4.3 VIGA 20X170

- Verificación de las armaduras adoptadas con tracción fibra inferior

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	-27,11	kN
Momento mayorado =	$M_u =$	269,00	kN·m
	$M_u / P_u =$	-9,923	m

(positivo tracciona fibra inferior)



En el diagrama anterior el rombo rojo indica la sollicitación y el rombo magenta la resistencia correspondiente a una excentricidad igual a la de la sollicitación.

Si se mantiene la excentricidad de las sollicitaciones se obtienen los siguientes valores en el diagrama resistente:

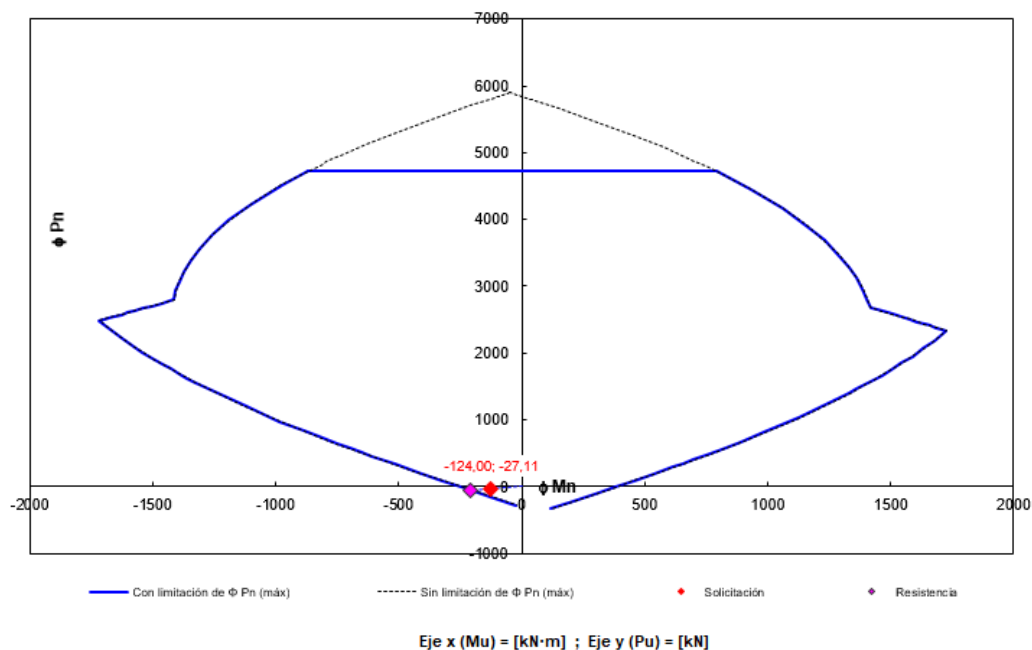
$P_{u\ res}$	=	-36,11	kN
$M_{u\ res}$	=	358,34	kN·m
$MV\ sol = \{ (P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2 \}^{1/2}$	=	270,36	= Módulo vector solicitante
$MV\ res = \{ (P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2 \}^{1/2}$	=	360,16	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol$	=	1,3321	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

TABLA 7-9: SALIDA CIRSOC\_FLEX VERIFICACIÓN MOMENTO POSITIVO.



- Verificación de las armaduras adoptadas con tracción fibra superior

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	-27,11	kN	
Momento mayorado =	$M_u =$	-124,00	kN·m	(positivo tracciona fibra inferior)
	$M_u / P_u =$	4,574	m	



En el diagrama anterior el rombo rojo indica la sollicitación y el rombo magenta la resistencia correspondiente a una excentricidad igual a la de la sollicitación.

Si se mantiene la excentricidad de las sollicitaciones se obtienen los siguientes valores en el diagrama resistente:

$P_{u\ res} =$	-46,12	kN
$M_{u\ res} =$	-210,93	kN·m
$MV\ sol = [(P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2]^{1/2} =$	126,93	= Módulo vector solitante
$MV\ res = [(P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2]^{1/2} =$	215,91	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol =$	1,7011	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

TABLA 7-10: SALIDA CIRSOC\_FLEX VERIFICACIÓN MOMENTO POSITIVO.

- CORTE

<b>CORTE</b>		
Tensión de fluencia del acero	$f_y =$	420 MPa
Resistencia a compresión del hormigón:	$f'_c =$	30 MPa
Recubrimiento:	$rec =$	2 cm
Diámetro de la armadura de flexión:	$d_f =$	20 mm
Altura de la sección:	$h =$	170 cm
Ancho de la sección:	$b_w =$	20 cm
Diámetro de estribos:	$d_b =$	8 mm
Corte último:	$V_u =$	111,4 kN
Altura útil:	$d =$	165,20 cm
Factor de reducción de resistencia:	$\phi =$	0,75
Resistencia proporcionada por el hormigón y la arm. de flexión:	$V_c =$	301,61 kN
	$\phi \times V_c =$	226,21 kN
Esfuerzo de corte último límite ( $0,5 \phi V_c$ ):	$V_{u\_lim} =$	113,10 kN
	$V_s nec =$	-153,09 kN
Número de ramas:	$n =$	2
	$s_{nec}$	N/A cm
	SEP	-45,5622 cm

TABLA 7-11: ARMADURA DE CORTE.

### 7.4.5 DEFORMACIÓN

Se realiza el cálculo de la deformada de las vigas con mayor luz de las secciones analizadas:

- V20x50
- V20x90
- V20x170

Se verifica que no superen la flecha admisible, siendo  $f_{adm}$ :

$$f_{adm} := \frac{L}{360}$$

VIGA	Lmax	f software	f adm	VERIFICA
	[m]	[cm]	[cm]	
20X50	20	0,9	5,6	SI
20X90	24,2	1,3	6,7	SI
20X170	27,5	0,5	7,6	SI

TABLA 7-12: FLECHA ADMISIBLE

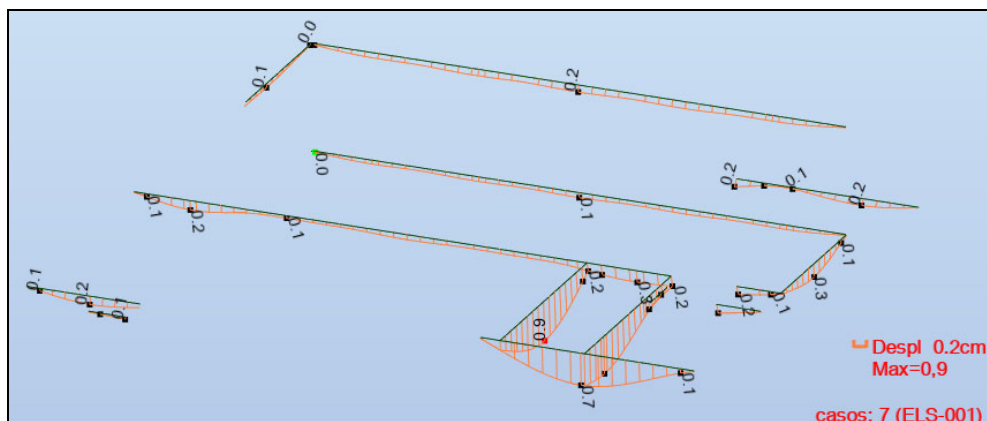


FIGURA 7.11: DEFORMADA V20X50



## 7.5 COLUMNAS

### 7.5.1 SOLICITACIONES DIMENSIONANTES

A continuación se muestran las solicitaciones últimas máximas para el elemento viga, extraídas del programa de cálculo

Columna	Sección		Altura	Área	Axil	Mom.
N°	a (m)	b (m)	h (m)	(m2)	kN	kNm
C8	0,2	0,2	4	400	312,69	-3,07

TABLA 7-13: CARGAS ULTIMAS

### 7.5.2 DIAGRAMAS DE SOLICITACIONES

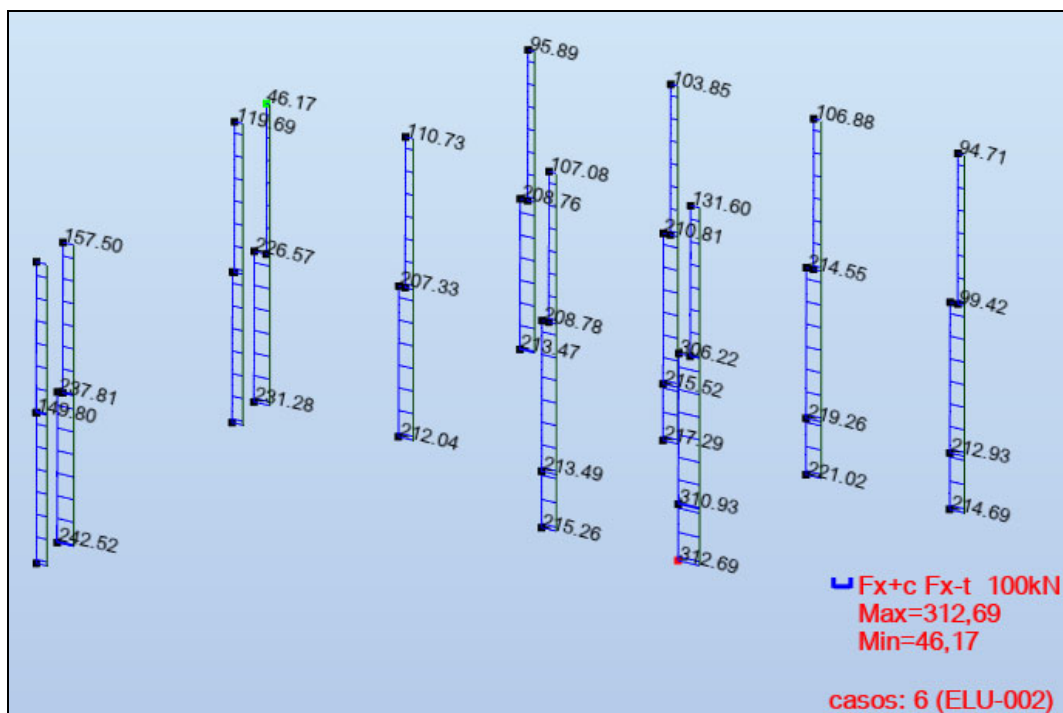


FIGURA 7.14: SOLICITACIONES AXIL EN COLUMNAS

**7.5.3 DIMENSIONADO**

Sobre planta baja													
Columna	Sección		Altura	Área	Axil	Mom.	cuantía	As nec	$\phi$ barras	As $\Phi b$	barras	As, adoptada	Estribo adoptado
N°	a (m)	b (m)	h (m)	(m <sup>2</sup> )	kN	kNm	$\rho$	(cm <sup>2</sup> )	(mm)	(cm <sup>2</sup> )	n		
C1	0,2	0,2	4	400	213,58	-0,17	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C2	0,2	0,2	4	400	217,3	-0,1	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C3	0,2	0,2	4	400	221,04	-0,2	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C4	0,2	0,2	4	400	214,72	-0,54	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C5	0,2	0,2	4	400	233,06	0,57	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C6	0,2	0,2	4	400	212,36	-0,11	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C7	0,2	0,2	4	400	215,18	-0,81	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C8	0,2	0,2	4	400	312,69	-3,07	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C9	0,2	0,2	4	400	150,07	-1,25	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C10	0,2	0,2	4	400	241,24	2,26	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C11	0,2	0,2	4	400	154,37	0,08	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm

TABLA 7-14: SECCIÓN Y ARMADURA EN COLUMNAS S/PB.

Sobre planta alta													
Columna	Sección		Altura	Área	Axil	Mom.	cuantía	As nec	$\phi$ barras	As $\Phi b$	barras	As, adoptada	Estribo adoptado
N°	a (m)	b (m)	h (m)	(m <sup>2</sup> )	kN	kNm	$\rho$	(cm <sup>2</sup> )	(mm)	(cm <sup>2</sup> )	n		
C1	0,2	0,2	4	400	100,75	-0,48	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C2	0,2	0,2	4	400	108,55	0,03	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C3	0,2	0,2	4	400	111,61	-0,15	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C4	0,2	0,2	4	400	99,45	-1,55	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C5	0,2	0,2	4	400	53,01	1,14	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C6	0,2	0,2	4	400	115,72	-0,03	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C7	0,2	0,2	4	400	111,72	-1,64	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C8	0,2	0,2	4	400	136,3	-7,59	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C9	0,2	0,2	4	400	118,24	-2,19	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C10	0,2	0,2	4	400	160,85	4,96	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm
C11	0,2	0,2	4	400	157,32	0,79	0,01	4	12	1,13	4	4,52	1E ° $\phi 6/14$ cm

TABLA 7-15: SECCIÓN Y ARMADURA EN COLUMNAS S/PA.

**7.5.4 VERIFICACION****COLUMNA 20x20****DATOS:**

Hormigon  $f'_c := 30\text{MPa}$   
 $E_{H^o} = 25742.96\text{MPa}$

Acero  $f_y := 420\text{MPa}$   
 $E_s := 200000\text{MPa}$   
 $r := 4\text{cm}$

**DIMENSIONES**

$b := 20\text{cm}$   $b_c := b = 0.2\text{m}$   
 $h := 20\text{cm}$   $h_c := h = 0.2\text{m}$   
 $b_v := 20\text{cm}$   
 $h_v := 90\text{cm}$

1. Carga Ultima Pu

$$P_u := 312.69\text{kN}$$

2. Verificamos pequeña excentricidad

$$\text{Verifica} := \begin{cases} \text{"SI"} & \text{if } P_u > 0.1 \cdot b \cdot h \cdot f'_c \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"SI"}$$

3. Adoptamos M2 y M1

$$M_2 > 0 \text{ y } M_2 > M_1$$

$$M_2 := 5.27\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 := 3.07\text{kN}\cdot\text{m}$$

4. Calculamos M2 min

$$M_{2\min} := P_u \cdot \left( 0.015\text{m} + 0.03\text{m} \cdot \frac{h}{100\text{cm}} \right) = 6.566\text{kN}\cdot\text{m} \quad h \text{ va en metros}$$

- 4.1. Vemos si M2 es >/< a M2min

$$M_2 := \max(M_2, M_{2\min}) = 6.57\text{m}\cdot\text{kN}$$

5. Calculamos la esbeltez limite

$$\lambda_{m\lim} := 34 - 12 \cdot \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 27.009$$

para ver si podemos ignorar los efectos de 2° orden, veremos si se cumple:

$$\lambda_m = \frac{k \cdot l_u}{r} \quad \lambda_m \leq \lambda_{m\lim}$$

## 6. Cálculo la esbeltez mecánica de la columna dato

## a) Coeficiente de rigidez

$\psi$ :i rigideces relativas entre columnas y vigas que llegan a cada nudo de la columna a dimensionar.

$$k := 1$$

b) Longitud sin arriostramiento ( $l_u$ )

$$l_u := L_{c2} - \frac{h_v}{2} = 3.55 \text{ m}$$

c) Radio de giro  $r$ 

$$r_g := \sqrt{\frac{I_{gc}}{A_{gc}}} = 0.058 \text{ m} \quad r_g := 0.30 \cdot h = 0.06 \text{ m}$$

es aproximadamente

d) Finalmente calculamos  $\lambda_m$ 

$$\lambda_m := \frac{k \cdot l_u}{r_g} = 61.488$$

$$\text{Verifica}_{\text{esbeltez}} := \begin{cases} \text{"SI"} & \text{if } \lambda_m < \lambda_{m_{\text{lim}}} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"NO"} \quad \text{Entonces consideramos efecto de segundo orden.}$$

## e) Cálculo momento amplificado

$$P_{cr} := \pi^2 \cdot \frac{E_H \cdot I_c}{(k \cdot l_u)^2} = 1881.648 \cdot \text{kN}$$

$$C_m := 0.6 + 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 0.833$$

$$\delta := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_{cr}}} = 1.07$$

$$M_u := \delta \cdot M_2 = 7.027 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



7. Calculamos armadura necesaria, vamos a calcular todos los datos para entrar al abaco

$$f_c = 30 \cdot \text{MPa}$$

$$f_y = 420 \cdot \text{MPa}$$

$$r := 4 \text{ cm} \quad \text{se adopta este valor.}$$

$$\gamma := \frac{h_c - 2 \cdot r}{h_c} = 0.6$$

$$n := \frac{P_u}{b \cdot h} = 7.817 \cdot \text{MPa}$$

$$m := \frac{M_u}{b \cdot h^2} = 0.878 \cdot \text{MPa}$$

a) Entrar al diagrama de interaccion con estos datos y n obtener la cuantia de armadura

$$\rho := 0.01$$

$$A_{s_{nec}} := \rho \cdot b \cdot h = 4 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{En cada cara } A_s/2 \quad A_{s_{nec1}} := \frac{A_{s_{nec}}}{2} = 2 \cdot \text{cm}^2$$

b) Adoptar armadura

En cada cara adoptamos  $2\phi 12$

$$A_{s_{adoptado}} := 2.16 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{total}} := 2 \cdot A_{s_{adoptado}} = 4.32 \cdot \text{cm}^2$$

c) Armadura longitudinal

Cuantias longitudinales

$$\text{minima} \quad A_{s_{min}} := 0.001 \cdot b \cdot h = 0.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{maxima} \quad A_{s_{max}} := 0.008 \cdot b \cdot h = 3.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Verifica} := \begin{cases} \text{"SI"} & \text{if } A_{s_{adoptado}} > A_{s_{min}} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"SI"}$$

$$\text{Verifica} := \begin{cases} \text{"SI"} & \text{if } A_{s_{adoptado}} < A_{s_{max}} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"SI"}$$

- Cantidad de barras total  $n \geq 4$
- Diametro  $d_b \geq 12\text{mm}$

Adoptamos armadura longitudinal  $n_s := 4$   $d_b := 12\text{mm}$

- Separación mínima  $t_{ma} := 2.5\text{cm}$

$$S_{min} := \min(1.5 \cdot d_b, 40\text{mm}, 1.3 \cdot t_{ma}) = 1.8 \cdot \text{cm}$$

- Separacion maxima  $S_{max} := 30\text{cm}$

## 8. ESTRIBOS

### a ) Diametro de estribos

$$d_b \leq \phi 16$$

$$d_{e\phi 6} := \begin{cases} \text{"}\phi 6\text{"} & \text{if } d_b \leq 16\text{mm} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"}\phi 6\text{"}$$

$$d_{e\phi 8} := \begin{cases} \text{"}\phi 8\text{"} & \text{if } 16\text{mm} \leq d_b \leq 25\text{mm} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"NO"}$$

$$d_{e\phi 10} := \begin{cases} \text{"}\phi 10\text{"} & \text{if } 25\text{mm} \leq d_b \leq 32\text{mm} \\ \text{"NO"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"NO"}$$

$$d_e := 6\text{mm}$$

### b ) Separacion maxima

$$s_{max} := \min(12 \cdot d_b, 48 \cdot d_e, \min(b, h)) = 14.4 \cdot \text{cm}$$

Adoptamos E°:  $\phi 6$  c/14cm

### c ) Separacion entre armaduras longitudinales

$$x_{max} := 15 \cdot d_e = 9 \cdot \text{cm}$$

$$x := \frac{b - 2 \cdot r - 2 \cdot d_e - n \cdot d_b}{n - 1} = 2 \cdot \text{cm}$$

si  $X < X_{max}$ , entonces no requiere restriccion adicional.

## 7.6 FUNDACIONES

### 7.6.1 BASE AISLADA

Todas las columnas tendrán bases aisladas como fundación a -1,50m de profundidad.

#### 7.6.1.1 SOLICITACIONES DIMENSIONANTE

A continuación se muestran las solicitaciones últimas máximas y el dimensionamiento para la base aislada más solicitada.

BASE N°	Sección		Área (m <sup>2</sup> )	Axil(ELU)	
	a (m)	b (m)		kN	kN
C8	2,2	2,2	4,84	475,81	350,9

TABLA 7-16: CARGAS ÚLTIMAS.

#### 7.6.1.2 DIAGRAMAS DE REACCIONES

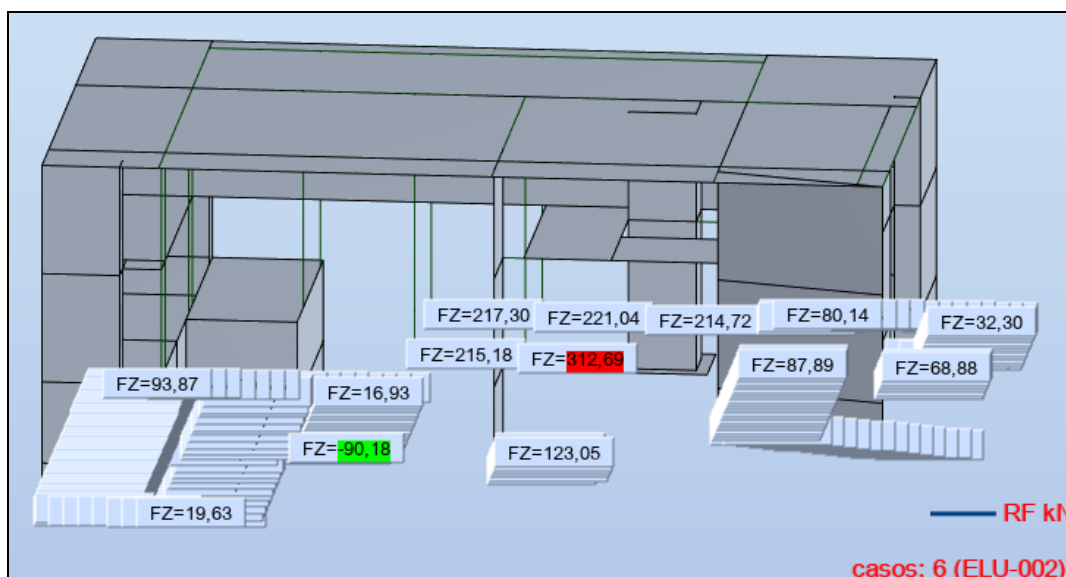


FIGURA 7.15: REACCIÓN AXIL EN COLUMNAS

## 7.6.1.3 DIMENSIONADO

Base de Columna 8

Resistencia del hormigón	f'c	3	kN/cm2
Tensión de fluencia del acero	fy:	42	kN/cm2
Profundidad de la base	h:	1,4	m
Peso específico del suelo	Ys:	18	kN/m3
Tensión admisible del terreno		180	kN/m2

## Características de la base

Largo de la base	Lx:	2,2	m
Ancho de la base	Ly:	2,2	m
Altura de la base	H:	0,6	m
Altura del zócalo	Z:	0,25	m
Recubrimiento	r:	5	cm

## Características de la columna

Largo de columna	a:	20	cm
Ancho de columna	b:	20	cm
Esfuerzo axil en ELU ELS	P:	242,86	kN
Esfuerzo axil en ELU	Pu:	312,69	kN

$$\sigma_{suelo} \leq \sigma_{ADM}$$

$$50,18 \text{ kN/m}^2 \leq 180 \text{ kN/m}^2$$

## 7.6.1.4 VERIFICACIONES

## BASE AISLADA

Datos :

$$N := 242.86 \text{ kN}$$

$$d_1 := 20 \text{ cm}$$

$$N_u := 312.69 \text{ kN}$$

$$M := 2.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

$$d_2 := 20 \text{ cm}$$

$$M_u := 3.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} := 180 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

1 ) Calcular excentricidad

$$e := \frac{M}{N} = 0.91 \text{ cm} \quad \text{se desprecia la excentricidad}$$

2 ) Adoptamos lados de la base

$$a_1 := 2.2 \text{ m}$$

$$a_2 := 2.2 \text{ m}$$

$$\text{Area} := a_1 \cdot a_2 = 4.84 \text{ m}^2$$

3 ) Calculamos d; D; z

$$r := 5 \text{ cm}$$

$$b_1 := 2 \cdot r + d_1 = 0.3 \text{ m}$$

$$b_2 := 2 \cdot r + d_2 = 0.3 \text{ m}$$

$$D := \max\left(\frac{a_1 - b_1}{3}, \frac{a_2 - b_2}{3}\right) = 0.633 \text{ m}$$

$$D := 0.7 \text{ m}$$

$$d := D - r = 0.65 \text{ m}$$

$$z := \max\left(25 \text{ cm}, \frac{D}{5}\right) = 0.25 \text{ m}$$

4 ) Calculamos armadura (usamos cargas mayoradas)

$$\phi := 0.9$$

$$\sigma_s := \frac{N_u}{\text{Area}} = 64.605 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{LR1} := (a_1 - b_1)^2 a_2 \frac{\sigma_s}{8} = 64.137 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LR2} := (a_2 - b_2)^2 a_1 \frac{\sigma_s}{8} = 64.137 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s1} := \frac{1.2 \cdot M_{LR1}}{\phi \cdot 0.8 \cdot d \cdot f_y} = 3.916 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s2} := \frac{1.2 \cdot M_{LR2}}{\phi \cdot 0.8 \cdot d \cdot f_y} = 3.916 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s1'} := \frac{A_{s1}}{a_2} = 1.78 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s2'} := \frac{A_{s2}}{a_1} = 1.78 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s1_{\text{adop}}} := 3.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Separacion

$$A_{s\phi 10} := 0.785 \text{cm}^2$$

$$\text{Sep} := \frac{A_{s\phi 10}}{A_{s1_{\text{adop}}}} = 19.975 \cdot \text{cm}$$

Se adopta en ambas direcciones  $\phi 10\text{c}/20$  (3.93 cm<sup>2</sup>/m)

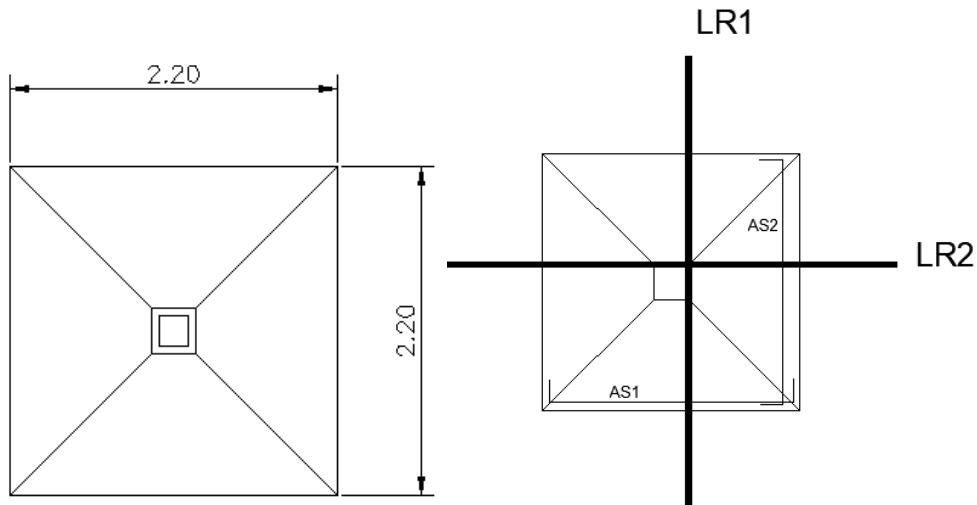


FIGURA 7.16: BASE AISLADA

## 7.6.2 BASE CORRIDA

### 7.6.2.1 SOLICITACIONES DIMENSIONANTES

BASE	Sección		Reacción (ELU)	Reacción (ELs)
N°	a (m)	b (m)	kN	kN
TABIQUE	1	1,4	179,18	146,60

TABLA 7-17: REACCIONES BASE COMBINADA

### 7.6.2.2 DIAGRAMAS DE REACCIONES

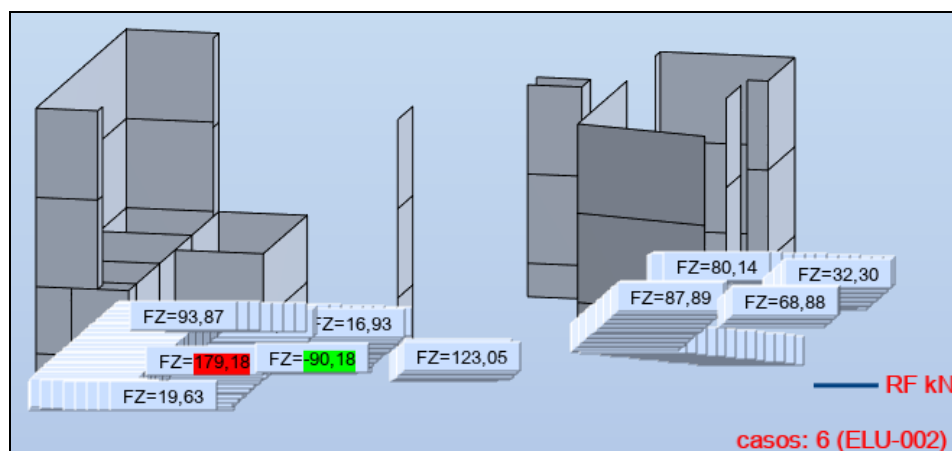


FIGURA 7.17: REACCIONES EN ELU.

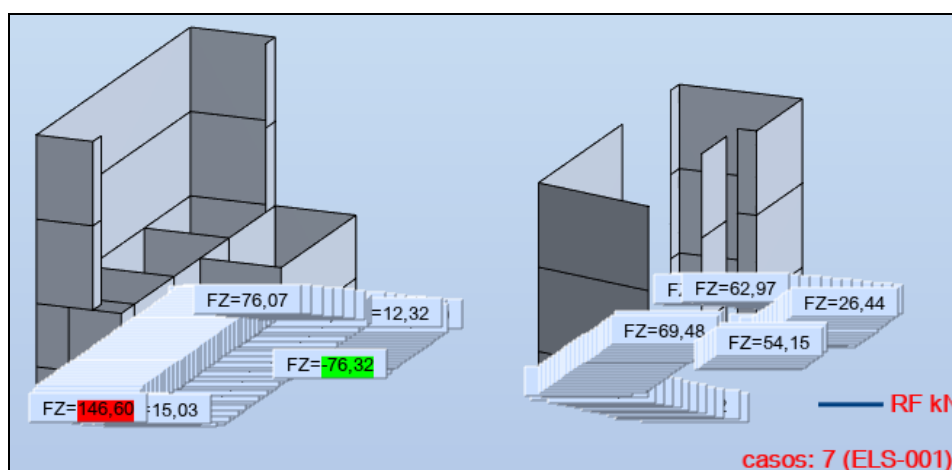


FIGURA 7.18: REACCIONES EN ELS.

## 7.6.2.3 DIMENSIONADO

**BASE COMBINADA**

Resistencia del hormigón	f'c	3	kN/cm2
Tensión de fluencia del acero	fy:	42	kN/cm2
Profundidad de la base	h:	1,4	m
Peso específico del suelo	Ys:	18	kN/m3
Tensión admisible del terreno		180	kN/m2

## Características de la base

Largo de la base	Lx:	1,4	m
Ancho de la base	Ly:	1	m
Altura de la base	H:	0,4	m
Recubrimiento	r:	5	cm

## Características del tabique

Largo de columna	a:	100	cm
Ancho de columna	b:	20	cm

Esfuerzo axil en ELS	P:	146,6	kN
Esfuerzo axil en ELU	Pu:	179,18	kN

$$\sigma_{suelo} \leq \sigma_{ADM}$$

$$104,71 \text{ kN/m}^2 \leq 180 \text{ kN/m}^2$$



## 7.6.2.4 VERIFICACIONES

## BASES CORRIDA

Datos :

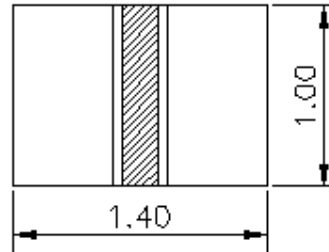
$$\begin{aligned}
 N &:= 146.60 \text{ kN} & f_y &:= 420 \text{ MPa} \\
 N_u &:= 179.18 \text{ kN} & E_s &:= 210000 \text{ MPa} \\
 d_1 &:= 100 \text{ cm} & \sigma_{adm} &:= 180 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 d_2 &:= 20 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Adoptamos lados de la base

$$a_1 := 1 \text{ m}$$

$$a_2 := 1.4 \text{ m}$$

$$\text{Area} := a_1 \cdot a_2 = 1.4 \text{ m}^2$$



- Verificamos tensiones en el suelo

$$\frac{N}{\text{Area}} = 104.714 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{suelo}} := \begin{cases} \text{"VERIFICA"} & \text{if } \frac{N}{\text{Area}} \leq \sigma_{adm} \\ \text{"VERIFICA"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"VERIFICA"}$$

- Calculamos d;D

$$r := 5 \text{ cm}$$

$$b_1 := 1 \text{ m}$$

$$b_2 := 2 \cdot r + d_2 = 0.3 \text{ m}$$

$$D := \max\left(\frac{a_1 - b_1}{3}, \frac{a_2 - b_2}{3}\right) = 0.367 \text{ m}$$

$$D := 0.4 \text{ m}$$

$$d := D - r = 0.35 \text{ m}$$

- Calculamos armadura (usamos cargas mayoradas)

$$\phi := 0.9$$

$$\sigma_t := \frac{N_u}{\text{Area}} = 127.986 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

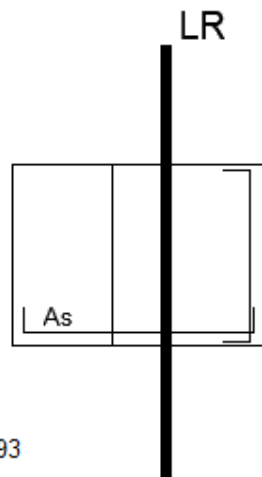
$$M_{LR} := (a_2 - b_2)^2 a_1 \cdot \frac{\sigma_t}{8} = 19.358 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{1.2 \cdot M_{LR}}{\phi \cdot 0.8 \cdot d \cdot f_y} = 2.195 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s'} := \frac{A_s}{a_1} = 2.195 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{armadura necesaria}$$

$$A_{s_{\text{adop}}} := 3.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se adopta en ambas direcciones  $A_s$  mínimo  $\phi 10\text{c}/20$  (3.93  $\text{cm}^2/\text{m}$ )



### 7.6.3 PLATEA

La caja de ascensor del edificio posee como fundación una platea de espesor 0,30m, fundado a 1,50m de profundidad.

#### 7.6.3.1 SOLICITACIONES DIMENSIONANTES

	Esfuerzo Membranal	Esfuerzo Membranal	Esfuerzo Membranal	Esfuerzo Membranal	Momento Positivo	Momento Negativo
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)	(kNm/m)
PLATEA	4,54	-20,26	7,22	-20,65	38,32	-12,01

TABLA 7-18: SOLICITACIONES PLATEA

#### 7.6.3.2 DIAGRAMAS DE SOLICITACIONES

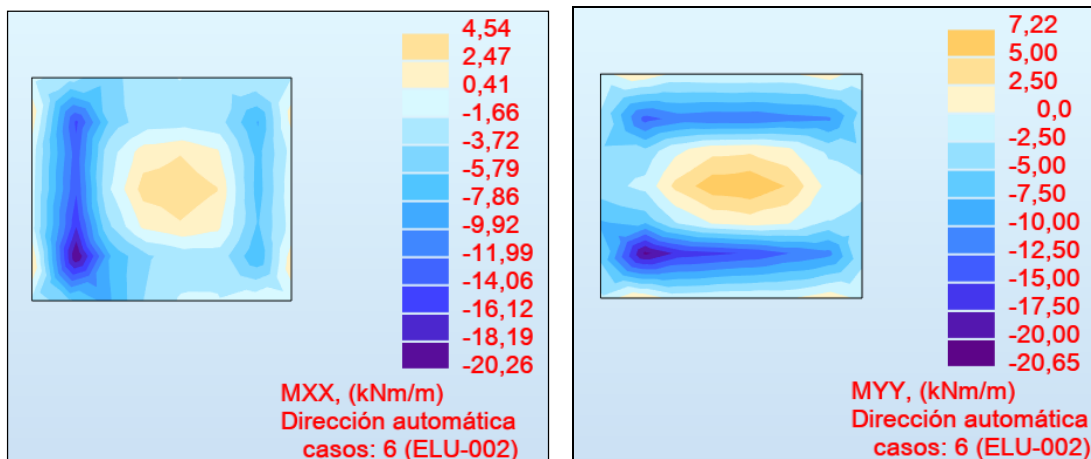


FIGURA 7.19: MOMENTOS EN LA PLATEA

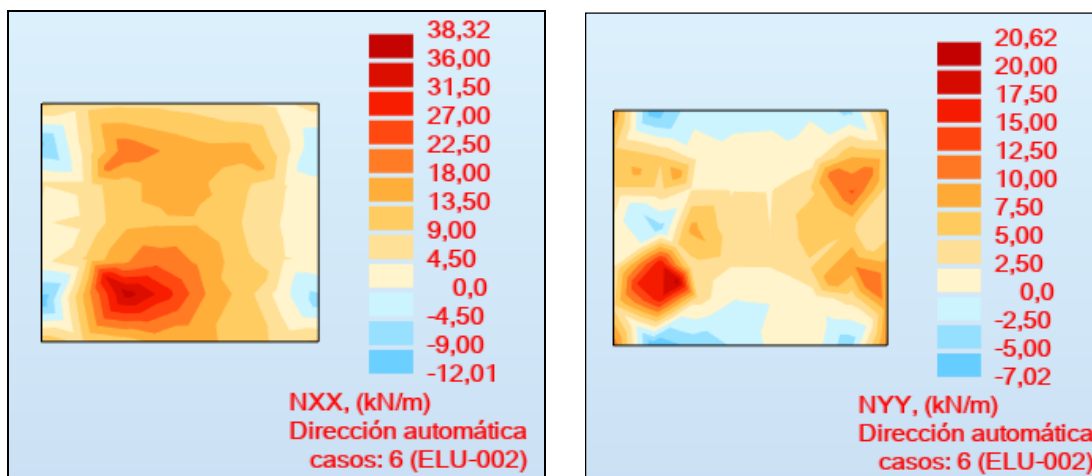


FIGURA 7.20: ESFUERZOS MEMBRANALES

## 7.6.3.3 DIMENSIONADO

Nivel	Armadura interior Transv. O Vertical	Armadura exterior Transv. O Vertical	Armadura interior Long. O Horizontal	Armadura exterior Long. O Horizontal
PLATEA	$\phi 12c/30cm$ (3,77 cm <sup>2</sup> /m)	$\phi 12c/30cm$ (3,77 cm <sup>2</sup> /m)	$\phi 12c/30cm$ (3,77 cm <sup>2</sup> /m)	$\phi 12c/30cm$ (3,77 cm <sup>2</sup> /m)

TABLA 7-19: ARMADURAS ADOPTADAS

## 7.6.3.4 VERIFICACIONES

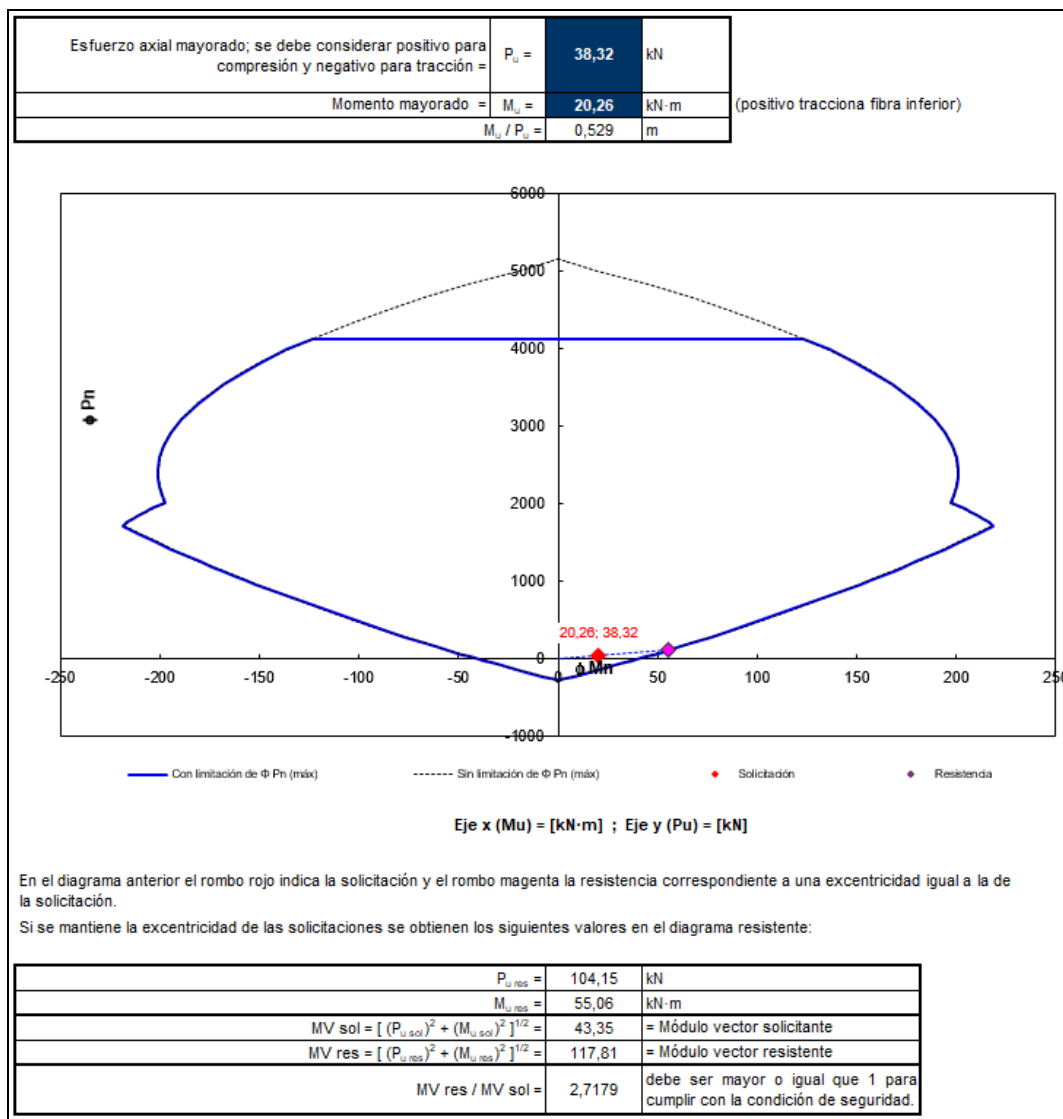


TABLA 7-20: SALIDA CIRSOC FLEX\_VERIFICACION ARMADURA

## 7.6.3.5 TENSION ADMISIBLE EN EL SUELO

No se supera la tensión admisible del suelo, siendo:

$$\sigma_{adm} := 180 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

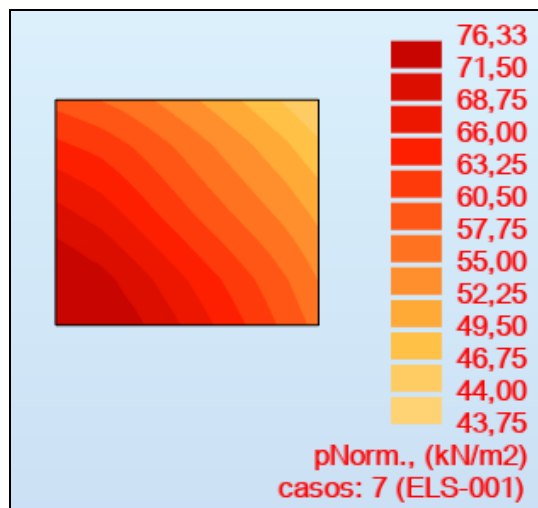


FIGURA 7.21: REACCION DEL SUELO

## 7.7 TABIQUES

### 7.7.1 SOLCITACIONES DIMENSIONANTES

A continuación se muestran las solicitaciones dimensionantes últimas para el elemento tabique, extraídas del programa de cálculo.

	Nivel	Esfuerzo Membranal X-X	Esfuerzo Membranal Y-Y	Momento X-X	Momento Y-Y
		(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)	(kNm/m)
T2 al T5	Todos	58,34	439,27	83,99	23,26
T 1	PB y PA				
T 6	Todos	145,53	299,59	70	38,72
T 1	Subsuelo				

TABLA 7-21: CARGAS ÚLTIMAS

### 7.7.2 DIAGRAMA DE SOLICITACIONES

- T2 al T5: todos los niveles.
- T1: PB y PA.

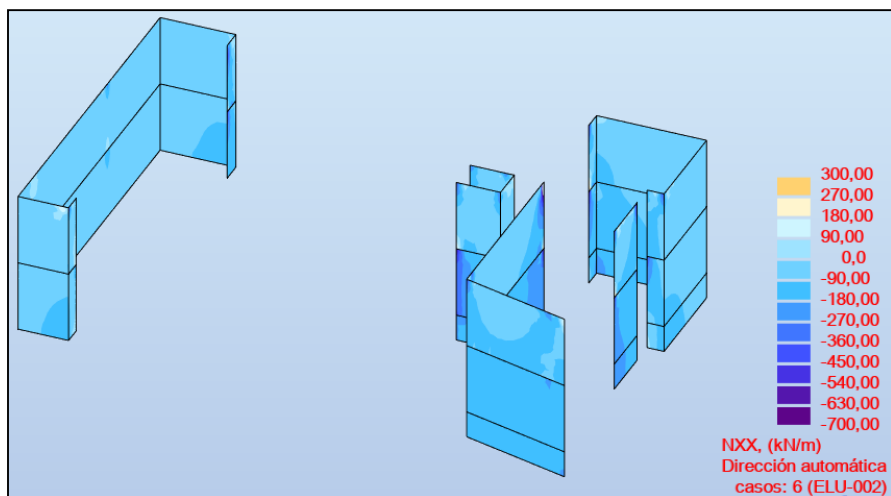


FIGURA 7.22: ESFUERZO DE MEMBRANA TABIQUE X-X [kN/M]

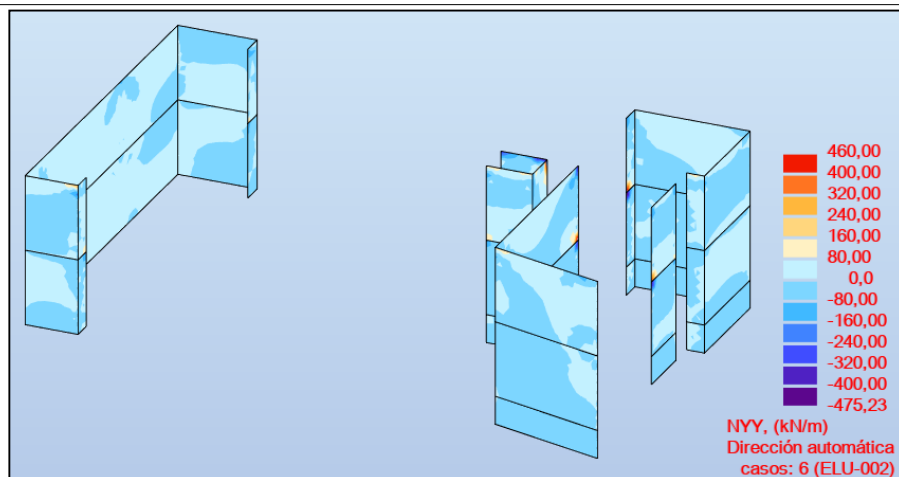


FIGURA 7.23: ESFUERZO DE MEMBRANA TABIQUE Y-Y [kN/M]

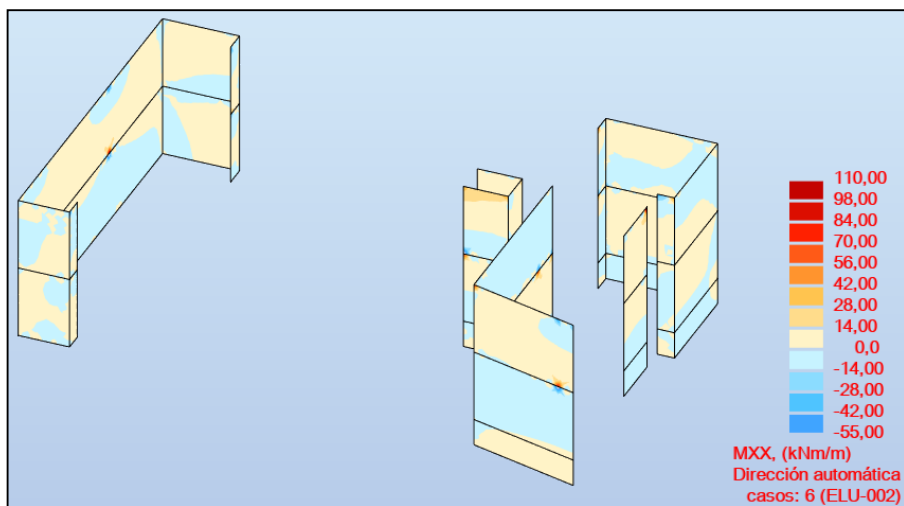


FIGURA 7.24: MOMENTO TABIQUE X-X [kNm/M]

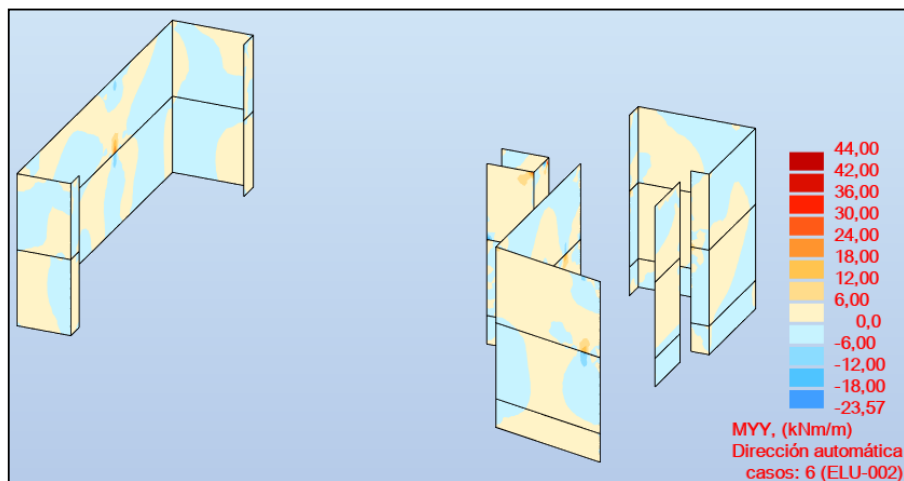


FIGURA 7.25: MOMENTO TABIQUE Y-Y [kNm/M]

- T6: todos los niveles.
- T1: subsuelo.

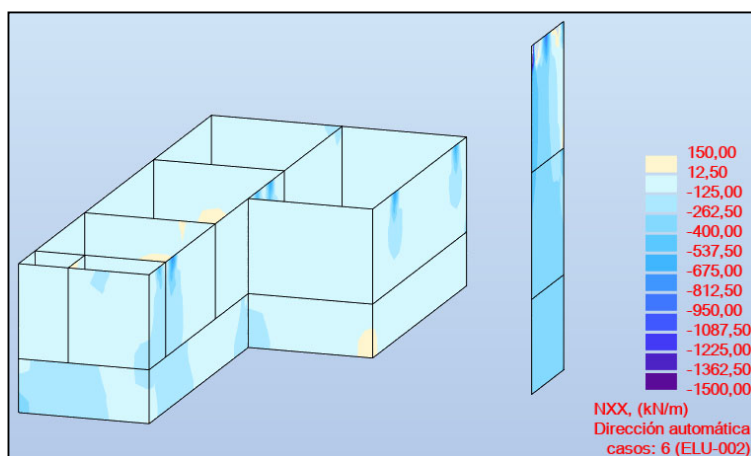


FIGURA 7.26: ESFUERZO DE MEMBRANA TABIQUE X-X [kN/M]

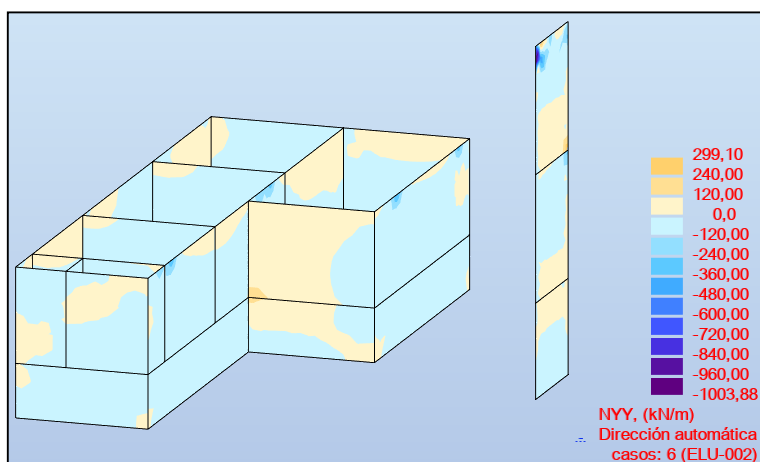


FIGURA 7.27: ESFUERZO DE MEMBRANA TABIQUE Y-Y [kN/M]

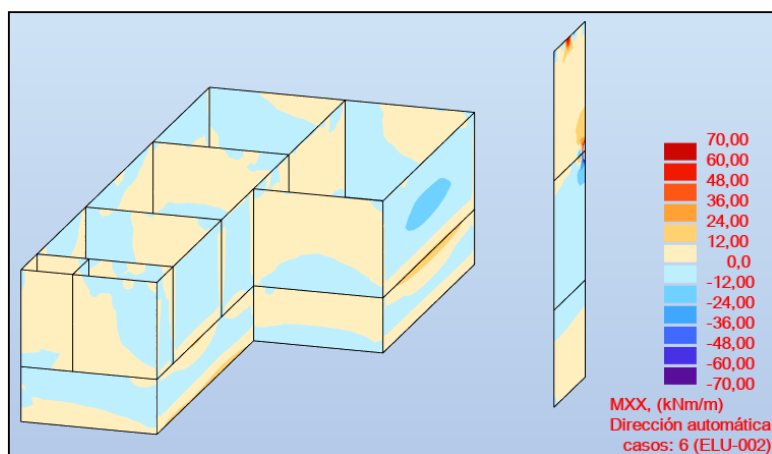


FIGURA 7.28: MOMENTO TABIQUE X-X [kNm/M]



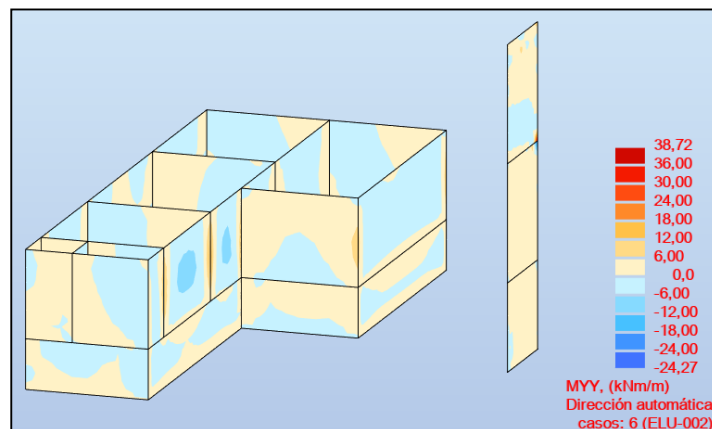


FIGURA 7.29: MOMENTO TABIQUE Y-Y [kNm/m]

### 7.7.3 DIMENSIONADO

#### Armaduras en los tabiques

Nivel		Armadura interior Transv. O Vertical	Armadura exterior Transv. O Vertical	Armadura interior Long. O Horizontal	Armadura exterior Long. O Horizontal
T2 al T5	Todos	$\phi 16c/10cm$	$\phi 16c/10cm$	$\phi 16c/10cm$	$\phi 16c/10cm$
T1	PB y PA	(20,11 cm <sup>2</sup> /m)	(20,11 cm <sup>2</sup> /m)	(20,11 cm <sup>2</sup> /m)	(20,11 cm <sup>2</sup> /m)
T6	Todos	$\phi 16c/20cm$	$\phi 16c/20cm$	$\phi 16c/20cm$	$\phi 16c/20cm$
T1	Subsuelo	(10,05 cm <sup>2</sup> /m)	(10,05 cm <sup>2</sup> /m)	(10,05 cm <sup>2</sup> /m)	(10,05 cm <sup>2</sup> /m)

TABLA 7-22: ARMADURAS ADOPTADAS

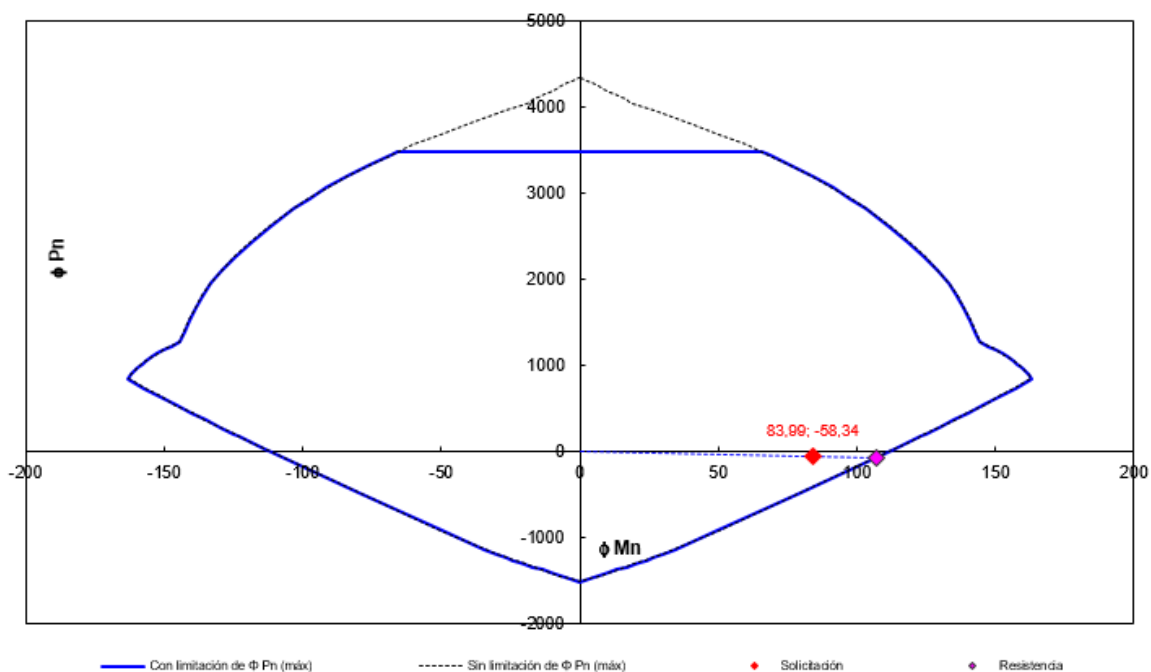
**7.7.4 VERIFICACION**

- T2 al T5: todos los niveles.
- T1: PB y PA.

**CONDICIÓN DE SEGURIDAD PARA UNA SOLICITACIÓN DADA**

Si no se desea graficar una solicitud en el diagrama, introducir valores nulos para  $P_u$  y  $M_u$

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	-58,34	kN	
Momento mayorado =	$M_u =$	83,99	kN·m	(positivo tracciona fibra inferior)
	$M_u / P_u =$	-1,440	m	



Eje x ( $M_u$ ) = [kN·m] ; Eje y ( $P_u$ ) = [kN]

En el diagrama anterior el rombo rojo indica la solicitud y el rombo magenta la resistencia correspondiente a una excentricidad igual a la de la solicitud.

Si se mantiene la excentricidad de las solicitudes se obtienen los siguientes valores en el diagrama resistente:

$P_{u\ res} =$	-74,30	kN
$M_{u\ res} =$	106,96	kN·m
$MV\ sol = [(P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2]^{1/2} =$	102,26	= Módulo vector solicitante
$MV\ res = [(P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2]^{1/2} =$	130,23	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol =$	1,2735	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

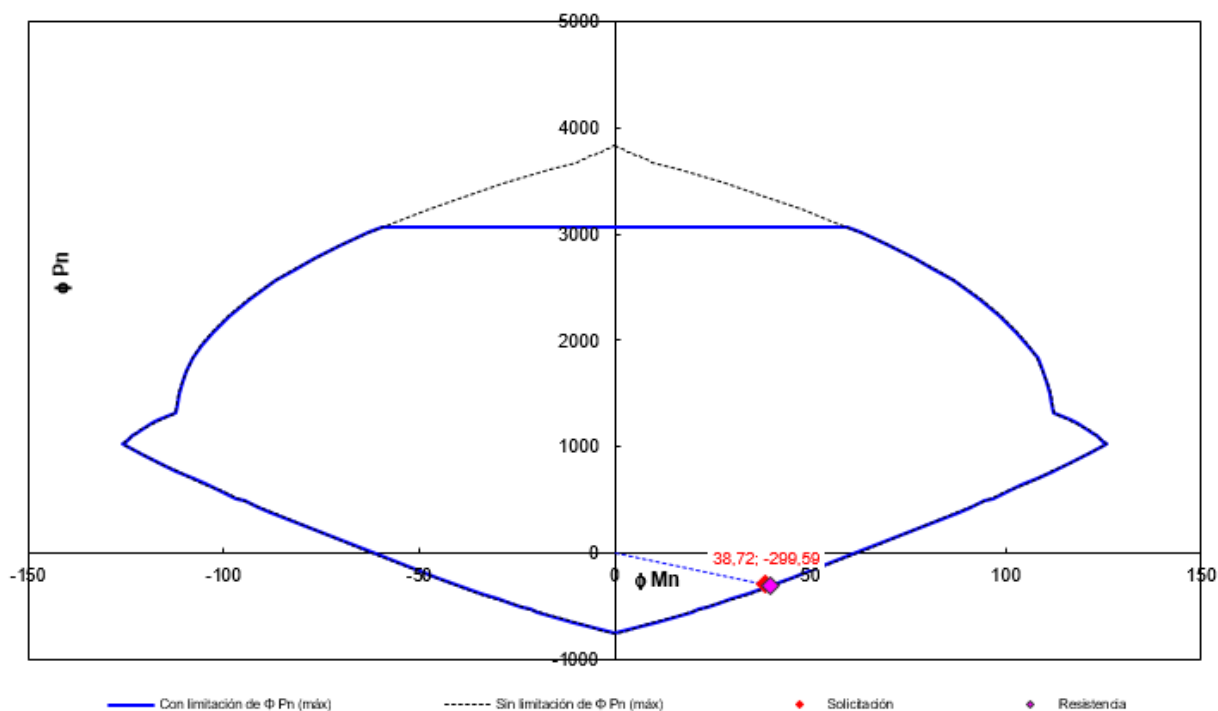
TABLA 7-23: SALIDA CIRSOC\_FLEX VERIFICACIÓN MOMENTO POSITIVO.

- T6: todos los niveles.
- T1: subsuelo.

**CONDICIÓN DE SEGURIDAD PARA UNA SOLICITACIÓN DADA**

Si no se desea graficar una solicitación en el diagrama, introducir valores nulos para  $P_u$  y  $M_u$

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción =	$P_u =$	-299,59	kN	
Momento mayorado =	$M_u =$	38,72	kN·m	(positivo tracciona fibra inferior)
	$M_u / P_u =$	-0,129	m	



Eje x ( $M_u$ ) = [kN·m] ; Eje y ( $P_u$ ) = [kN]

En el diagrama anterior el rombo rojo indica la solicitación y el rombo magenta la resistencia correspondiente a una excentricidad igual a la de la solicitación.

Si se mantiene la excentricidad de las solicitaciones se obtienen los siguientes valores en el diagrama resistente:

$P_{u\ res} =$	-309,19	kN
$M_{u\ res} =$	39,96	kN·m
$MV\ sol = [(P_{u\ sol})^2 + (M_{u\ sol})^2]^{1/2} =$	302,08	= Módulo vector solicitante
$MV\ res = [(P_{u\ res})^2 + (M_{u\ res})^2]^{1/2} =$	311,76	= Módulo vector resistente
$MV\ res / MV\ sol =$	1,0320	debe ser mayor o igual que 1 para cumplir con la condición de seguridad.

TABLA 7-24: SALIDA CIRSOC\_FLEX VERIFICACIÓN MOMENTO.

## 7.8 LOSAS

Se analiza la losa de mayor luz y deberá verificar el momento resistente con la combinación de carga provista por el proveedor. El diseño se extenderá al resto de las losas.

- COMBINACION DE CARGA: ELU-LOSA [1,35 D + 1,5 L]
- Momento Resistente: Mr: 102,57 kNm/m
- Corte Resistente: Mr: 109,10 kN/m

### 7.8.1 SOLICITACIONES DIMENSIONANTES

A continuación se muestran las solicitaciones últimas máximas para el elemento losa, extraídas del programa de cálculo y se puede observar que en ningún caso se supera el momento de 102kNm/m ni el corte.

### 7.8.2 DIAGRAMA DE SOLICITACIONES

- Losa sobre planta alta

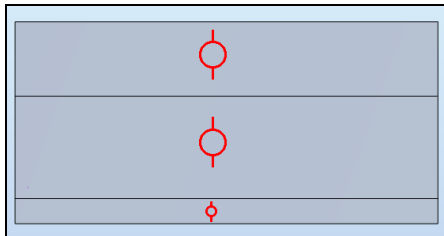


FIGURA 7.30: APOYOS DE LOSA HUECA.

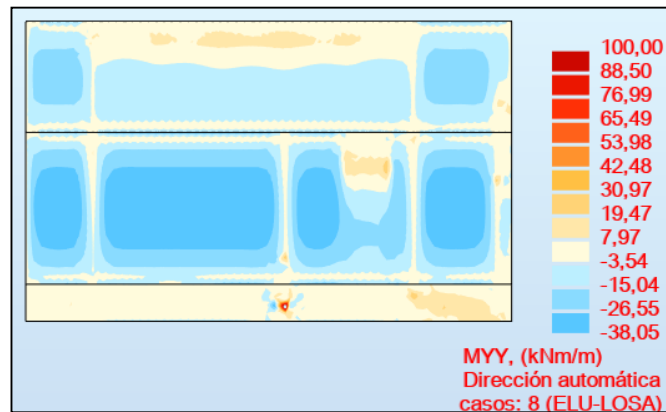


FIGURA 7.31: SOLICITACIONES LOSA S/PA.

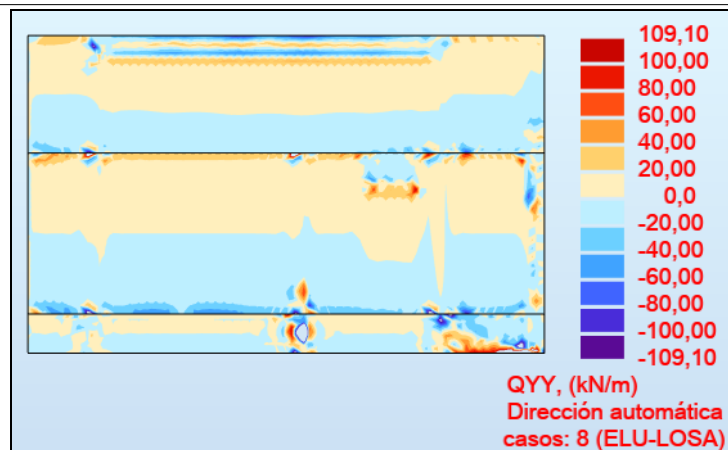


FIGURA 7.32: ESFUERZO DE CORTE

- Losa sobre planta baja

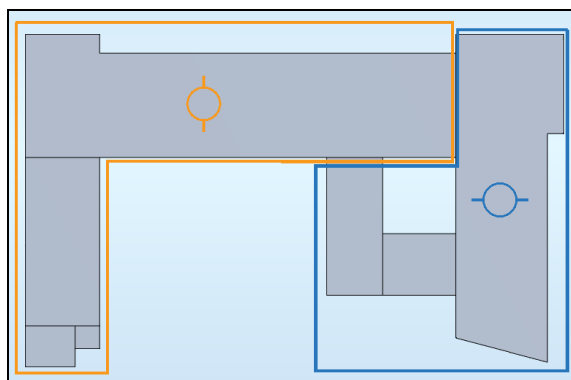


FIGURA 7.32: APOYOS DE LOSA HUECA.

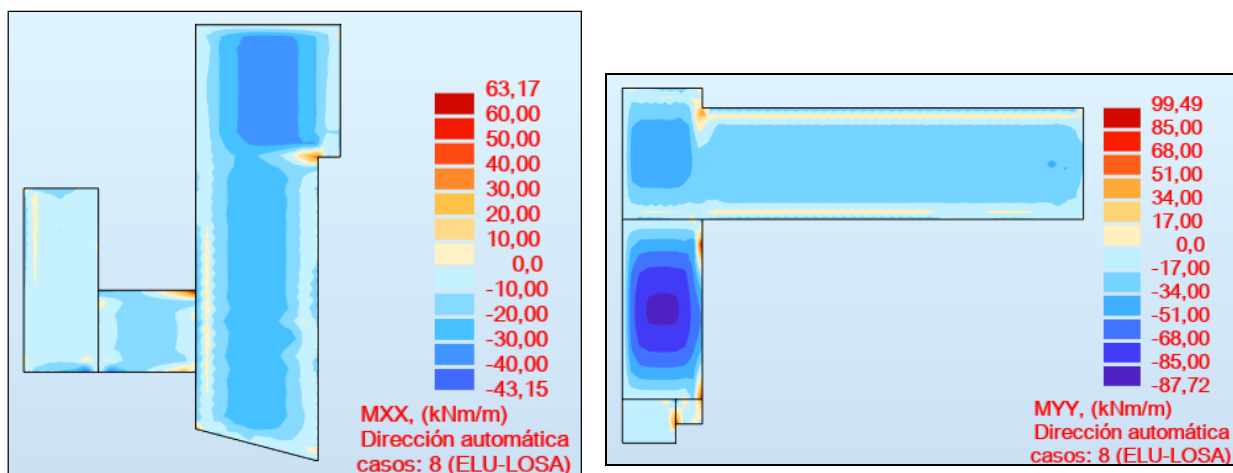


FIGURA 7.33: MOMENTOS EN LOSA.

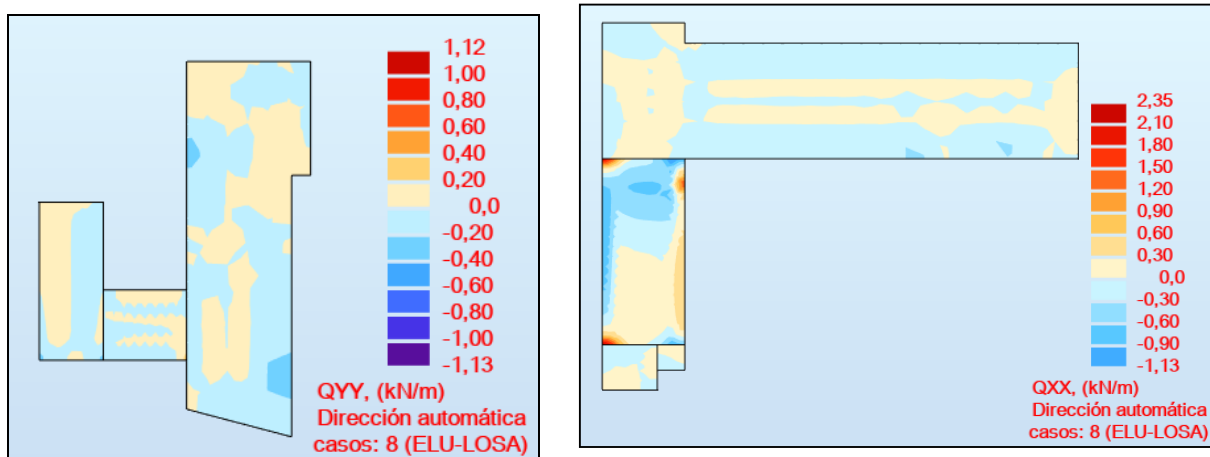


FIGURA 7.34: ESFUERZO DE CORTE

- Losa subsuelo

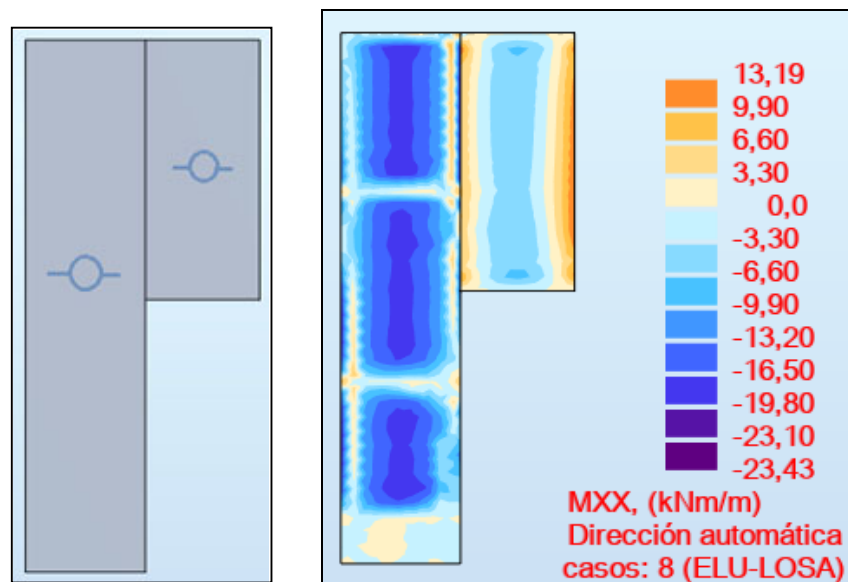


FIGURA 7.35: APOYOS DE LOSA HUECA.

**7.8.3 DIMENSIONADO**Datos de entrada:

- Luz: 9,5 m
- Para sobrecarga de 300 kg/m<sup>2</sup>.

Se necesita Losa Hueca Astori AU20 T4.


Losa Hueca Astori AU20 sin carpeta					Sobrecarga uniformemente distribuida (q) en kg/m <sup>2</sup>													Armado para losa estandar b=1,20mts	
Tipo Armado	Area Pret. Inf. cm <sup>2</sup> /m	Area Pret. Sup. cm <sup>2</sup> /m	Momento Resistente Mr kgm/m	Cortante Resistente Vr kg/m	Luz entre apoyos (m) 														
					5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10,0	10,5	11,0		
T1	2,12	0,71	5355	8441	899	701	550	433	340	265	203	152	110	73	33			(12+4)φ3x3	
T2	2,83	0,71	7045	9068	1260	999	801	646	524	425	344	277	221	173	133			(16+4)φ3x3	
T3	3,54	0,71	8693	10087		1290	1045	854	703	581	481	399	329	274	221			(20+4)φ3x3	
T4	4,24	0,71	10257	10910			1377	1099	872	720	617	514	423	363	304			(24+4)φ3x3	

TABLA 7-25: LOSA HUECA ASTORI.