

1.- FORJADO 1.....	3
1.1.- Pórtico 1.....	3
1.2.- Pórtico 2.....	5
1.3.- Pórtico 3.....	7
1.4.- Pórtico 4.....	9
1.5.- Pórtico 5.....	11
1.6.- Pórtico 6.....	13
1.7.- Pórtico 7.....	15
1.8.- Pórtico 8.....	17
1.9.- Pórtico 9.....	19
1.10.- Pórtico 10.....	21
1.11.- Pórtico 11.....	23
1.12.- Pórtico 12.....	25
1.13.- Pórtico 13.....	27
1.14.- Pórtico 14.....	29
1.15.- Pórtico 15.....	31
1.16.- Pórtico 16.....	33
2.- FORJADO 2.....	35
2.1.- Pórtico 1.....	35
2.2.- Pórtico 2.....	37
2.3.- Pórtico 3.....	39
2.4.- Pórtico 4.....	41
2.5.- Pórtico 5.....	43
2.6.- Pórtico 6.....	45
2.7.- Pórtico 7.....	47
2.8.- Pórtico 8.....	49
2.9.- Pórtico 9.....	51
2.10.- Pórtico 10.....	53
2.11.- Pórtico 11.....	55
2.12.- Pórtico 12.....	57
2.13.- Pórtico 13.....	59
2.14.- Pórtico 14.....	61
2.15.- Pórtico 15.....	63
2.16.- Pórtico 16.....	65
2.17.- Pórtico 17.....	67
2.18.- Pórtico 18.....	69
2.19.- Pórtico 19.....	71
2.20.- Pórtico 20.....	73
2.21.- Pórtico 21.....	75
2.22.- Pórtico 22.....	77
2.23.- Pórtico 23.....	79
2.24.- Pórtico 24.....	81
2.25.- Pórtico 25.....	83
2.26.- Pórtico 26.....	85
2.27.- Pórtico 27.....	87
2.28.- Pórtico 28.....	89
2.29.- Pórtico 29.....	91
2.30.- Pórtico 30.....	93
2.31.- Pórtico 31.....	95
2.32.- Pórtico 32.....	97

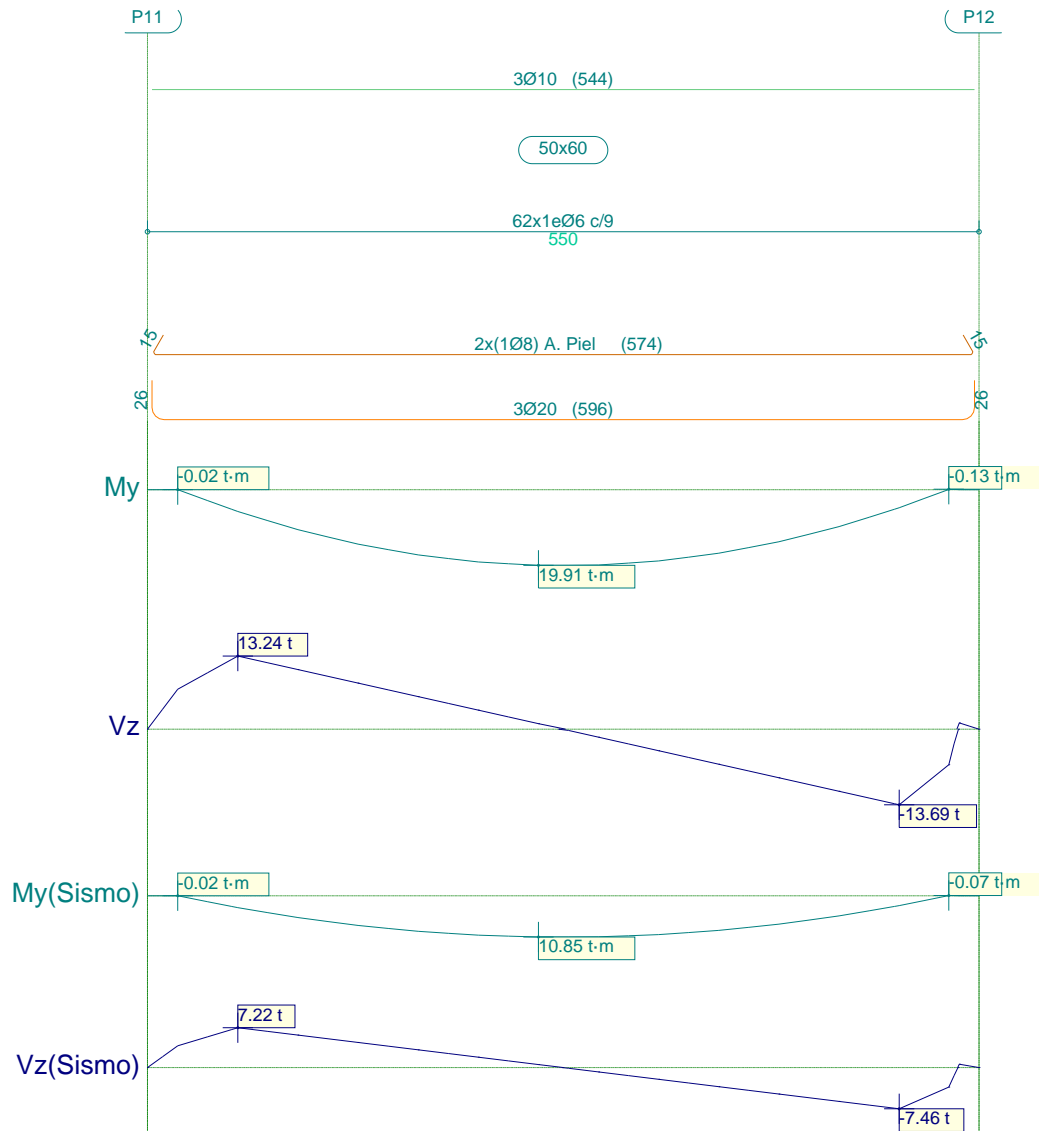
ÍNDICE

2.33.- Pórtico 33.....	99
2.34.- Pórtico 34.....	101
2.35.- Pórtico 35.....	103
2.36.- Pórtico 36.....	105
2.37.- Pórtico 37.....	106
2.38.- Pórtico 38.....	111
2.39.- Pórtico 39.....	112
2.40.- Pórtico 40.....	117
 3.- FORJADO 3.....	 119
3.1.- Pórtico 1.....	119
3.2.- Pórtico 2.....	121
3.3.- Pórtico 3.....	123
3.4.- Pórtico 4.....	125
3.5.- Pórtico 5.....	127
3.6.- Pórtico 6.....	129
3.7.- Pórtico 7.....	131
3.8.- Pórtico 8.....	133
3.9.- Pórtico 9.....	135
3.10.- Pórtico 10.....	137
3.11.- Pórtico 11.....	139
3.12.- Pórtico 12.....	141
3.13.- Pórtico 13.....	143
3.14.- Pórtico 14.....	145
3.15.- Pórtico 15.....	147
3.16.- Pórtico 16.....	149
 4.- FORJADO 4.....	 151
4.1.- Pórtico 1.....	151
4.2.- Pórtico 2.....	153
4.3.- Pórtico 3.....	155
4.4.- Pórtico 4.....	157
4.5.- Pórtico 5.....	159
4.6.- Pórtico 6.....	161
4.7.- Pórtico 7.....	163
4.8.- Pórtico 8.....	165
4.9.- Pórtico 9.....	167
4.10.- Pórtico 10.....	169
4.11.- Pórtico 11.....	171
4.12.- Pórtico 12.....	173
4.13.- Pórtico 13.....	175
4.14.- Pórtico 14.....	177



1.- FORJADO 1

1.1.- Pórtico 1



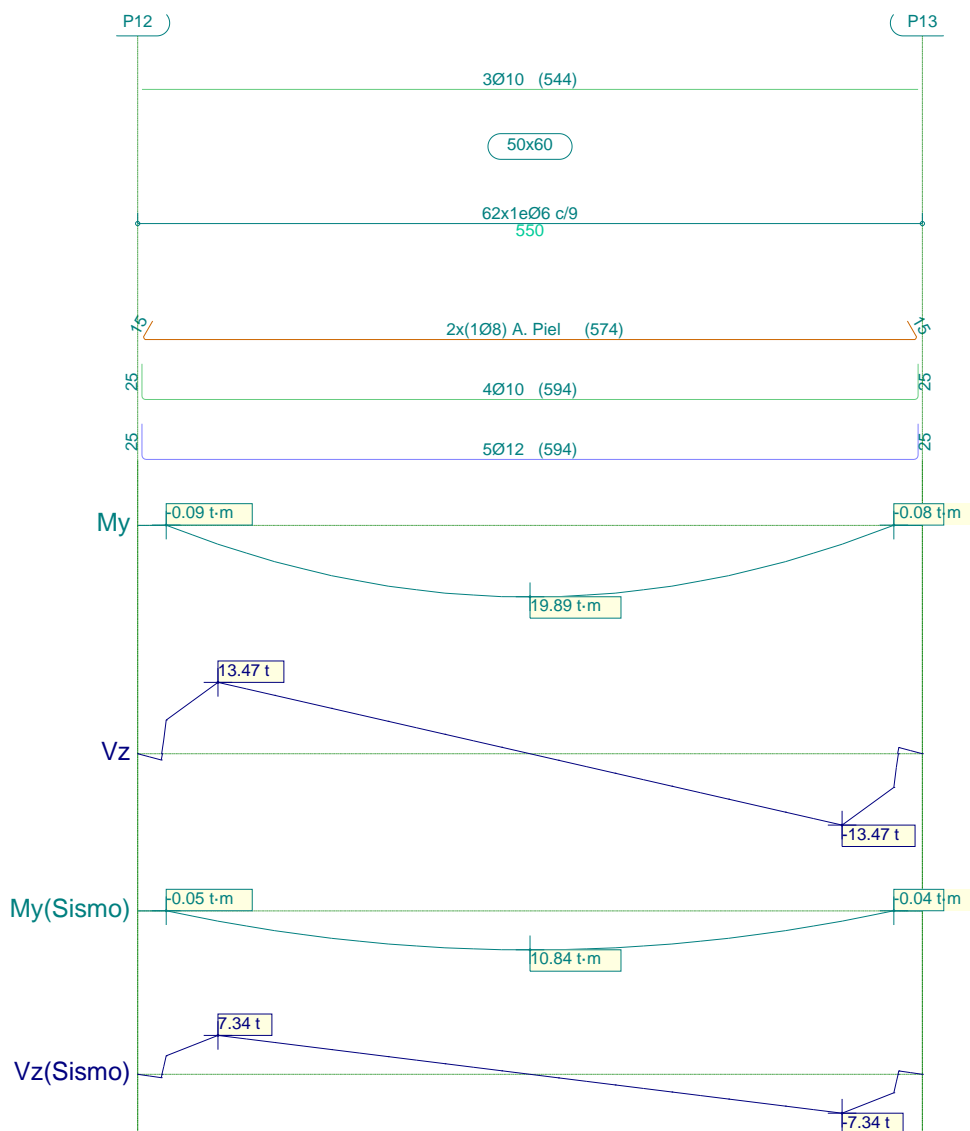
Producido por una versión educativa de CYPE



Pórtico 1				Tramo: P11-P12		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		17.16	19.91	16.71
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.25	-5.13	-15.08
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		14.72	4.67	2.15
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.35	10.85	9.11
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.17	-2.79	-8.24
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.05	2.55	1.16
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
F. Sobrecarga				0.85 mm, L/6462 (L: 5.50 m)		
F. Activa				2.48 mm, L/2219 (L: 5.50 m)		
F. A plazo infinito				2.80 mm, L/1964 (L: 5.50 m)		



1.2.- Pórtico 2



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 2			Tramo: P12-P13		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
		x	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	16.94	19.89	16.94
		x	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-2.19	-4.90	-14.90
		x	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	14.90	4.90	2.19
		x	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--

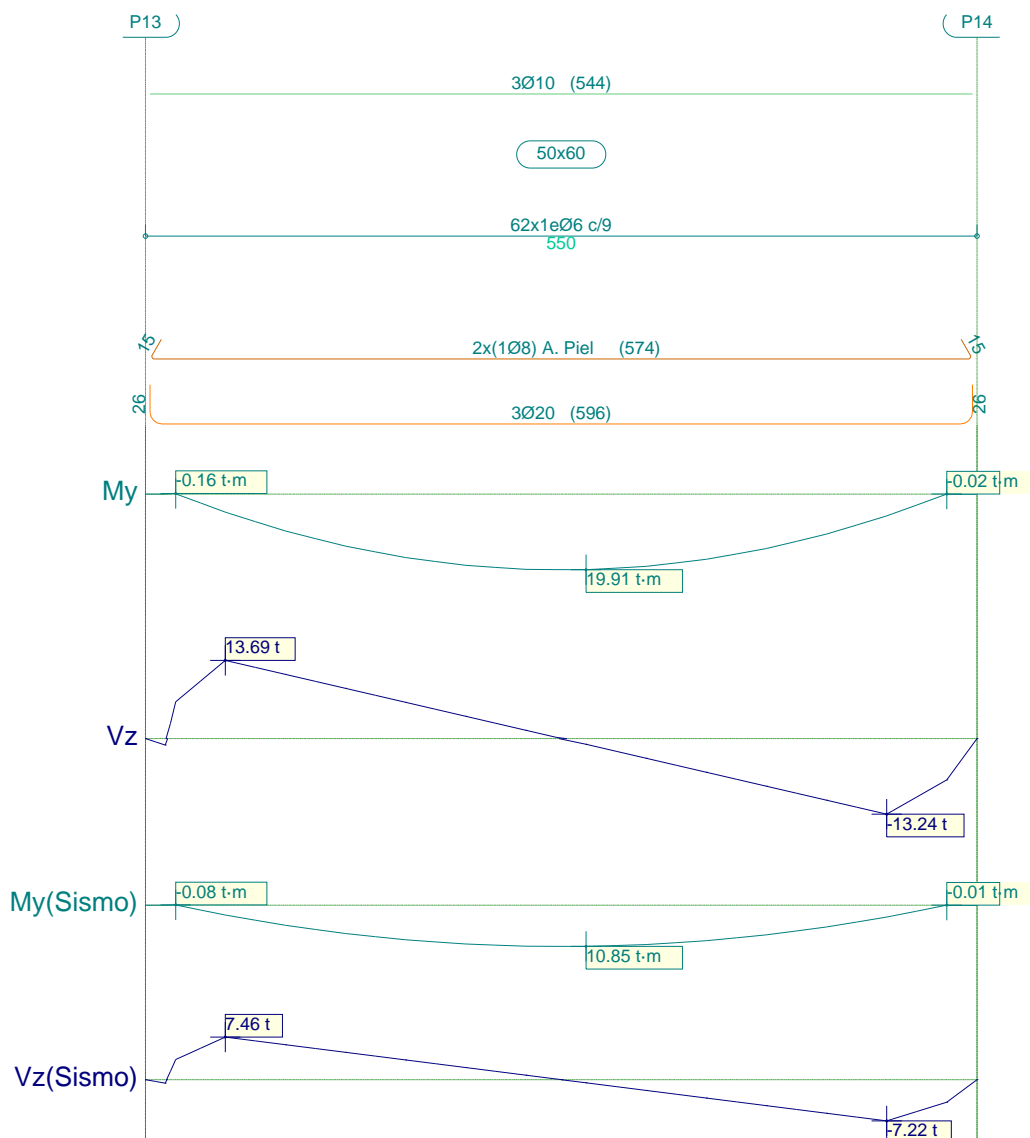


Listado de armado de vigas

Pórtico 2				Tramo: P12-P13		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.23	10.84	9.23
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-1.16	-2.67	-8.15
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.15	2.67	1.16
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	8.80	8.80	8.80
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.86 mm, L/6376 (L: 5.50 m)		
Activa				2.50 mm, L/2202 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.81 mm, L/1954 (L: 5.50 m)		



1.3.- Pórtico 3



Pórtico 3			Tramo: P13-P14		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	16.71	19.91	17.16
	x	[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-2.19	-4.67	-14.72
	x	[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	15.08	5.13	0.25
	x	[m]	0.20	1.92	5.30
Torsor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Torsor máx.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--

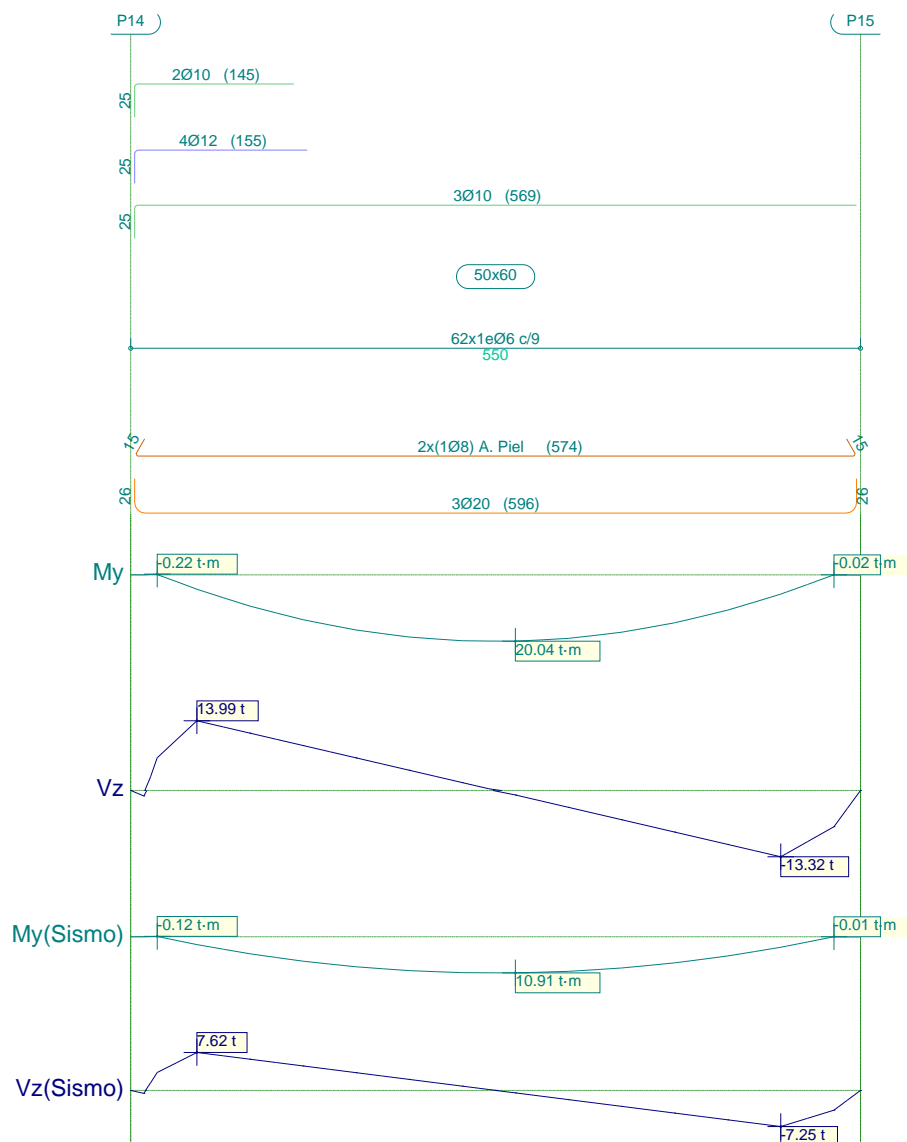


Listado de armado de vigas

Pórtico 3				Tramo: P13-P14		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.11	10.85	9.35
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-1.16	-2.55	-8.05
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.24	2.79	0.17
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.85 mm, L/6463 (L: 5.50 m)		
Activa				2.48 mm, L/2219 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.80 mm, L/1964 (L: 5.50 m)		



1.4.- Pórtico 4



Pórtico 4			Tramo: P14-P15		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.22	--	--
		x	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	16.66	20.04	17.33
		x	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-2.23	-4.63	-14.82
		x	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	15.36	5.30	0.25
		x	0.20	1.90	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--



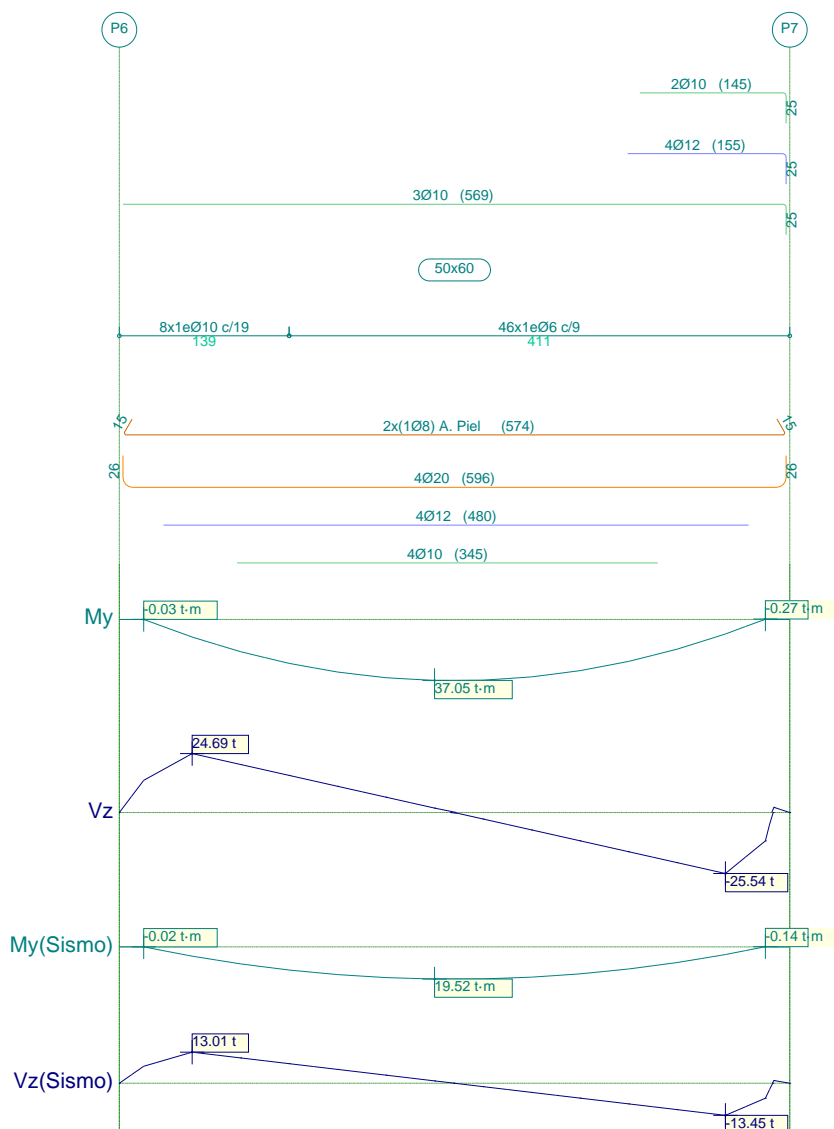
Listado de armado de vigas

Pórtico 4				Tramo: P14-P15		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.07	10.91	9.44
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-1.18	-2.52	-8.10
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.38	2.89	0.17
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.44	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.88 mm, L/6255 (L: 5.50 m)		
Activa				2.53 mm, L/2174 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.84 mm, L/1935 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



1.5.- Pórtico 5



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 5			Tramo: P6-P7		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	-0.27
		[m]	--	--	5.30
	Momento máx.	[t·m]	31.95	37.05	31.11
		[m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.31	-9.55	-28.02
		[m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	27.28	8.70	4.28
		[m]	0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--



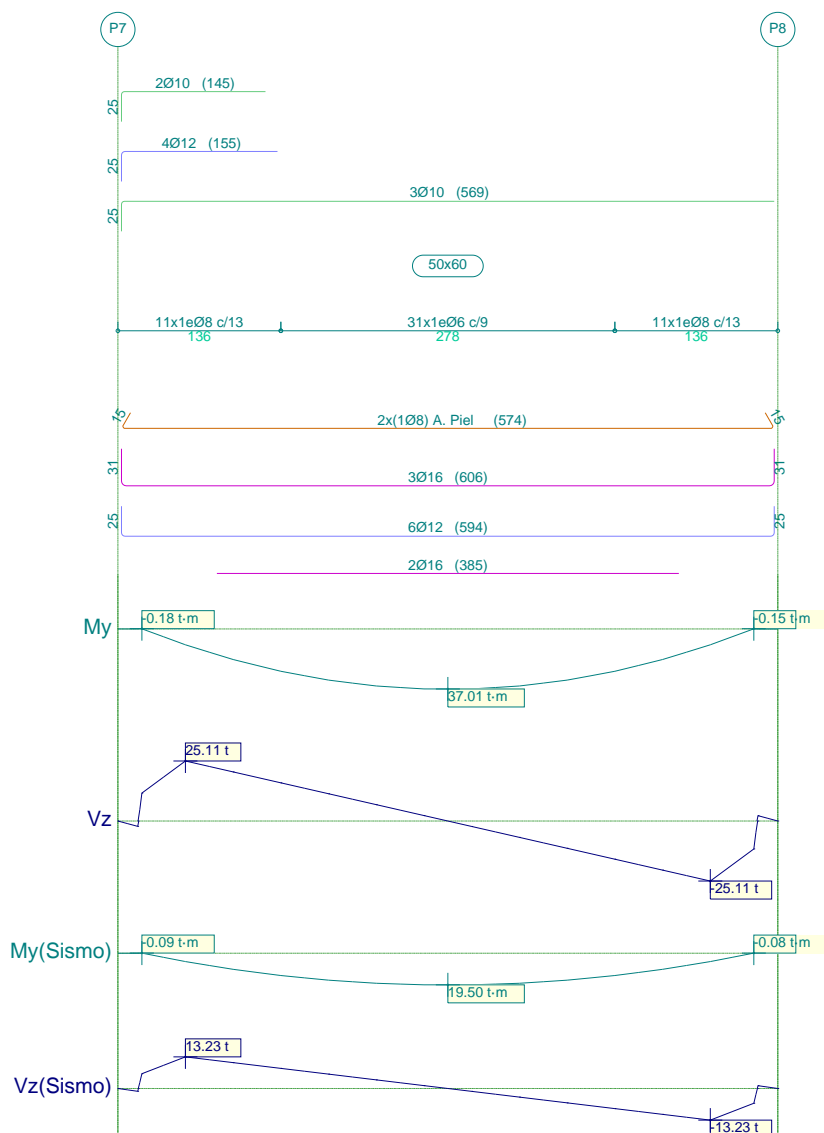
Listado de armado de vigas

Pórtico 5				Tramo: P6-P7		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		16.83	19.52	16.39
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.19	-5.03	-14.78
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		14.40	4.59	2.23
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	8.45
			Nec.	0.00	0.00	8.40
Área Inf.		[cm²]	Real	20.23	20.23	20.23
			Nec.	15.07	15.79	14.85
Área Transv.		[cm²/m]	Real	8.27	6.28	6.28
			Nec.	6.57	6.24	6.24
Sobrecarga				4.47 mm, L/1231 (L: 5.50 m)		
Activa				10.83 mm, L/508 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				9.62 mm, L/572 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



1.6.- Pórtico 6



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 6			Tramo: P7-P8		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.18	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	31.54	37.01	31.54
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-4.27	-9.13	-27.65
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	27.65	9.13	4.27
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



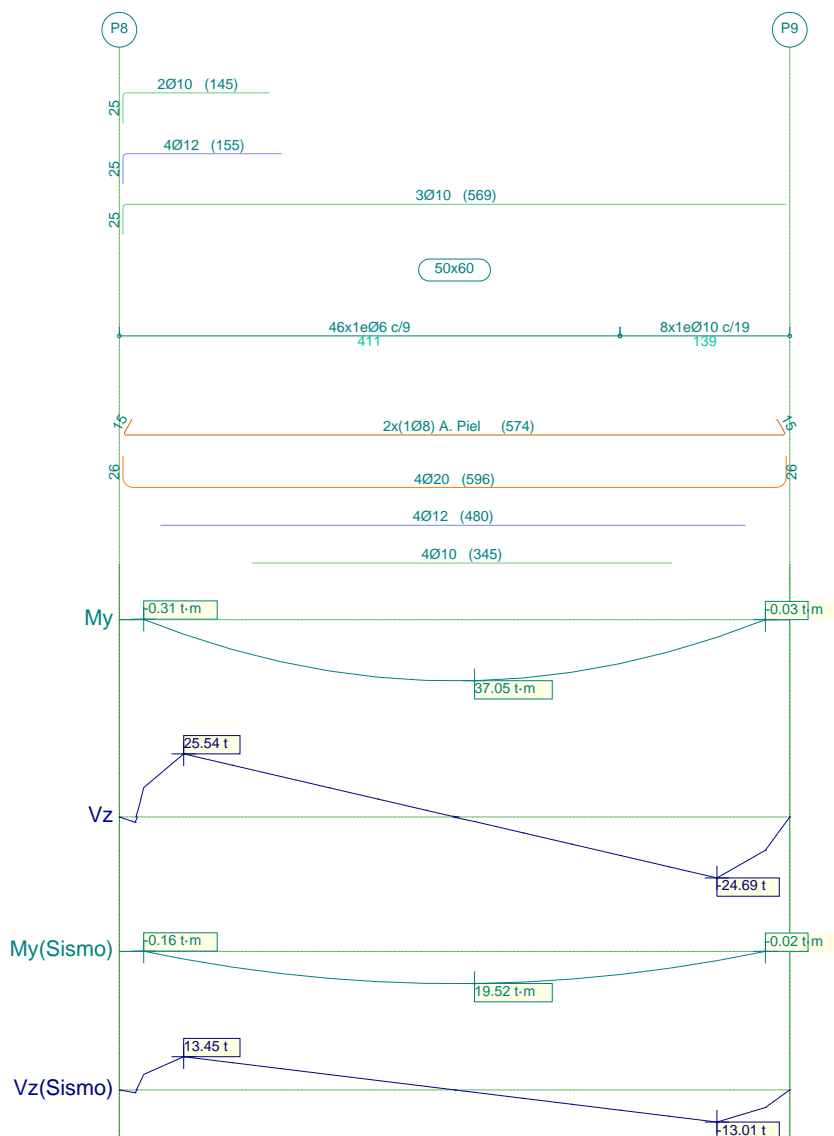
Listado de armado de vigas

Pórtico 6				Tramo: P7-P8		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		16.62	19.50	16.62
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-2.23	-4.81	-14.59
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		14.59	4.81	2.23
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	16.84	16.84	16.84
			Nec.	14.93	15.74	14.93
Área Transv.		[cm²/m]	Real	7.73	6.28	7.73
			Nec.	6.98	6.24	6.98
Sobrecarga				5.10 mm, L/1079 (L: 5.50 m)		
Activa				12.10 mm, L/455 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				10.57 mm, L/520 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



1.7.- Pórtico 7



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 7			Tramo: P8-P9		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	-0.31	--	--
		[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t-m]	31.11	37.05	31.95
		[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-4.27	-8.70	-27.28
		[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	28.02	9.55	0.31
		[m]	0.20	1.92	5.30
Situaciones persistentes o transitorias	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--

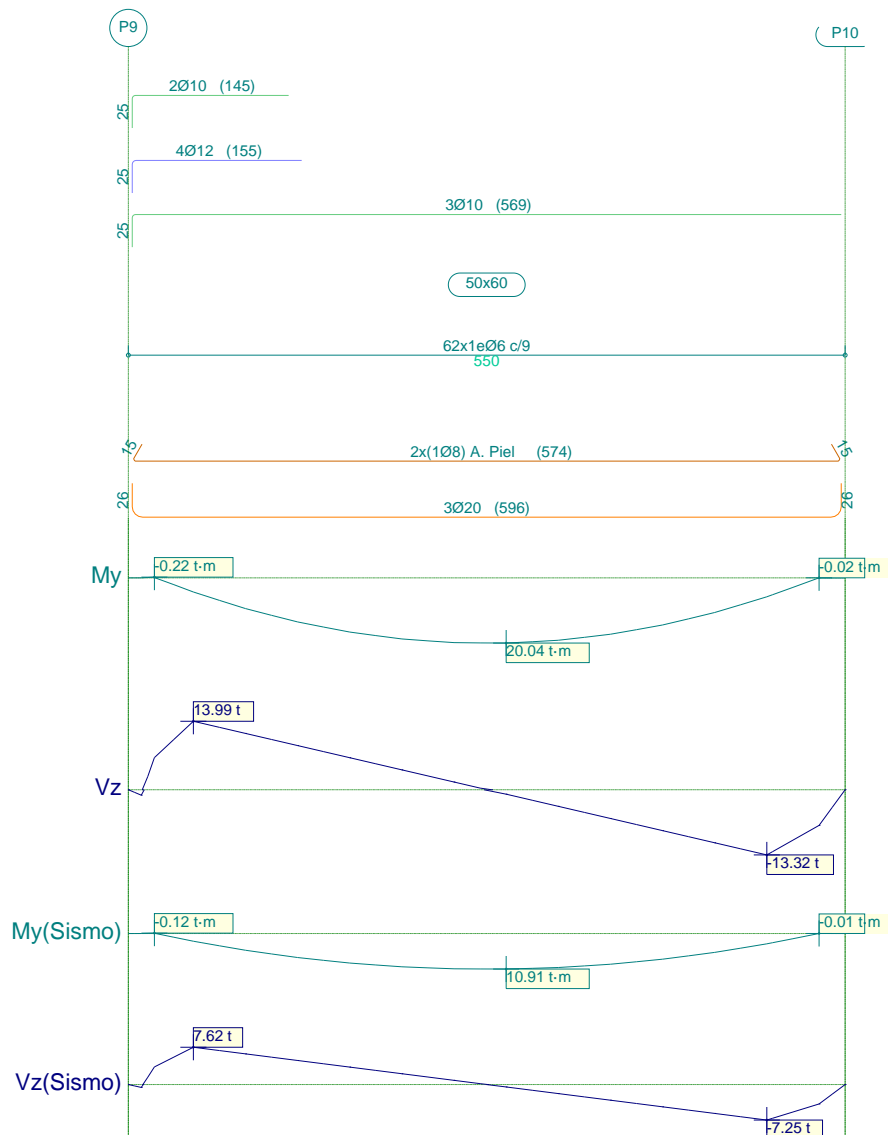


Listado de armado de vigas

Pórtico 7				Tramo: P8-P9		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		16.39	19.52	16.83
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-2.23	-4.59	-14.40
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		14.78	5.03	0.19
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	20.23	20.23	20.23
			Nec.	14.85	15.79	15.07
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	8.27
			Nec.	6.24	6.24	6.57
Sobrecarga				4.47 mm, L/1231 (L: 5.50 m)		
Activa				10.83 mm, L/508 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				9.62 mm, L/572 (L: 5.50 m)		



1.8.- Pórtico 8



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 8			Tramo: P9-P10		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.22	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	16.66	20.04	17.33
	x	[m]	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-2.23	-4.63	-14.82
	x	[m]	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	15.36	5.30	0.25
	x	[m]	0.20	1.90	5.30
Situaciones persistentes o transitorias	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



Listado de armado de vigas

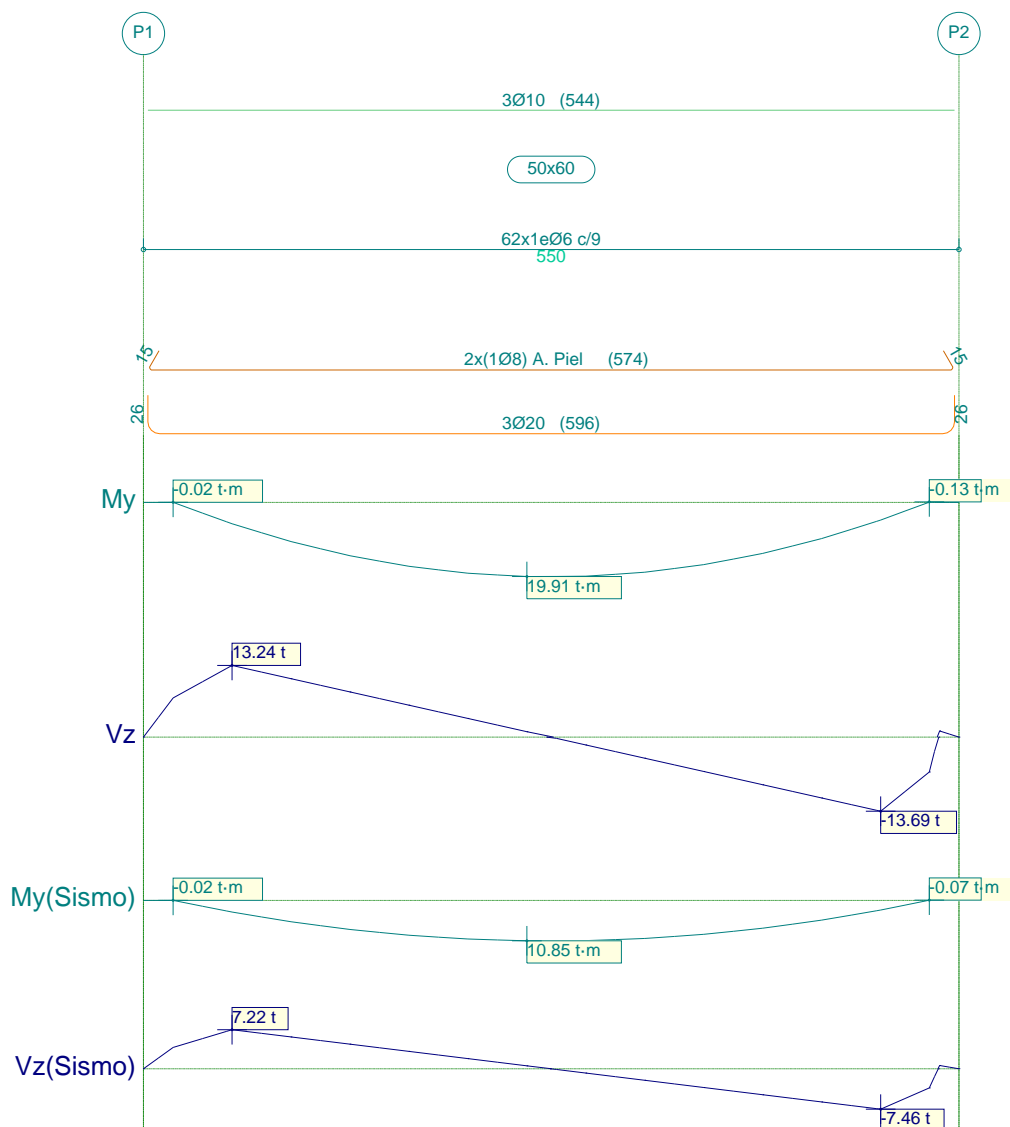
Pórtico 8				Tramo: P9-P10		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.07	10.91	9.44
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-1.18	-2.52	-8.10
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.38	2.89	0.17
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.44	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.88 mm, L/6255 (L: 5.50 m)		
Activa				2.53 mm, L/2174 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.84 mm, L/1935 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



1.9.- Pórtico 9

Producido por una versión educativa de CYPE



Pórtico 9			Tramo: P1-P2		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	17.16	19.91	16.71
		x [m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.25	-5.13	-15.08
		x [m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	14.72	4.67	2.15
		x [m]	0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--

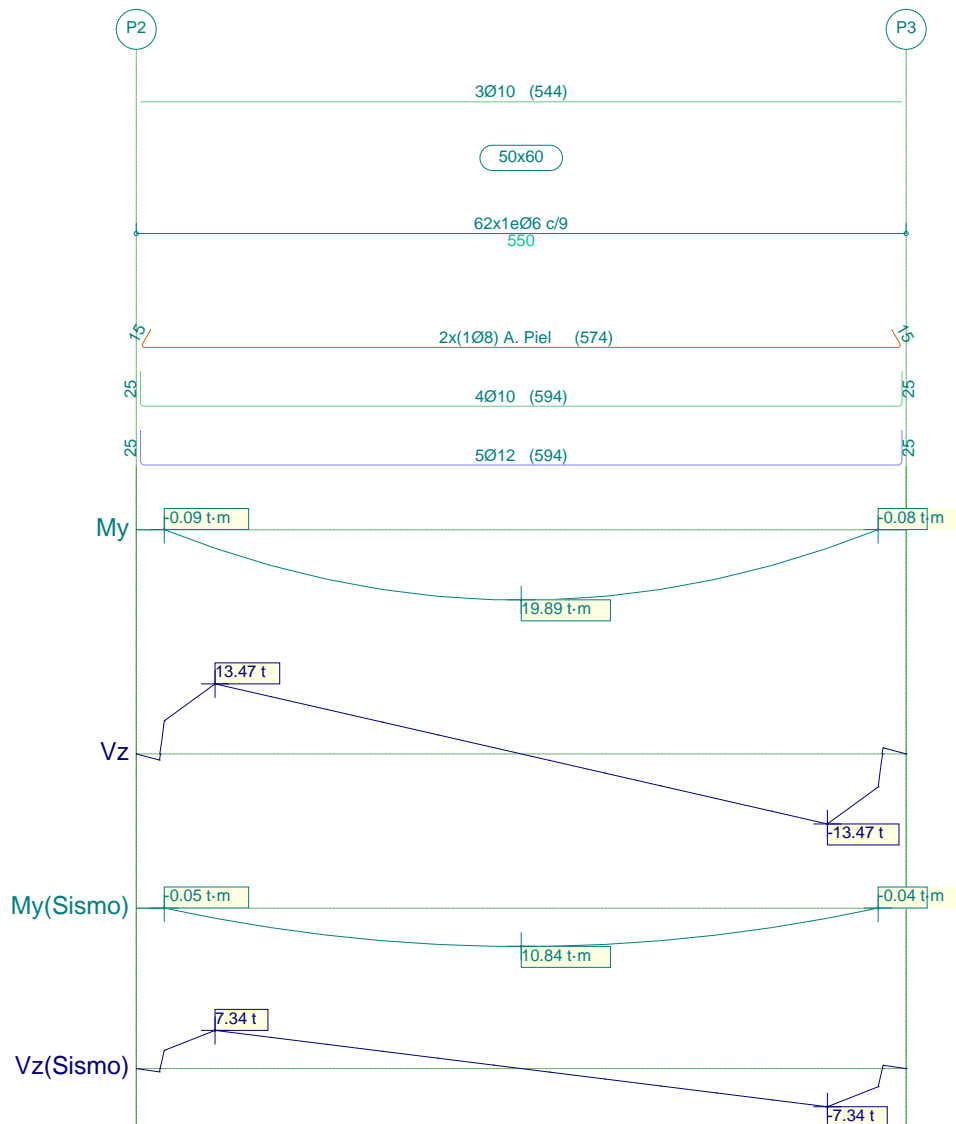


Listado de armado de vigas

Pórtico 9				Tramo: P1-P2		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.35	10.85	9.11
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.17	-2.79	-8.24
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.05	2.55	1.16
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.85 mm, L/6462 (L: 5.50 m)		
Activa				2.48 mm, L/2219 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.80 mm, L/1964 (L: 5.50 m)		



1.10.- Pórtico 10



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 10			Tramo: P2-P3		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
		[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	16.94	19.89	16.94
		[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-2.19	-4.90	-14.90
		[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	14.90	4.90	2.19
		[m]	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--



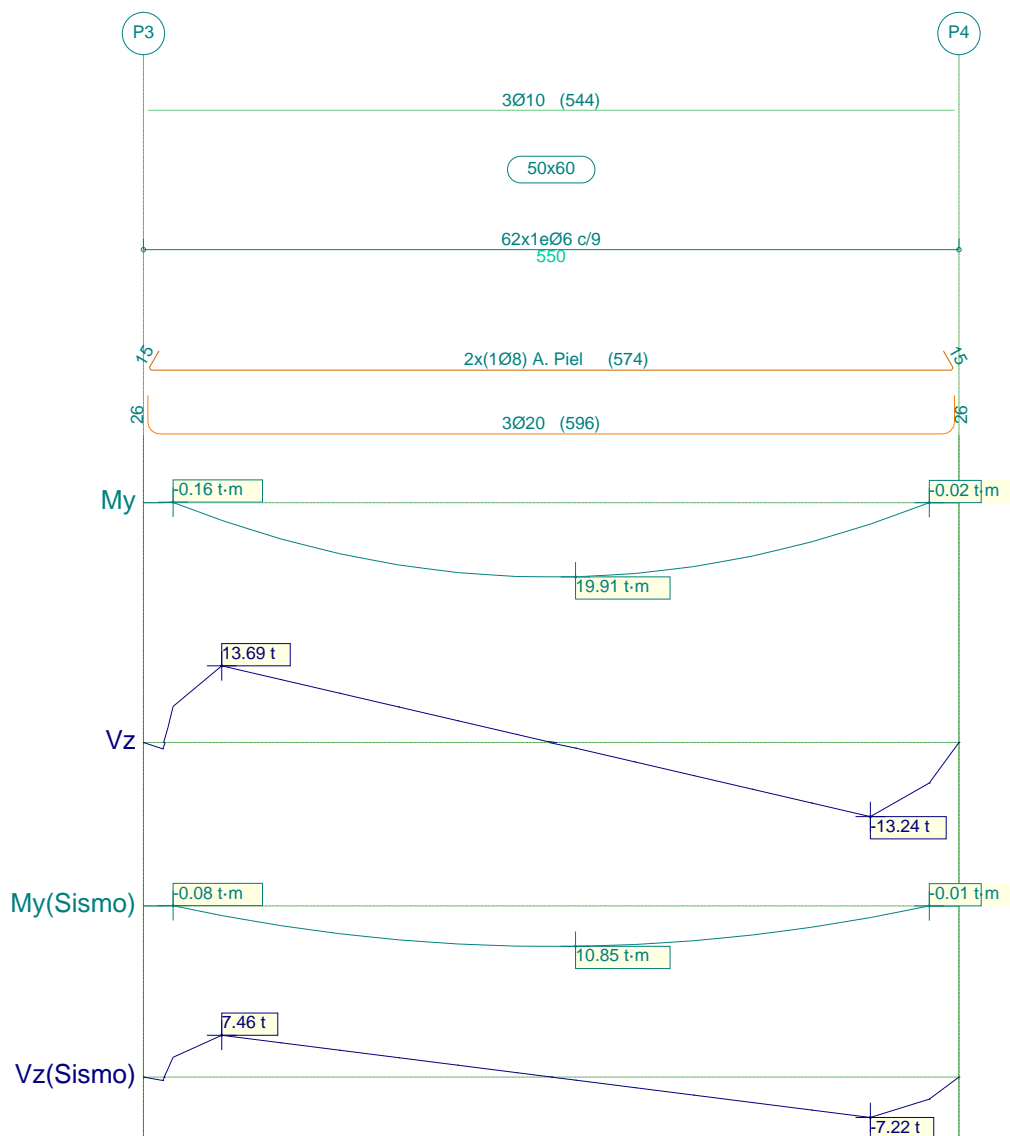
Listado de armado de vigas

Pórtico 10				Tramo: P2-P3		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.23	10.84	9.23
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-1.16	-2.67	-8.15
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.15	2.67	1.16
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	8.80	8.80	8.80
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.86 mm, L/6376 (L: 5.50 m)		
Activa				2.50 mm, L/2202 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.81 mm, L/1954 (L: 5.50 m)		



1.11.- Pórtico 11

Producido por una versión educativa de CYPE



Pórtico 11			Tramo: P3-P4		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t-m]	16.71	19.91	17.16
	x	[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-2.19	-4.67	-14.72
	x	[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	15.08	5.13	0.25
	x	[m]	0.20	1.92	5.30
Situaciones persistentes o transitorias	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

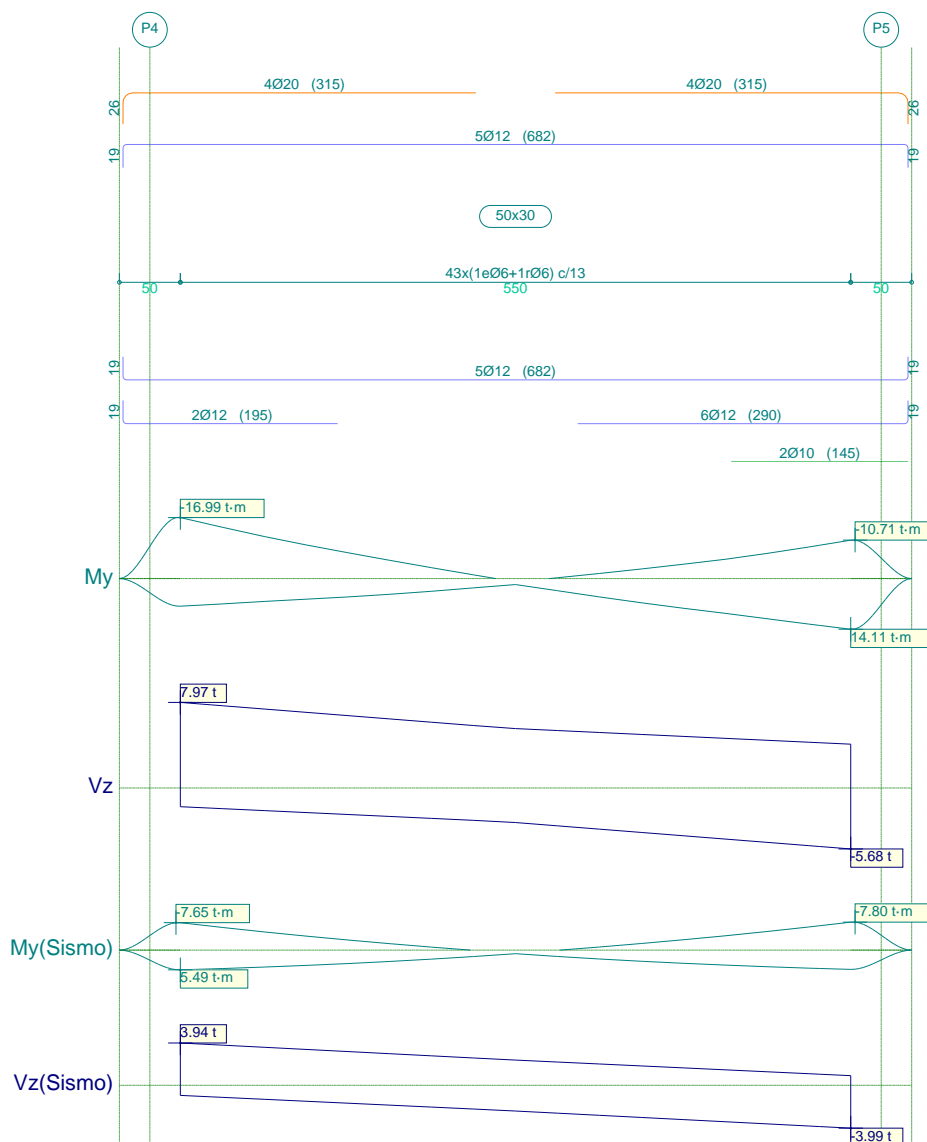


Listado de armado de vigas

Pórtico 11				Tramo: P3-P4		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.11	10.85	9.35
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-1.16	-2.55	-8.05
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.24	2.79	0.17
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.85 mm, L/6463 (L: 5.50 m)		
Activa				2.48 mm, L/2219 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.80 mm, L/1964 (L: 5.50 m)		



1.12.- Pórtico 12



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 12			Tramo: P4-P5		
Sección			50x30		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-16.99	-3.02	-10.69
		x	0.00	2.06	5.50
	Momento máx.	[t·m]	7.69	5.11	14.11
		x	0.00	3.44	5.50
	Cortante mín.	[t]	-2.65	-3.83	-5.68
		x	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]	7.97	6.12	4.98
		x	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--



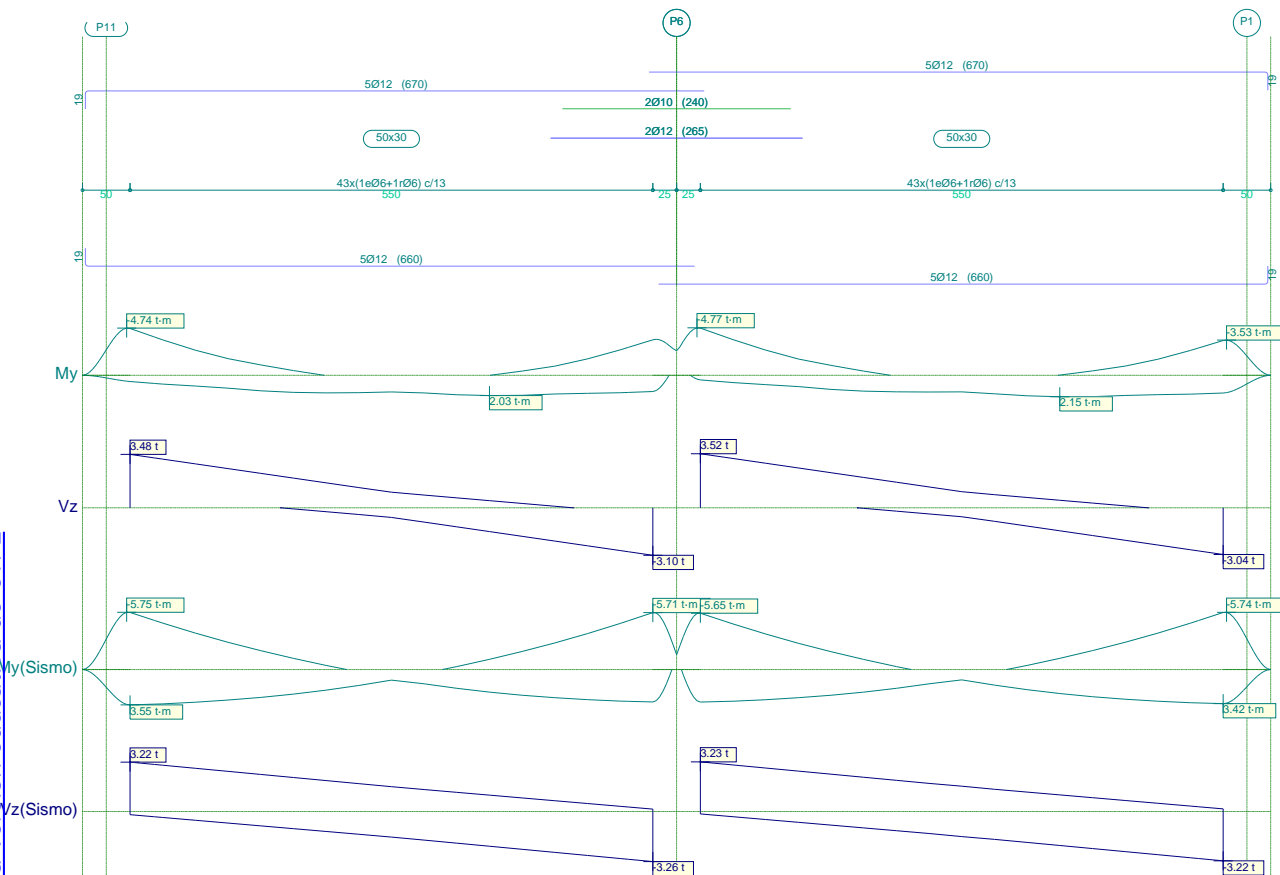
Listado de armado de vigas

Pórtico 12				Tramo: P4-P5		
Sección				50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-7.64	-0.86	-7.79
		[m]		0.00	3.44	5.50
	Momento máx. x	[t·m]		5.49	2.51	5.36
		[m]		0.00	2.06	5.50
	Cortante mín. x	[t]		-1.85	-2.79	-3.99
		[m]		1.72	3.44	5.50
	Cortante máx. x	[t]		3.94	2.74	1.80
		[m]		0.00	2.06	3.78
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	18.22	10.65	18.22
			Nec.	16.47	5.67	10.06
Área Inf.		[cm²]	Real	7.92	8.52	14.01
			Nec.	7.06	5.46	13.30
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.33 mm, L/16458 (L: 5.50 m)		
Activa				2.44 mm, L/832 (L: 2.03 m)		
A plazo infinito				1.20 mm, L/4590 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



1.13.- Pórtico 13



Pórtico 13			Tramo: P11-P6			Tramo: P6-P1		
Sección			50x30			50x30		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-4.70	--	-3.56	-4.74	--	-3.49
		[m]	0.00	--	5.50	0.00	--	5.50
	Momento máx.	[t·m]	1.71	1.95	2.03	1.59	2.06	2.15
		[m]	1.72	3.44	3.78	1.72	3.44	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.07	-1.24	-3.10	-0.04	-1.19	-3.04
		[m]	1.72	3.44	5.50	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]	3.48	1.63	0.47	3.52	1.67	0.49
		[m]	0.00	2.06	3.78	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--



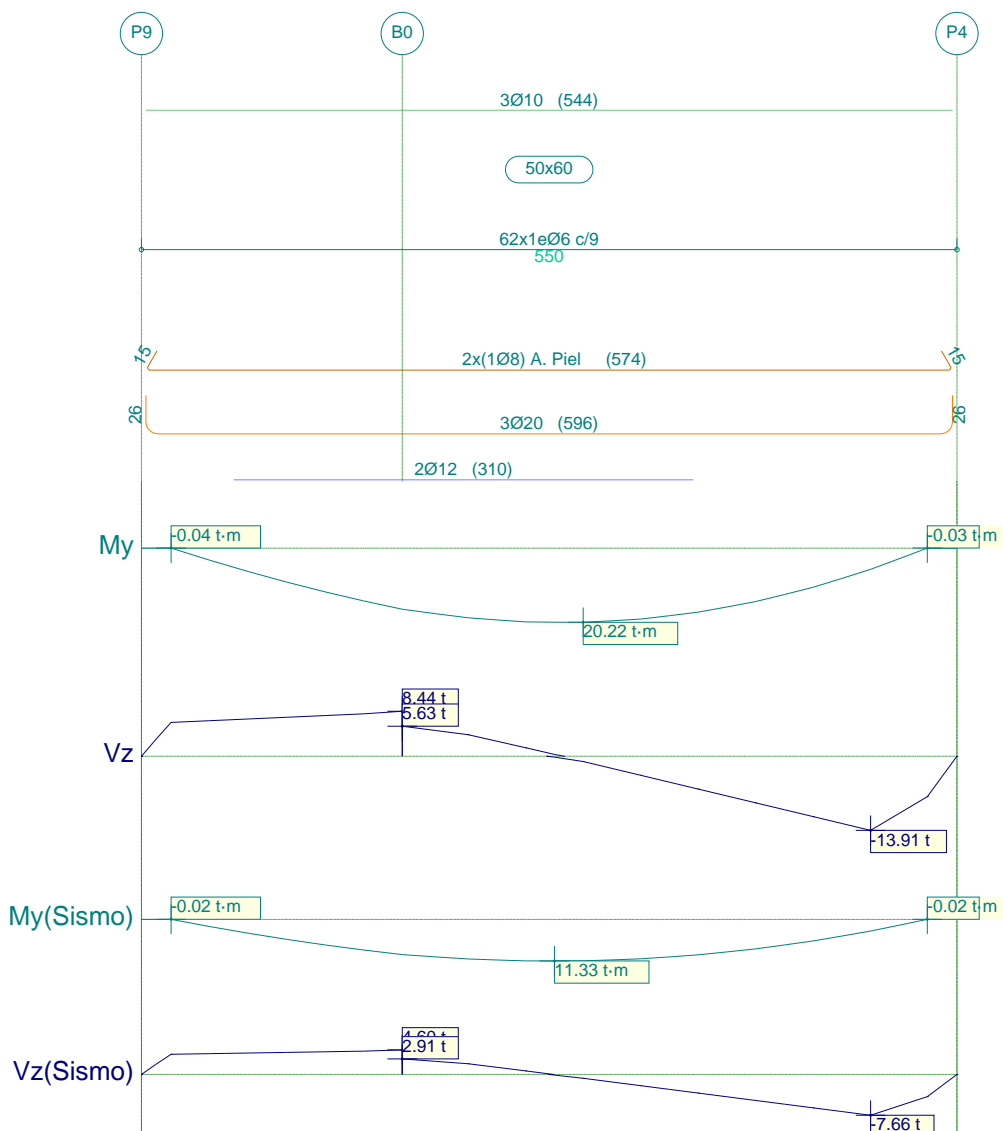
Listado de armado de vigas

Pórtico 13				Tramo: P11-P6			Tramo: P6-P1		
Sección				50x30			50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-5.73	-0.41	-5.71	-5.65	-0.41	-5.73
		[m]		0.00	2.06	5.50	0.00	3.44	5.50
	Momento máx. x	[t·m]		3.55	2.07	3.25	3.26	2.02	3.42
		[m]		0.00	2.06	5.50	0.00	3.44	5.50
	Cortante mín. x	[t]		-1.12	-2.06	-3.26	-1.07	-2.01	-3.22
		[m]		1.72	3.44	5.50	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx. x	[t]		3.22	2.01	1.07	3.23	2.03	1.08
		[m]		0.00	2.06	3.78	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	
	[m]		--	--	--	--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	5.66	5.66	9.49	9.49	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.11 mm, L/50016 (L: 5.50 m)			0.11 mm, L/49980 (L: 5.50 m)		
Activa				0.17 mm, L/3573 (L: 0.61 m)			0.15 mm, L/4063 (L: 0.62 m)		
A plazo infinito				0.88 mm, L/6218 (L: 5.50 m)			0.85 mm, L/6447 (L: 5.50 m)		



1.14.- Pórtico 14

Producido por una versión educativa de CYPE



Pórtico 14			Tramo: P9-P4		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	16.65	20.22	17.45
	x	[m]	1.76	2.98	3.75
	Cortante mín.	[t]	-0.43	-4.87	-15.53
	x	[m]	0.20	3.56	5.30
	Cortante máx.	[t]	13.12	5.24	0.35
	x	[m]	0.20	1.98	5.30
	Torsor mín.	[t]	-2.88	-2.88	-0.54
	x	[m]	1.76	1.98	3.75
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



Listado de armado de vigas

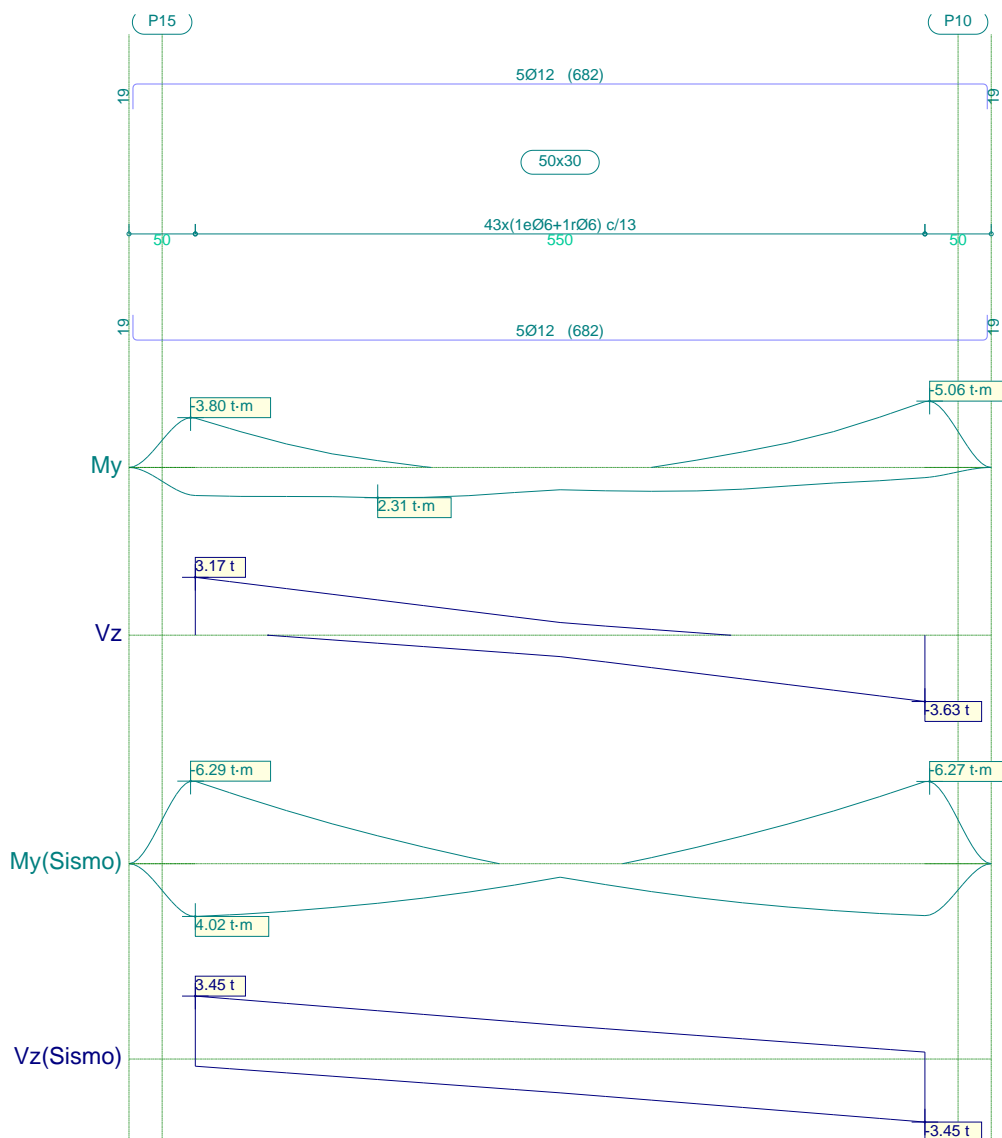
Pórtico 14				Tramo: P9-P4		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.60	11.33	9.66
		[m]		1.76	2.79	3.75
	Cortante mín. x	[t]		-0.29	-2.81	-8.55
		[m]		0.20	3.56	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.85	2.68	0.21
		[m]		0.20	1.98	5.30
	Torsor mín. x	[t]		-1.72	-1.72	-0.32
		[m]		1.76	1.98	3.75
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	1.73	1.73	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	11.69	11.69	9.42
			Nec.	9.71	10.19	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.84 mm, L/6581 (L: 5.50 m)		
Activa				2.56 mm, L/2148 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.94 mm, L/1871 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



1.15.- Pórtico 15

Producido por una versión educativa de CYPE



Pórtico 15			Tramo: P15-P10		
Sección			50x30		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-3.75	--	-5.02
	x	[m]	0.00	--	5.50
	Momento máx.	[t·m]	2.31	2.15	1.79
	x	[m]	1.38	2.06	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.62	-1.78	-3.63
	x	[m]	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]	3.17	1.31	0.13
	x	[m]	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



Listado de armado de vigas

bodega 6x8

Fecha: 23/08/16

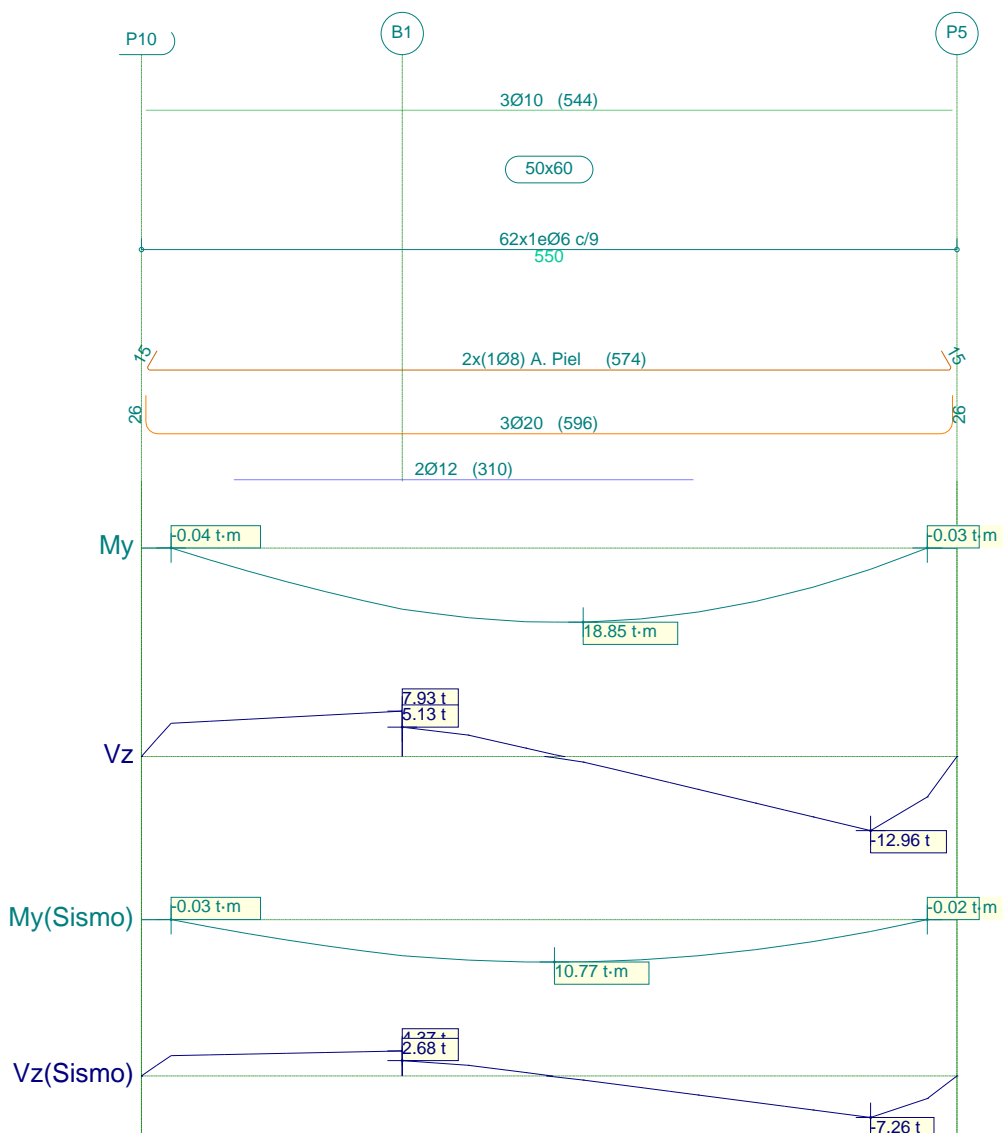
Pórtico 15				Tramo: P15-P10		
Sección				50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-6.28	-0.48	-6.25
		[m]		0.00	2.06	5.50
	Momento máx. x	[t·m]		4.02	2.16	3.96
		[m]		0.00	2.06	5.50
	Cortante mín. x	[t]		-1.30	-2.25	-3.45
		[m]		1.72	3.44	5.50
	Cortante máx. x	[t]		3.45	2.24	1.29
		[m]		0.00	2.06	3.78
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46
Area Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.12 mm, L/46547 (L: 5.50 m)		
Activa				0.19 mm, L/3351 (L: 0.62 m)		
A plazo infinito				0.95 mm, L/5814 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



1.16.- Pórtico 16

Producido por una versión educativa de CYPE



Pórtico 16			Tramo: P10-P5		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	--	--	--
		x	--	--	--
	Momento máx.	[t-m]	15.55	18.85	16.26
		x	1.76	2.98	3.75
	Cortante mín.	[t]	-0.45	-4.54	-14.40
		x	0.20	3.56	5.30
	Cortante máx.	[t]	12.06	4.85	0.26
		x	0.20	1.98	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	2.88	2.88	0.54
		x	1.76	1.98	3.75



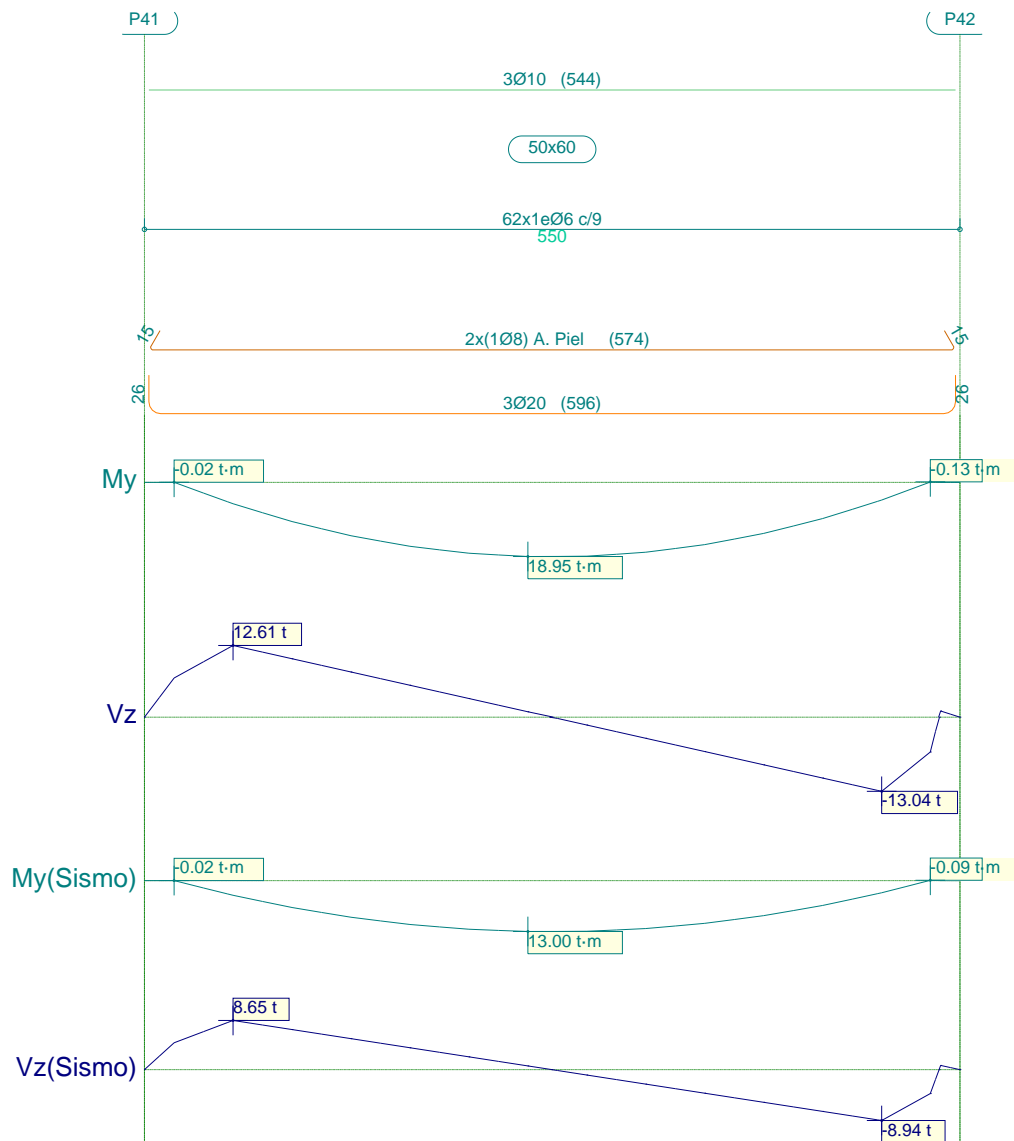
Listado de armado de vigas

Pórtico 16				Tramo: P10-P5		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.17	10.77	9.17
		[m]		1.76	2.79	3.75
	Cortante mín. x	[t]		-0.33	-2.68	-8.08
		[m]		0.20	3.56	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.43	2.49	0.17
		[m]		0.20	1.98	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		1.72	1.72	0.32	
	[m]		1.76	1.98	3.75	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	1.73	1.73	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	11.69	11.69	9.42
			Nec.	9.16	9.61	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.50 mm, L/11047 (L: 5.50 m)		
Activa				1.97 mm, L/2792 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.48 mm, L/2221 (L: 5.50 m)		



2.- FORJADO 2

2.1.- Pórtico 1

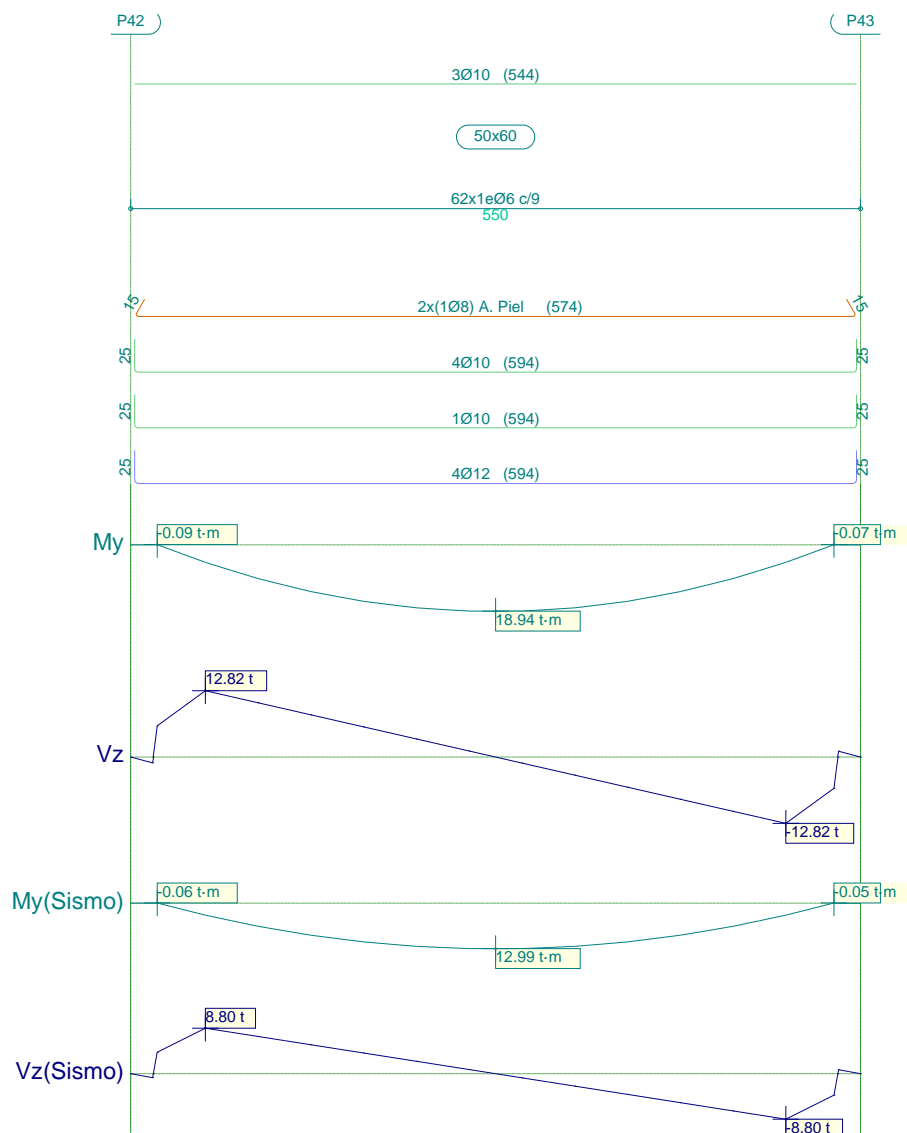




Pórtico 1				Tramo: P41-P42		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
	Momento máx.	[t·m]		16.34	18.95	15.91
	x	[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]		-0.23	-4.88	-14.35
	x	[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]		14.01	4.45	2.09
	x	[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
	Momento máx.	[t·m]		11.21	13.00	10.91
	x	[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]		-0.16	-3.35	-9.85
	x	[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]		9.62	3.05	1.43
	x	[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
F. Sobrecarga				0.40 mm, L/13889 (L: 5.50 m)		
F. Activa				2.22 mm, L/2479 (L: 5.50 m)		
F. A plazo infinito				3.27 mm, L/1683 (L: 5.50 m)		



2.2.- Pórtico 2



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 2			Tramo: P42-P43		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	16.13	18.94	16.13
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-2.10	-4.66	-14.18
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	14.18	4.66	2.10
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
Torsor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Torsor máx.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--

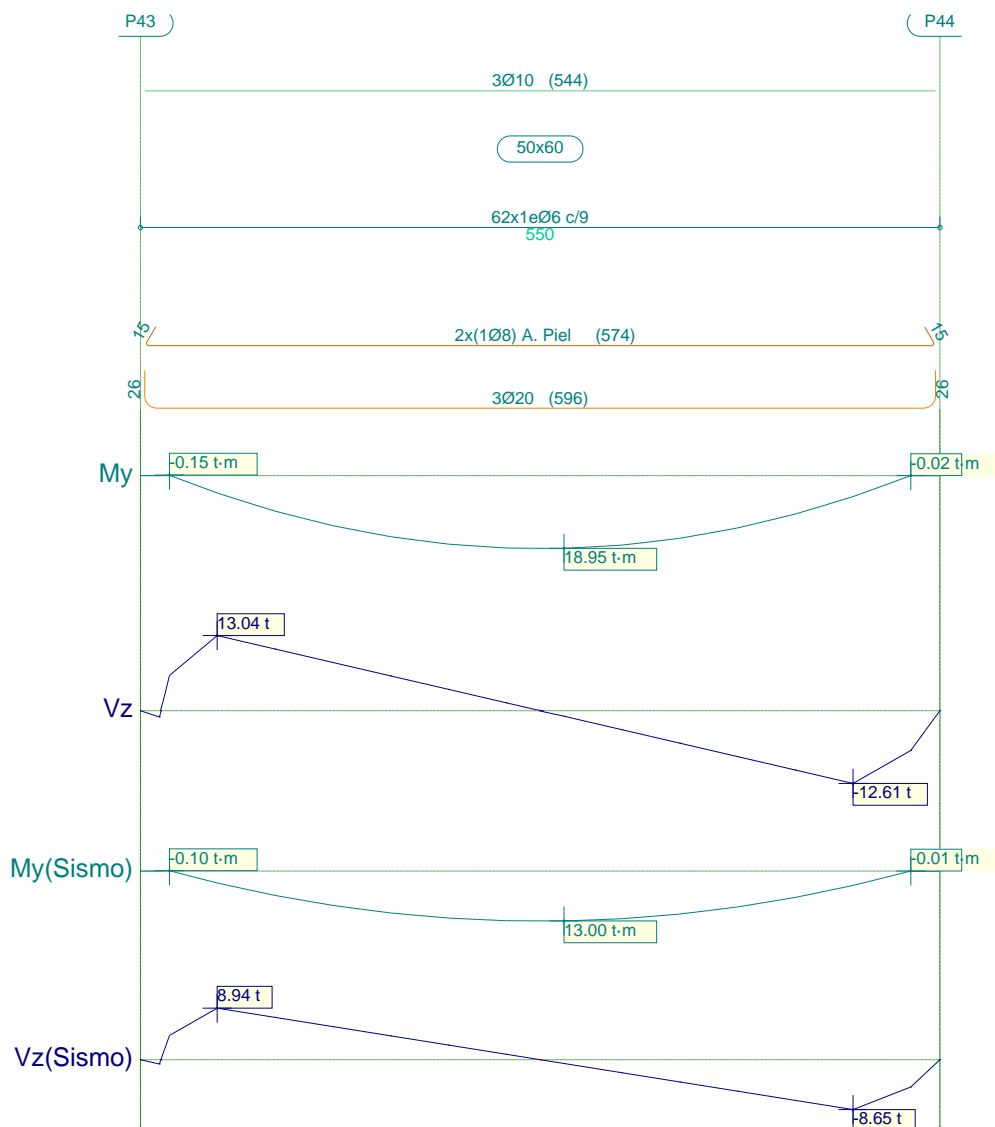


Listado de armado de vigas

Pórtico 2				Tramo: P42-P43		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		11.06	12.99	11.06
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-1.43	-3.20	-9.73
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		9.73	3.20	1.43
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	8.45	8.45	8.45
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.41 mm, L/13305 (L: 5.50 m)		
Activa				2.25 mm, L/2448 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				3.30 mm, L/1669 (L: 5.50 m)		



2.3.- Pórtico 3



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 3			Tramo: P43-P44		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t-m]	15.91	18.95	16.34
	x	[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-2.10	-4.45	-14.00
	x	[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	14.35	4.88	0.23
	x	[m]	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

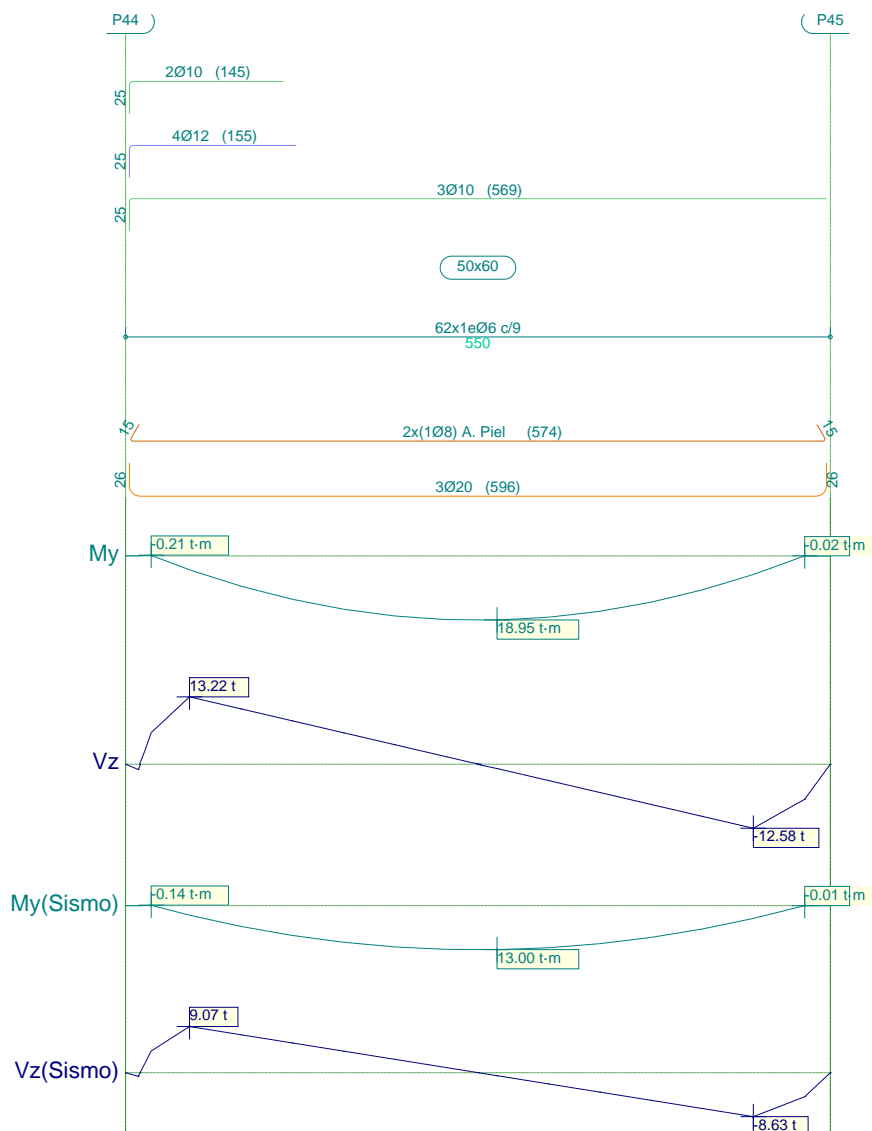


Listado de armado de vigas

Pórtico 3				Tramo: P43-P44		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		10.91	13.00	11.21
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-1.43	-3.05	-9.61
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		9.85	3.35	0.16
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.40 mm, L/13897 (L: 5.50 m)		
Activa				2.22 mm, L/2479 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				3.27 mm, L/1683 (L: 5.50 m)		



2.4.- Pórtico 4



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 4			Tramo: P44-P45		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.21	--	--
		x [m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	15.75	18.95	16.39
		x [m]	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-2.11	-4.37	-13.99
		x [m]	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	14.50	5.01	0.23
		x [m]	0.20	1.90	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--



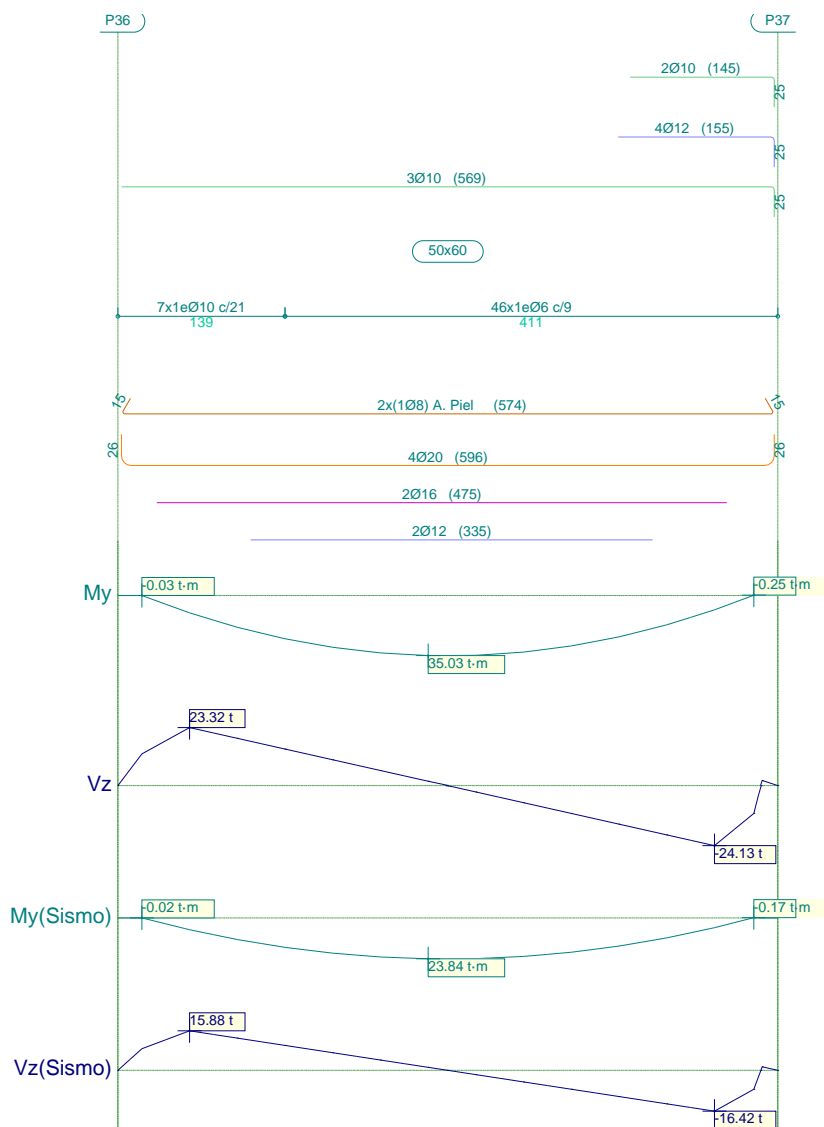
Listado de armado de vigas

Pórtico 4				Tramo: P44-P45		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		10.81	13.00	11.24
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-1.44	-3.00	-9.60
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		9.95	3.44	0.16
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.39 mm, L/14116 (L: 5.50 m)		
Activa				2.21 mm, L/2493 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				3.25 mm, L/1690 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.5.- Pórtico 5



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 5			Tramo: P36-P37		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	-0.25
	x	[m]	--	--	5.30
	Momento máx.	[t·m]	30.20	35.03	29.41
	x	[m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.26	-9.03	-26.45
	x	[m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	25.74	8.23	4.07
	x	[m]	0.20	1.99	5.30
Torsor mín.		[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Torsor máx.		[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

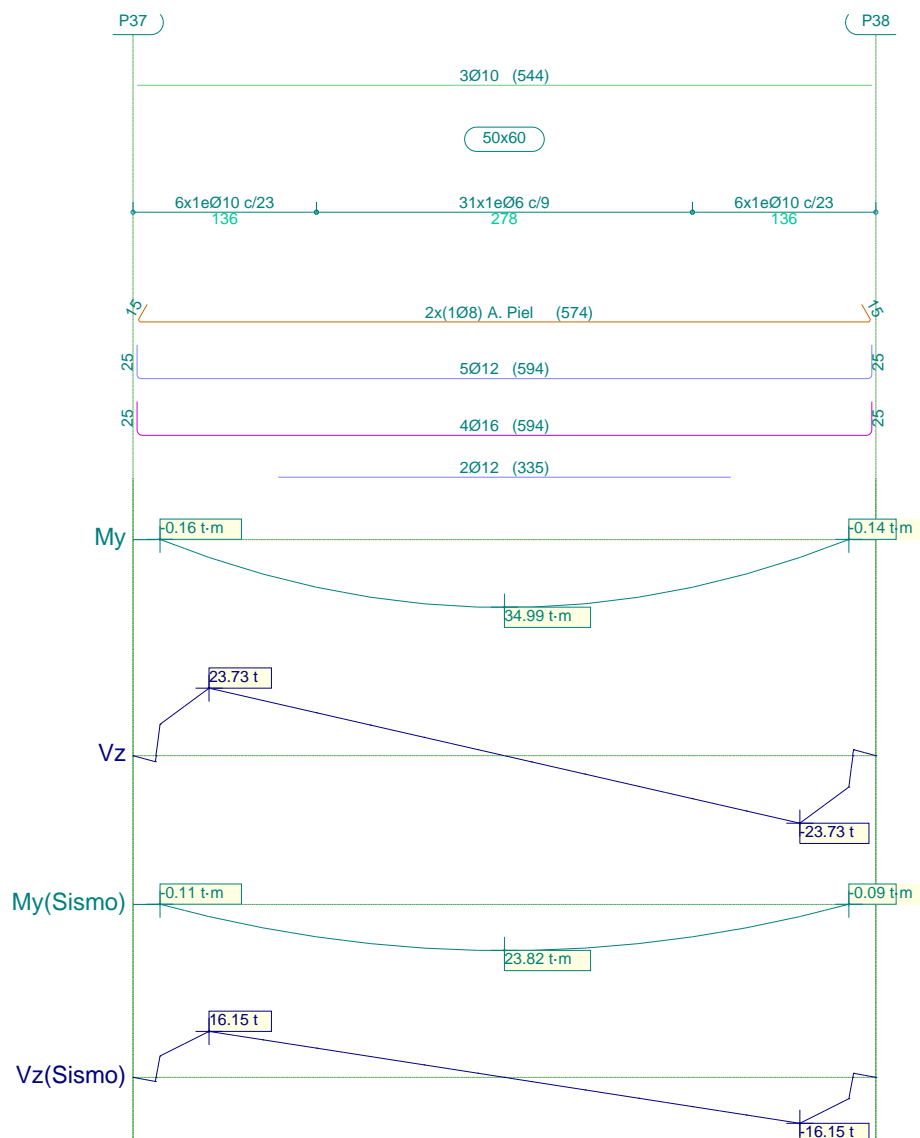


Listado de armado de vigas

Pórtico 5				Tramo: P36-P37		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	-0.17
		[m]		--	--	5.30
	Momento máx. x	[t·m]		20.56	23.84	20.02
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.18	-6.14	-18.01
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.52	5.60	2.76
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	8.45
			Nec.	0.00	0.00	8.40
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	14.24	14.93	14.04
Área Transv.		[cm²/m]	Real	7.48	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.26 mm, L/4366 (L: 5.50 m)		
Activa				11.05 mm, L/498 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.16 mm, L/418 (L: 5.50 m)		



2.6.- Pórtico 6



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 6			Tramo: P37-P38		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.82	34.99	29.82
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-4.06	-8.63	-26.09
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.09	8.63	4.06
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



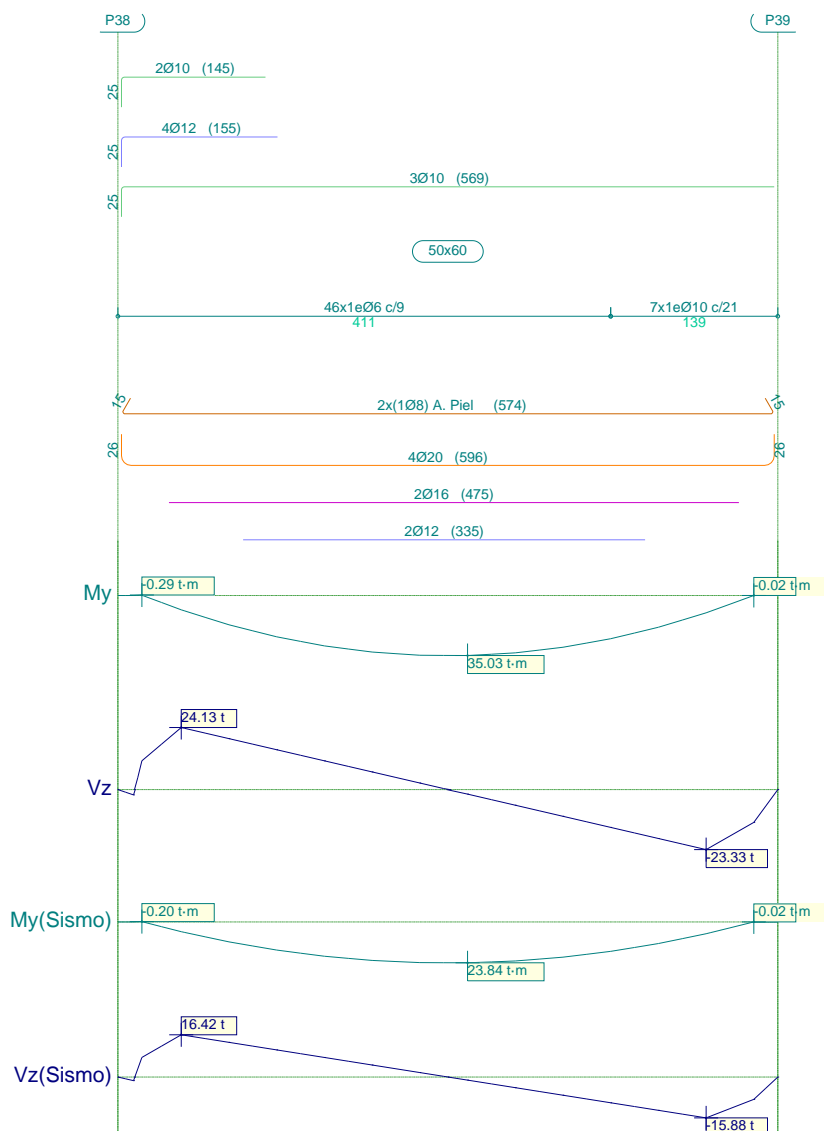
Listado de armado de vigas

Pórtico 6				Tramo: P37-P38		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		20.30	23.82	20.30
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-2.76	-5.87	-17.77
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.77	5.87	2.76
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	15.96	15.96	15.96
			Nec.	14.09	14.85	14.09
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.83	6.28	6.83
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.44 mm, L/3828 (L: 5.50 m)		
Activa				12.16 mm, L/452 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				14.30 mm, L/385 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.7.- Pórtico 7



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 7			Tramo: P38-P39		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.29	--	--
		x [m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.41	35.03	30.21
		x [m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-4.06	-8.23	-25.74
		x [m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.45	9.03	0.26
		x [m]	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--



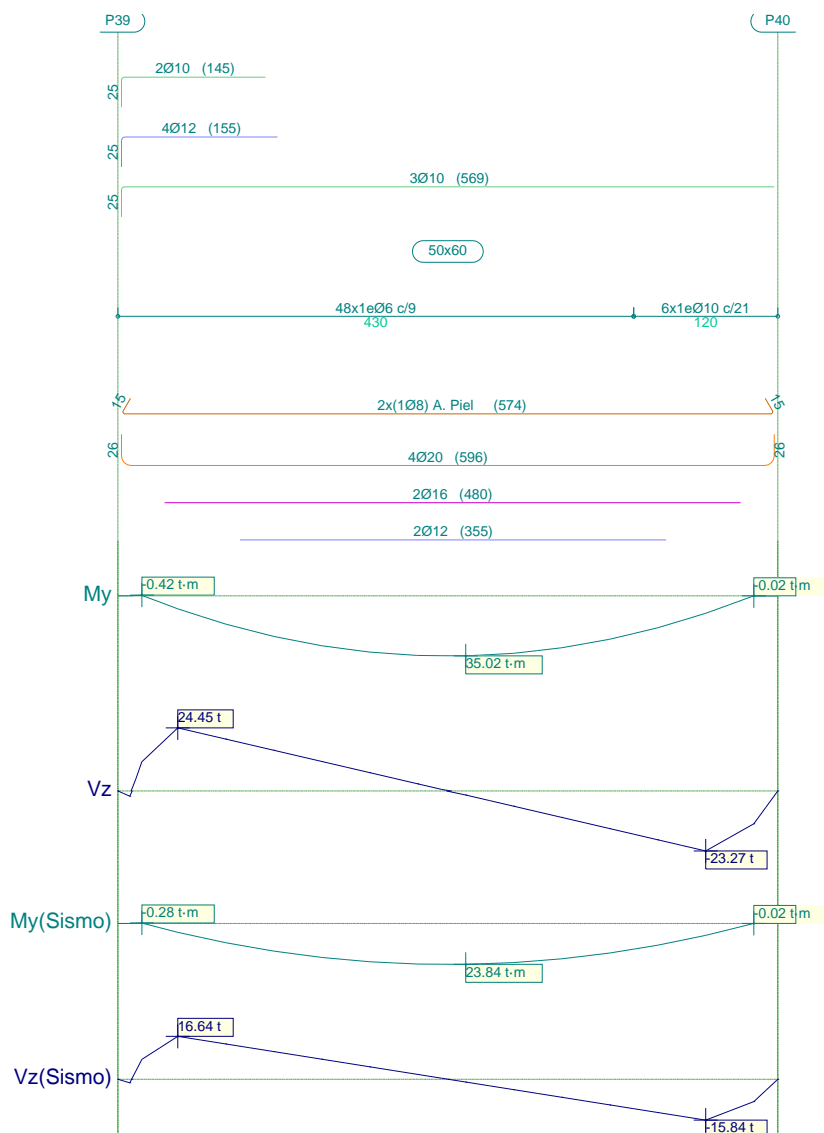
Listado de armado de vigas

Pórtico 7				Tramo: P38-P39		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.20	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		20.02	23.84	20.56
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-2.76	-5.60	-17.53
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		18.01	6.14	0.18
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	14.04	14.93	14.25
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.48
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.26 mm, L/4366 (L: 5.50 m)		
Activa				11.05 mm, L/498 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.16 mm, L/418 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.8.- Pórtico 8



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 8			Tramo: P39-P40		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.42	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.11	35.02	30.29
	x	[m]	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-4.08	-8.09	-25.70
	x	[m]	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.75	9.27	0.25
	x	[m]	0.20	1.90	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

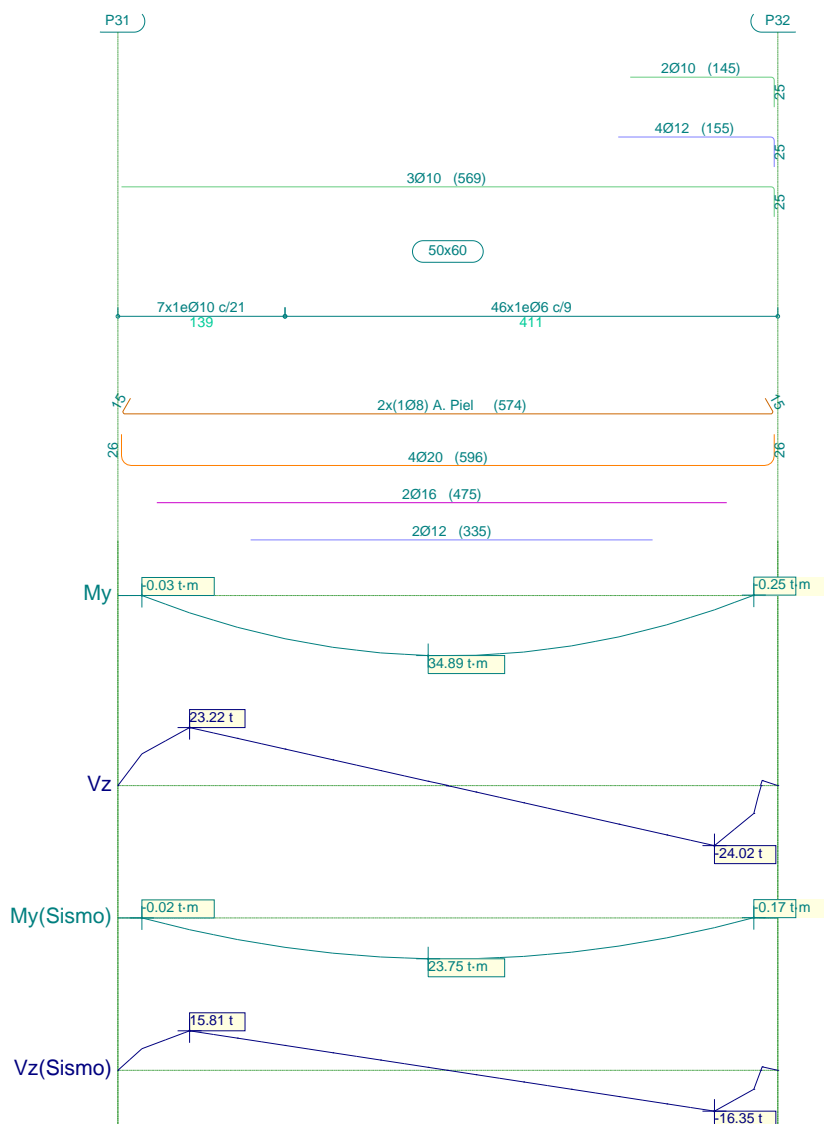


Listado de armado de vigas

Pórtico 8				Tramo: P39-P40		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.28	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		19.82	23.84	20.62
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-2.77	-5.50	-17.50
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		18.21	6.31	0.17
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	13.96	14.92	14.27
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.48
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.26 mm, L/4375 (L: 5.50 m)		
Activa				11.01 mm, L/499 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.11 mm, L/419 (L: 5.50 m)		



2.9.- Pórtico 9



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 9			Tramo: P31-P32		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	--	--	-0.25
	x	[m]	--	--	5.30
	Momento máx.	[t-m]	30.08	34.89	29.29
	x	[m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.26	-8.99	-26.33
	x	[m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	25.62	8.19	4.05
	x	[m]	0.20	1.99	5.30
Torsor mín.	x	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--



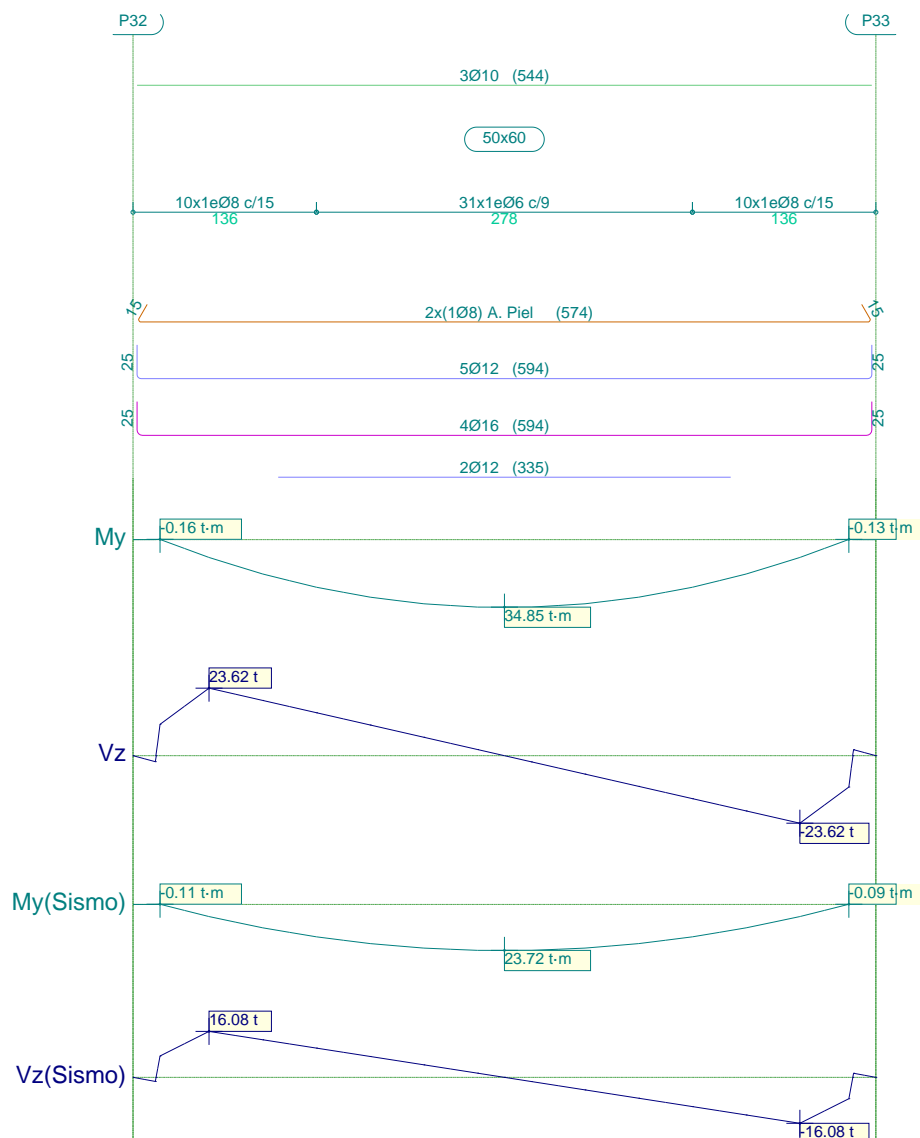
Listado de armado de vigas

Pórtico 9				Tramo: P31-P32		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		20.48	23.75	19.94
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.18	-6.12	-17.93
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.45	5.58	2.75
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	8.45
			Nec.	0.00	0.00	8.40
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	14.19	14.87	13.98
Área Transv.		[cm²/m]	Real	7.48	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4385 (L: 5.50 m)		
Activa				10.97 mm, L/501 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.05 mm, L/421 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.10.- Pórtico 10



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 10			Tramo: P32-P33		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.70	34.85	29.70
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-4.04	-8.59	-25.98
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	25.98	8.59	4.04
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

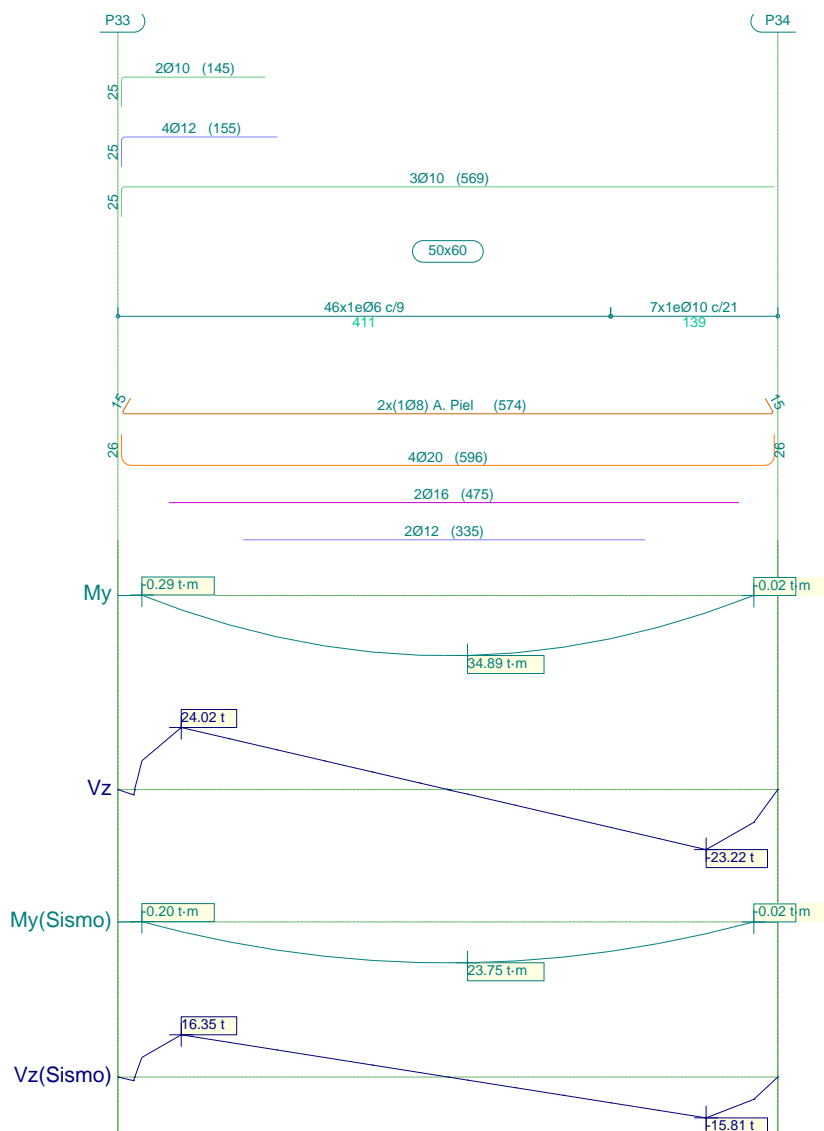


Listado de armado de vigas

Pórtico 10				Tramo: P32-P33		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		20.21	23.72	20.21
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-2.74	-5.85	-17.69
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.69	5.85	2.74
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	15.96	15.96	15.96
			Nec.	14.03	14.79	14.03
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.70	6.28	6.70
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.43 mm, L/3846 (L: 5.50 m)		
Activa				12.07 mm, L/456 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				14.19 mm, L/388 (L: 5.50 m)		



2.11.- Pórtico 11



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 11			Tramo: P33-P34		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.29	--	--
		x [m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.29	34.89	30.08
		x [m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-4.04	-8.19	-25.62
		x [m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.33	8.99	0.26
		x [m]	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--



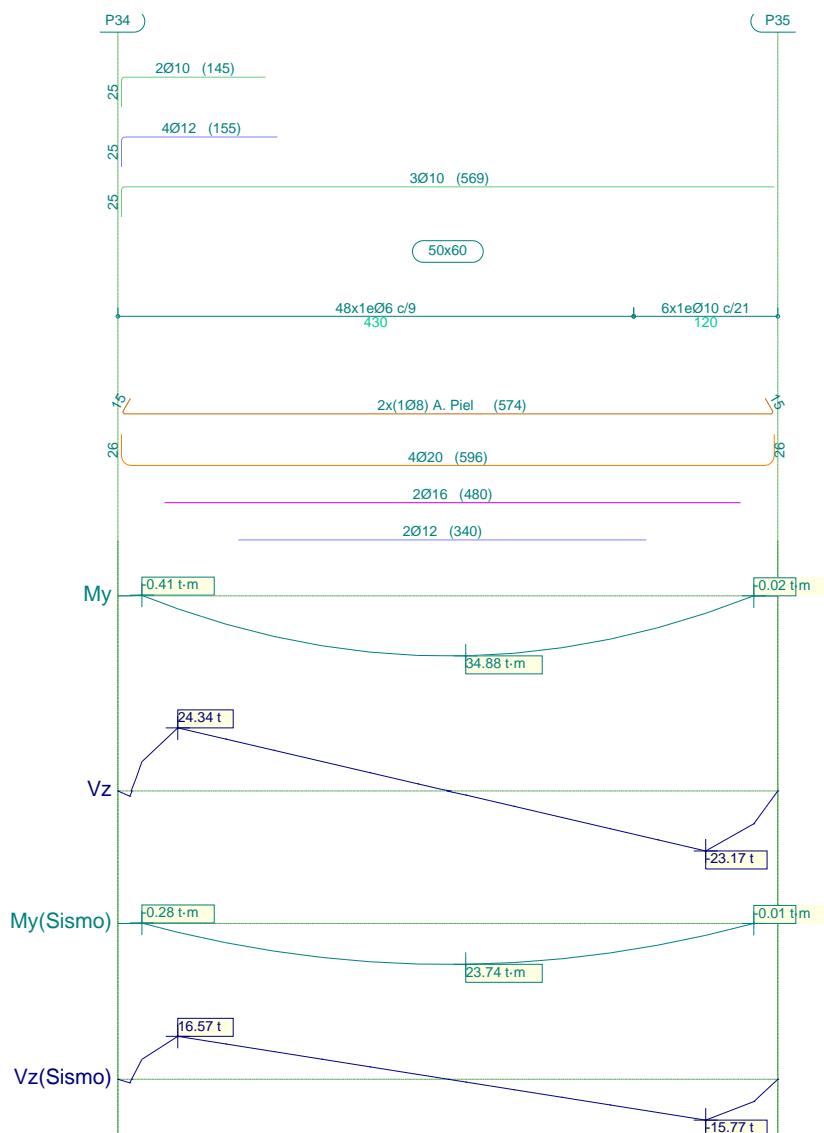
Listado de armado de vigas

Pórtico 11				Tramo: P33-P34		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.20	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		19.94	23.75	20.48
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-2.74	-5.58	-17.45
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.93	6.12	0.18
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	13.98	14.87	14.19
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.48
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4385 (L: 5.50 m)		
Activa				10.97 mm, L/501 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.05 mm, L/421 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.12.- Pórtico 12



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 12			Tramo: P34-P35		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.41	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.00	34.88	30.17
	x	[m]	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-4.06	-8.05	-25.59
	x	[m]	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.63	9.23	0.25
	x	[m]	0.20	1.90	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



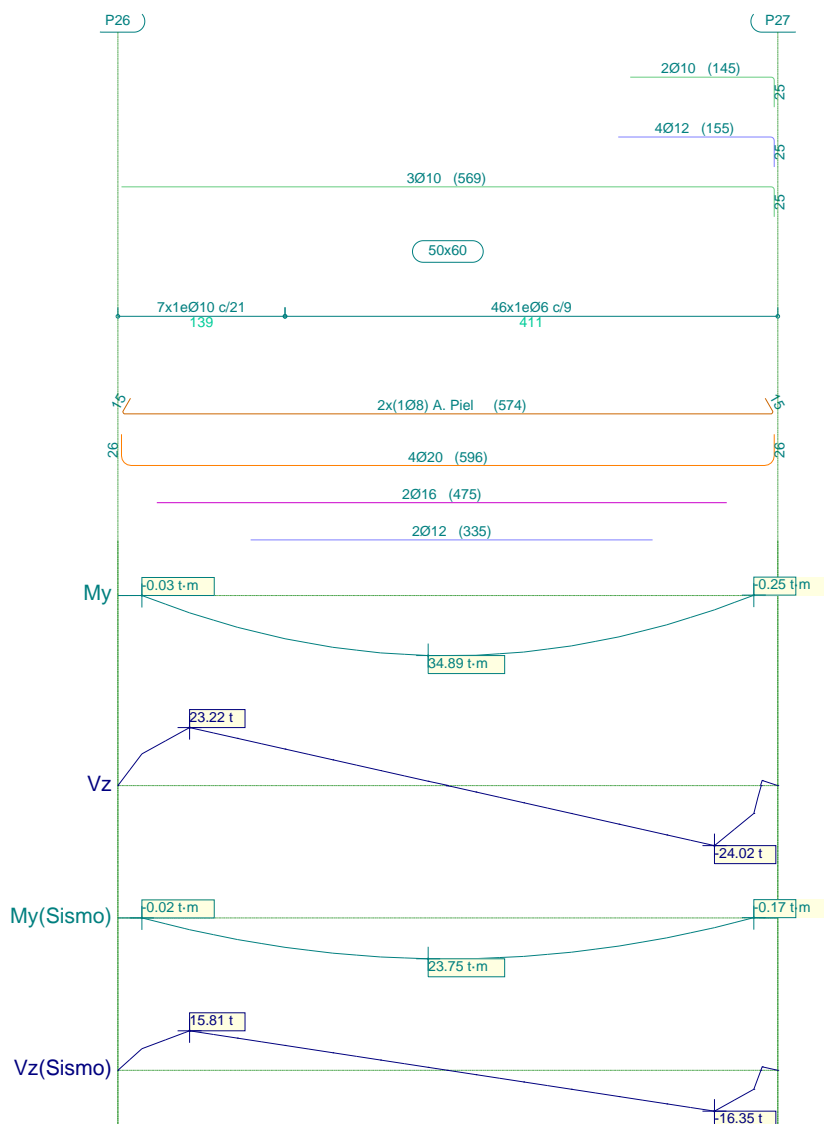
Listado de armado de vigas

Pórtico 12				Tramo: P34-P35		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.28	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		19.74	23.74	20.53
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-2.76	-5.48	-17.42
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		18.13	6.28	0.17
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	13.90	14.86	14.21
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.48
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4393 (L: 5.50 m)		
Activa				10.94 mm, L/503 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.01 mm, L/423 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.13.- Pórtico 13



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 13			Tramo: P26-P27		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	-0.25
	x	[m]	--	--	5.30
	Momento máx.	[t·m]	30.08	34.89	29.29
	x	[m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.26	-8.99	-26.33
	x	[m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	25.62	8.19	4.05
	x	[m]	0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



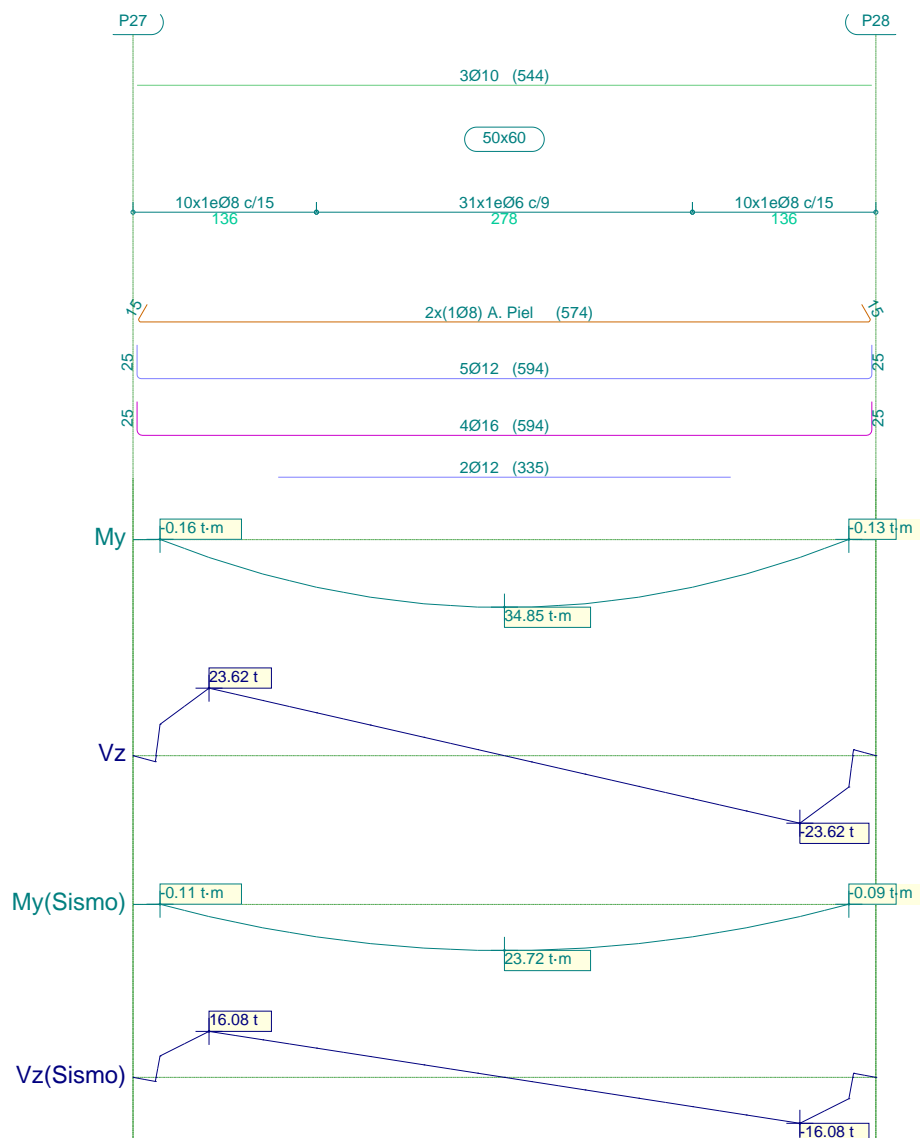
Listado de armado de vigas

Pórtico 13				Tramo: P26-P27		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		20.47	23.75	19.94
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.18	-6.12	-17.93
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.45	5.58	2.75
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	8.45
			Nec.	0.00	0.00	8.40
Area Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	14.18	14.86	13.98
Area Transv.		[cm²/m]	Real	7.48	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4386 (L: 5.50 m)		
Activa				10.97 mm, L/501 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.05 mm, L/421 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.14.- Pórtico 14



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 14			Tramo: P27-P28		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.70	34.85	29.70
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-4.04	-8.59	-25.98
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	25.98	8.59	4.04
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

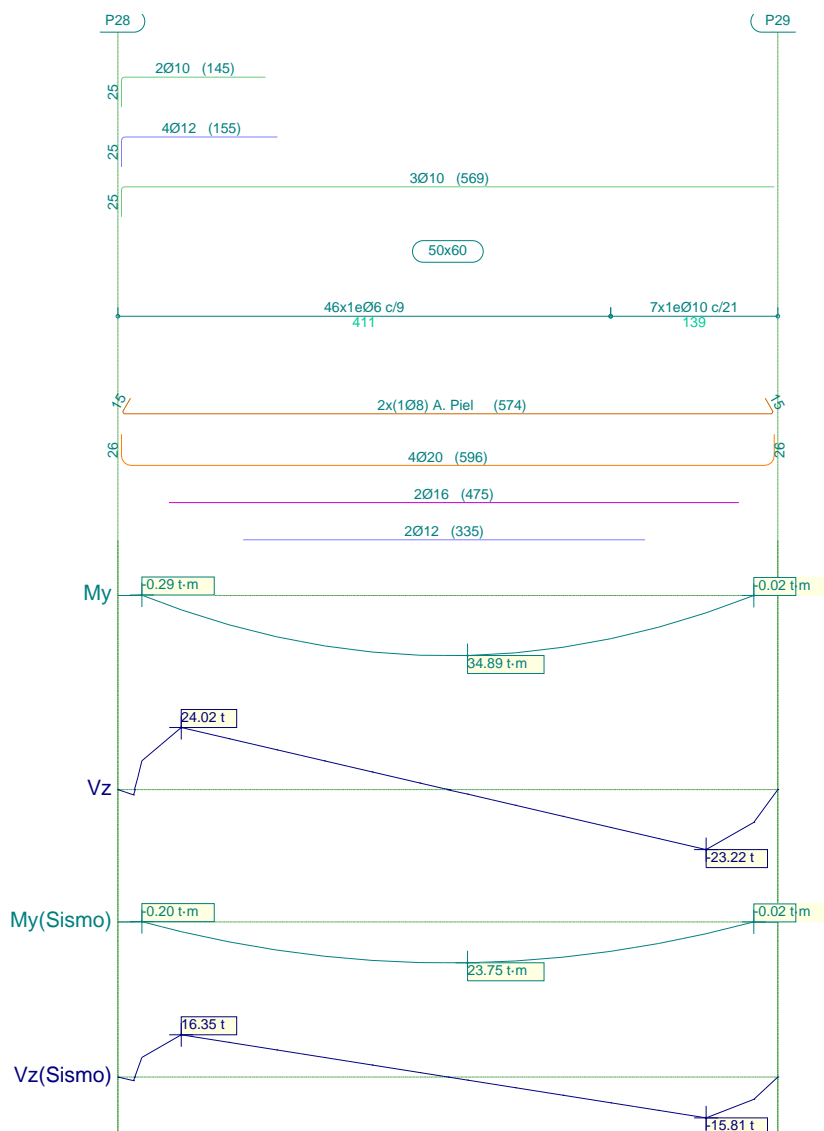


Listado de armado de vigas

Pórtico 14				Tramo: P27-P28		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		20.21	23.72	20.21
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-2.74	-5.85	-17.69
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.69	5.85	2.74
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	15.96	15.96	15.96
			Nec.	14.03	14.79	14.03
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.70	6.28	6.70
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.43 mm, L/3846 (L: 5.50 m)		
Activa				12.06 mm, L/456 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				14.18 mm, L/388 (L: 5.50 m)		



2.15.- Pórtico 15



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 15			Tramo: P28-P29		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.29	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.29	34.89	30.08
	x	[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-4.04	-8.19	-25.62
	x	[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.33	8.99	0.26
	x	[m]	0.20	1.92	5.30
Torsor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Torsor máx.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--



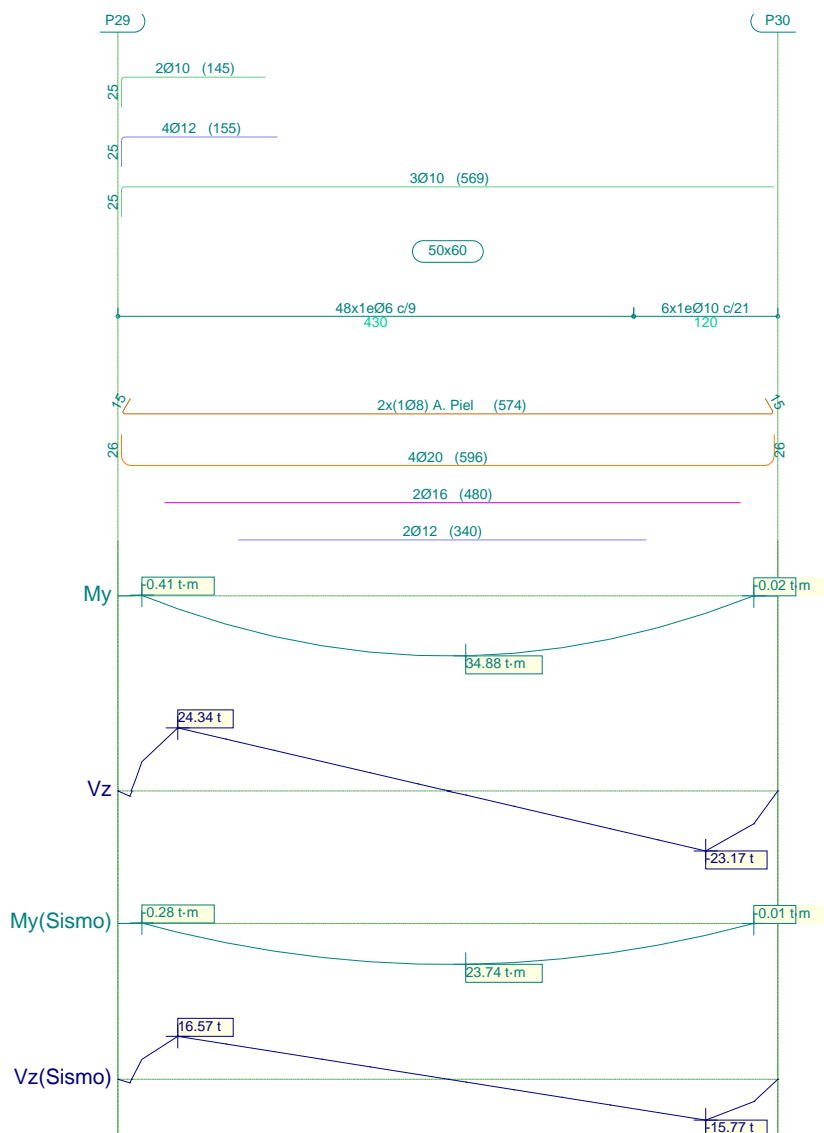
Listado de armado de vigas

Pórtico 15				Tramo: P28-P29		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.20	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		19.94	23.75	20.47
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-2.74	-5.58	-17.45
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.93	6.12	0.18
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	13.98	14.86	14.18
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.48
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4386 (L: 5.50 m)		
Activa				10.97 mm, L/501 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.05 mm, L/421 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.16.- Pórtico 16



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 16			Tramo: P29-P30		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.41	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	28.99	34.88	30.17
	x	[m]	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-4.06	-8.05	-25.59
	x	[m]	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.63	9.23	0.25
	x	[m]	0.20	1.90	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



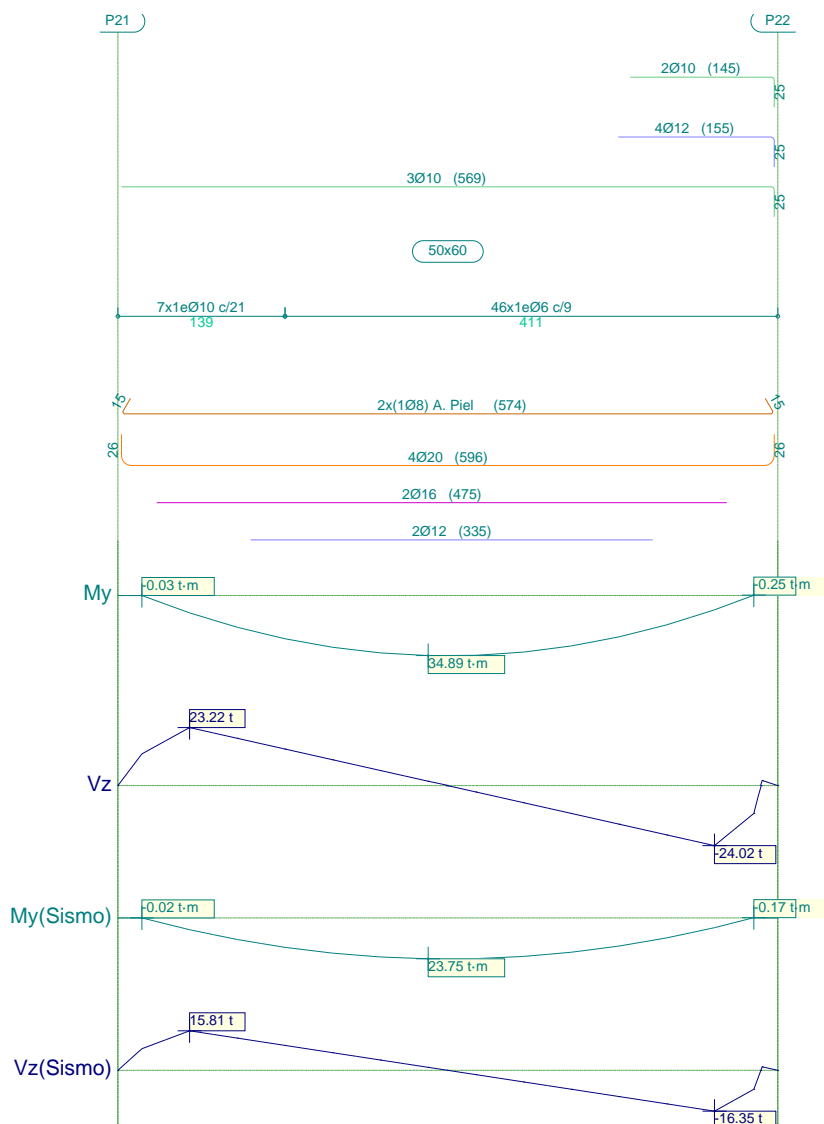
Listado de armado de vigas

Pórtico 16				Tramo: P29-P30		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.28	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		19.73	23.74	20.53
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-2.76	-5.48	-17.42
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		18.13	6.28	0.17
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm ²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm ²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	13.90	14.86	14.21
Área Transv.		[cm ² /m]	Real	6.28	6.28	7.48
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4394 (L: 5.50 m)		
Activa				10.94 mm, L/503 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.01 mm, L/423 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.17.- Pórtico 17



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 17			Tramo: P21-P22		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	-0.25
	x	[m]	--	--	5.30
	Momento máx.	[t·m]	30.08	34.89	29.29
	x	[m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.26	-8.99	-26.33
	x	[m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	25.62	8.19	4.05
	x	[m]	0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

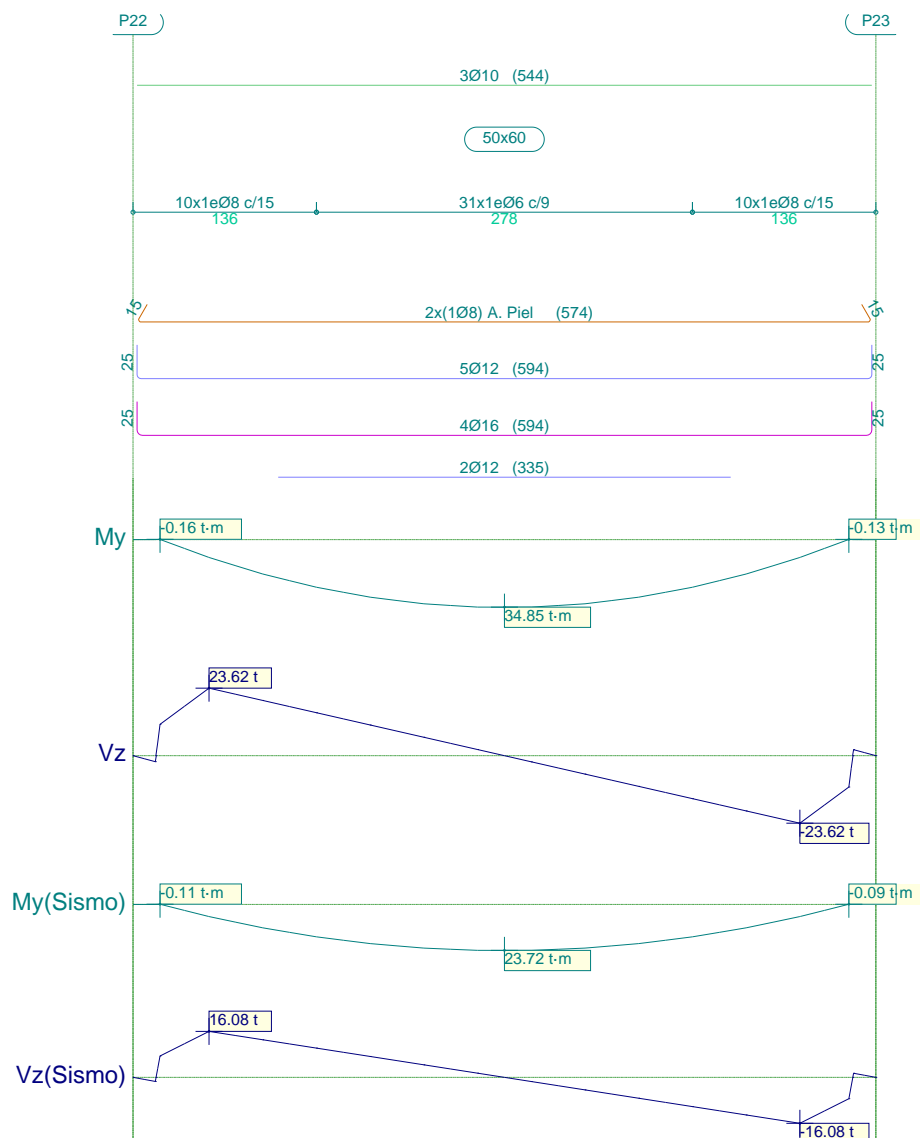


Listado de armado de vigas

Pórtico 17				Tramo: P21-P22		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		20.47	23.75	19.94
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.18	-6.12	-17.93
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.45	5.58	2.75
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	8.45
			Nec.	0.00	0.00	8.40
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	14.18	14.86	13.98
Área Transv.		[cm²/m]	Real	7.48	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4387 (L: 5.50 m)		
Activa				10.97 mm, L/501 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.05 mm, L/421 (L: 5.50 m)		



2.18.- Pórtico 18



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 18			Tramo: P22-P23		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.70	34.85	29.70
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-4.04	-8.59	-25.98
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	25.98	8.59	4.04
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
Situaciones persistentes o transitorias	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

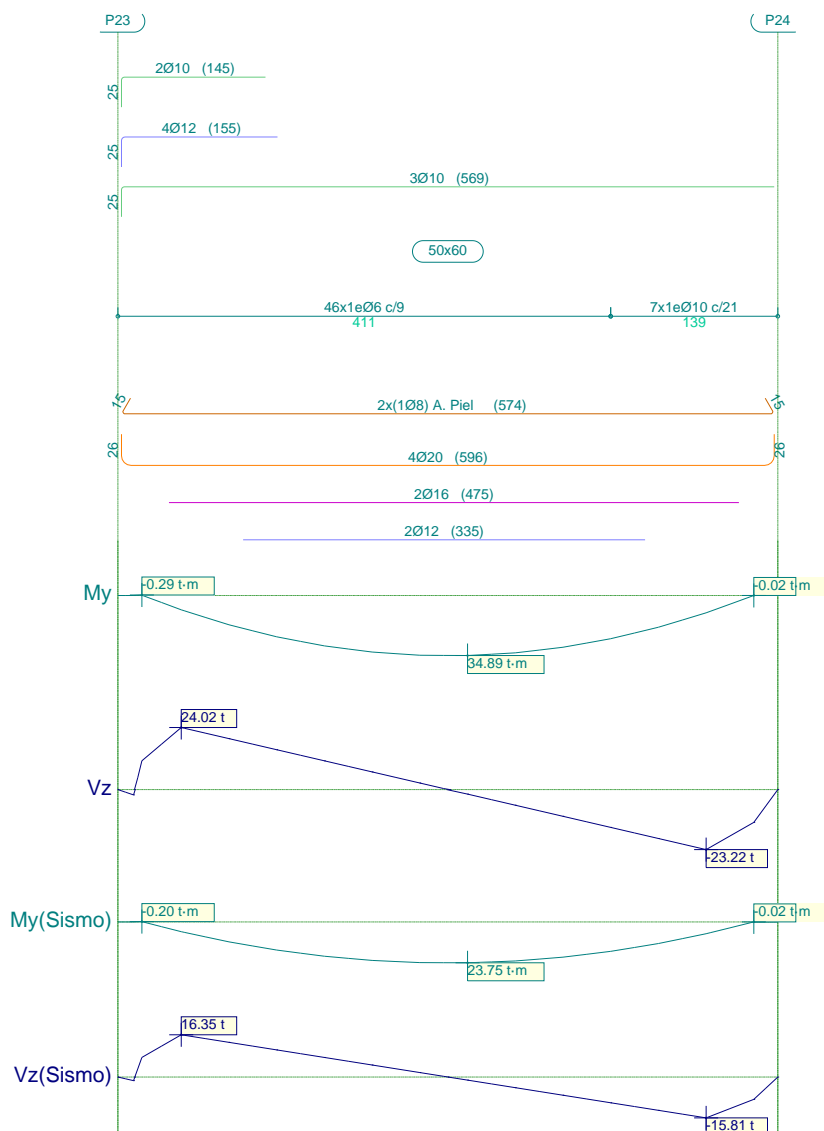


Listado de armado de vigas

Pórtico 18				Tramo: P22-P23		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		20.21	23.72	20.21
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-2.74	-5.85	-17.69
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.69	5.85	2.74
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	15.96	15.96	15.96
			Nec.	14.03	14.79	14.03
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.70	6.28	6.70
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.43 mm, L/3848 (L: 5.50 m)		
Activa				12.06 mm, L/456 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				14.18 mm, L/388 (L: 5.50 m)		



2.19.- Pórtico 19



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 19			Tramo: P23-P24		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.29	--	--
		x [m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.29	34.89	30.08
		x [m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-4.04	-8.19	-25.62
		x [m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.33	8.99	0.26
		x [m]	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--

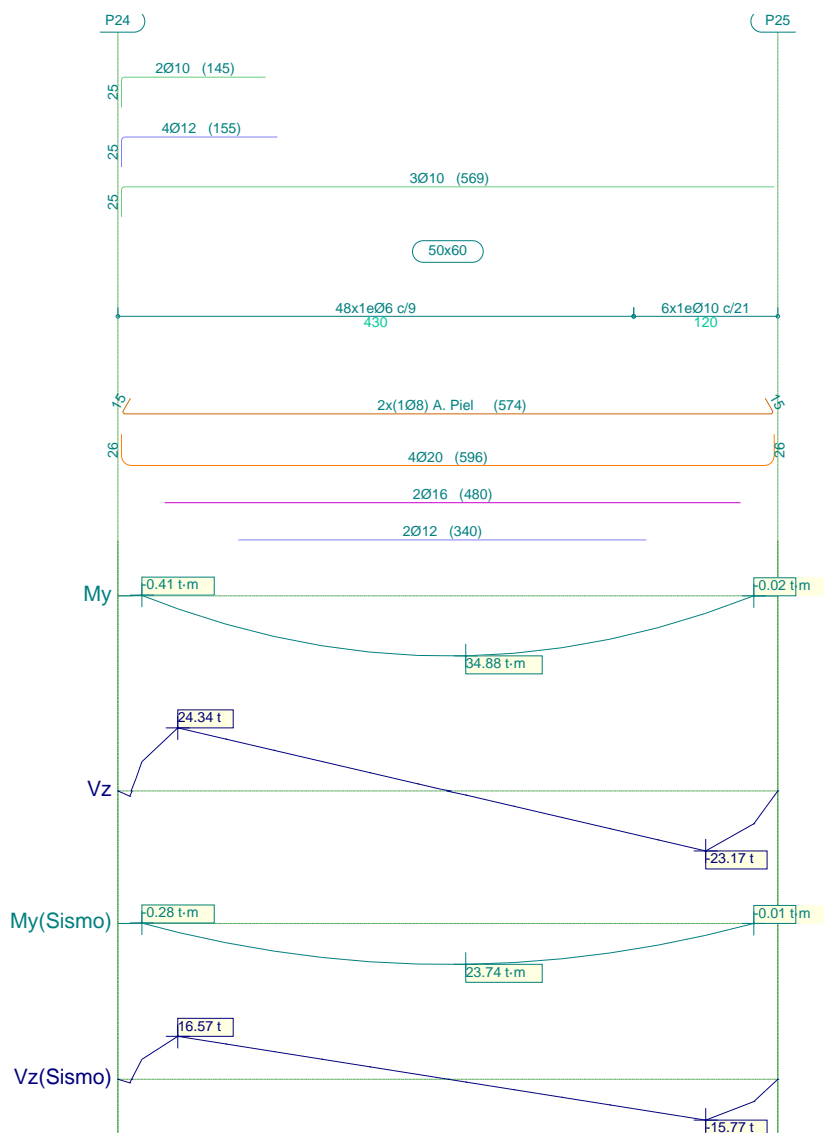


Pórtico 19				Tramo: P23-P24		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.20	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		19.94	23.75	20.47
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-2.74	-5.58	-17.45
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.93	6.12	0.18
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	13.98	14.86	14.18
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.48
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4387 (L: 5.50 m)		
Activa				10.97 mm, L/501 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.05 mm, L/421 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.20.- Pórtico 20



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 20			Tramo: P24-P25		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.41	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	28.99	34.88	30.17
	x	[m]	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-4.06	-8.05	-25.59
	x	[m]	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.63	9.23	0.25
	x	[m]	0.20	1.90	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

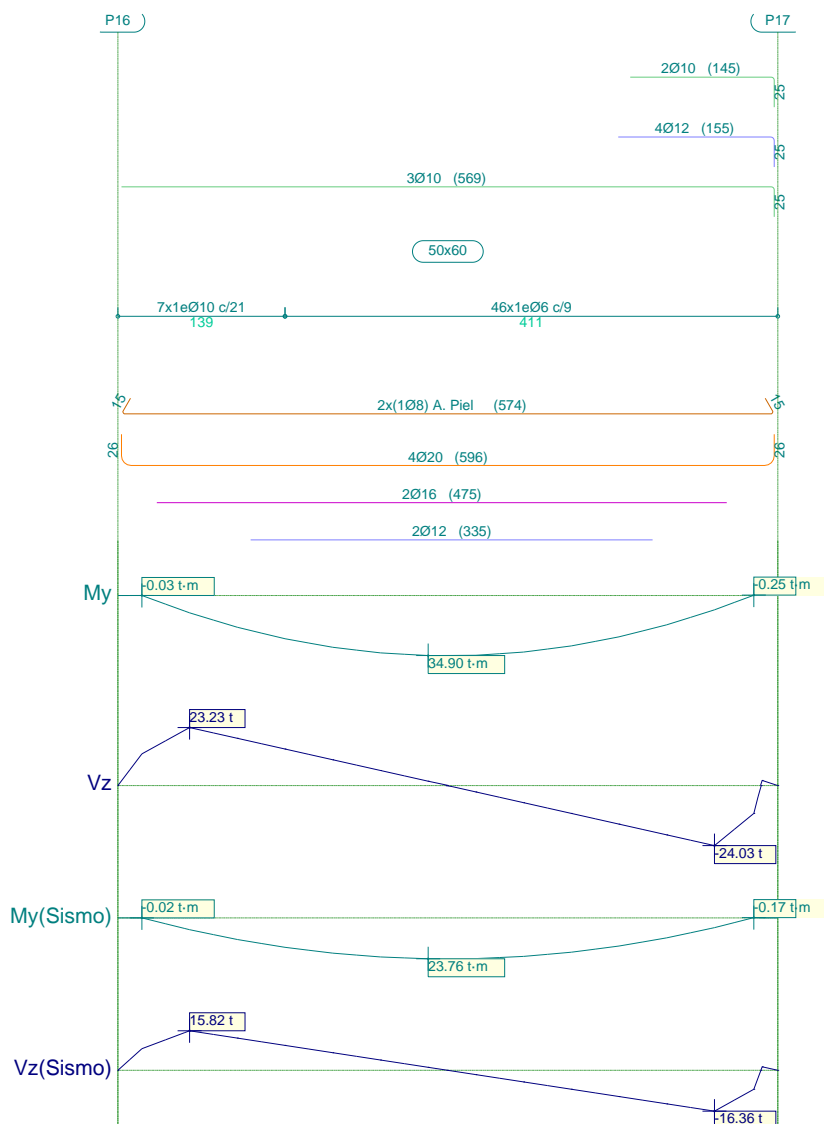


Listado de armado de vigas

Pórtico 20				Tramo: P24-P25		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.28	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		19.73	23.74	20.53
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-2.76	-5.48	-17.42
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		18.13	6.28	0.17
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	13.90	14.86	14.21
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.48
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4395 (L: 5.50 m)		
Activa				10.94 mm, L/503 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.01 mm, L/423 (L: 5.50 m)		



2.21.- Pórtico 21



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 21			Tramo: P16-P17		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	-0.25
	x	[m]	--	--	5.30
	Momento máx.	[t·m]	30.09	34.90	29.30
	x	[m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.26	-8.99	-26.34
	x	[m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	25.63	8.19	4.03
	x	[m]	0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

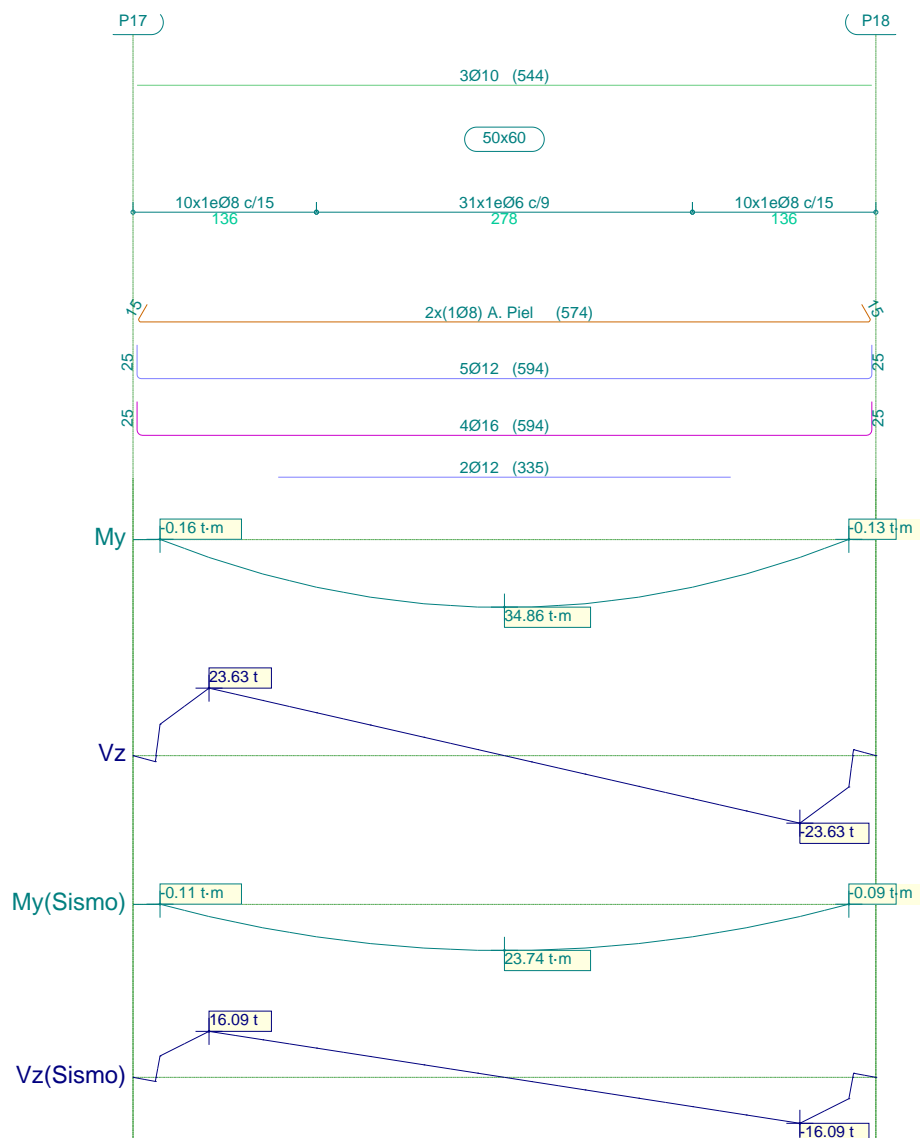


Listado de armado de vigas

Pórtico 21				Tramo: P16-P17		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	-0.17
		[m]		--	--	5.30
	Momento máx. x	[t·m]		20.49	23.76	19.95
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.18	-6.12	-17.94
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.46	5.58	2.75
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	8.45
			Nec.	0.00	0.00	8.40
Area Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	14.19	14.87	13.98
Area Transv.		[cm²/m]	Real	7.48	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4397 (L: 5.50 m)		
Activa				10.98 mm, L/501 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.07 mm, L/421 (L: 5.50 m)		



2.22.- Pórtico 22



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 22			Tramo: P17-P18		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.71	34.86	29.71
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-4.04	-8.59	-25.99
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	25.99	8.59	4.04
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

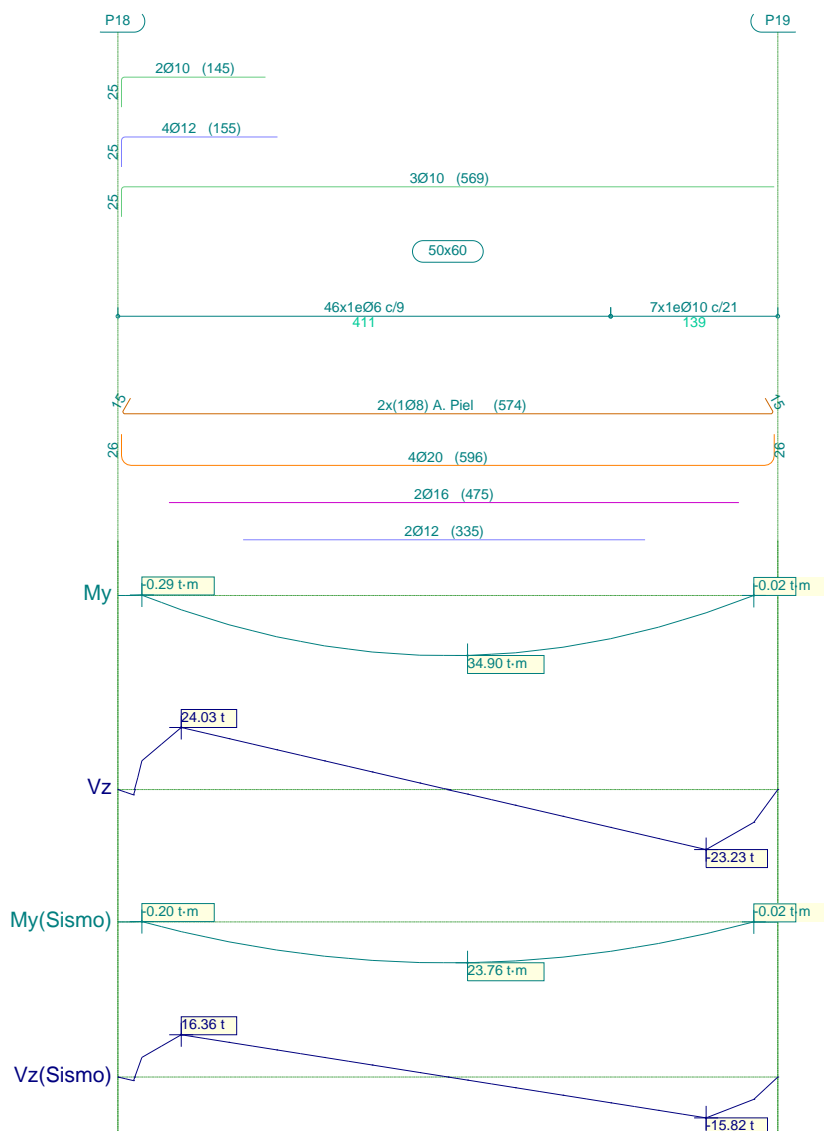


Listado de armado de vigas

Pórtico 22				Tramo: P17-P18		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		20.23	23.74	20.23
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-2.75	-5.85	-17.70
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.70	5.85	2.75
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	15.96	15.96	15.96
			Nec.	14.04	14.79	14.04
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.70	6.28	6.70
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.43 mm, L/3856 (L: 5.50 m)		
Activa				12.07 mm, L/455 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				14.20 mm, L/387 (L: 5.50 m)		



2.23.- Pórtico 23



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 23			Tramo: P18-P19		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.29	--	--
		x [m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.30	34.90	30.09
		x [m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-4.04	-8.19	-25.64
		x [m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.34	8.99	0.26
		x [m]	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--



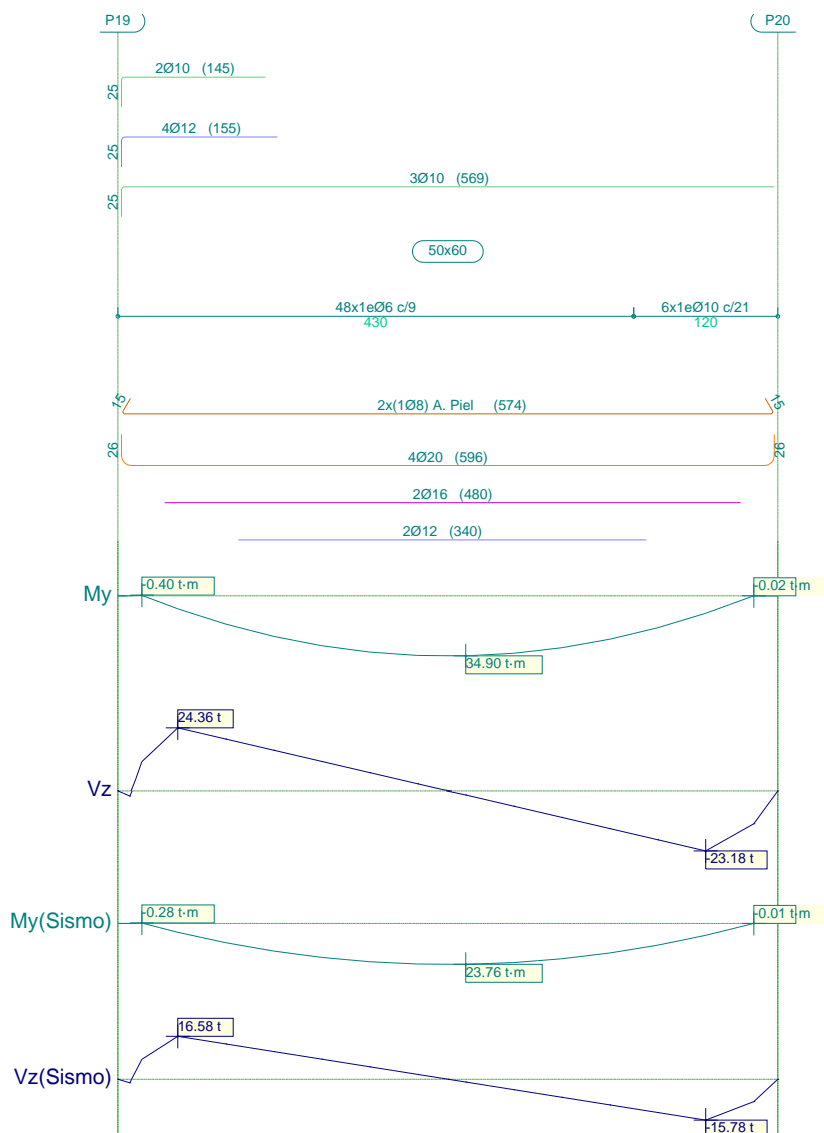
Listado de armado de vigas

Pórtico 23				Tramo: P18-P19		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.20	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		19.95	23.76	20.49
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-2.75	-5.58	-17.46
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		17.94	6.12	0.18
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	13.98	14.87	14.19
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.48
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4396 (L: 5.50 m)		
Activa				10.98 mm, L/501 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.07 mm, L/421 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.24.- Pórtico 24



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 24			Tramo: P19-P20		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.41	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	29.01	34.90	30.19
	x	[m]	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-4.06	-8.06	-25.60
	x	[m]	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.65	9.23	0.25
	x	[m]	0.20	1.90	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



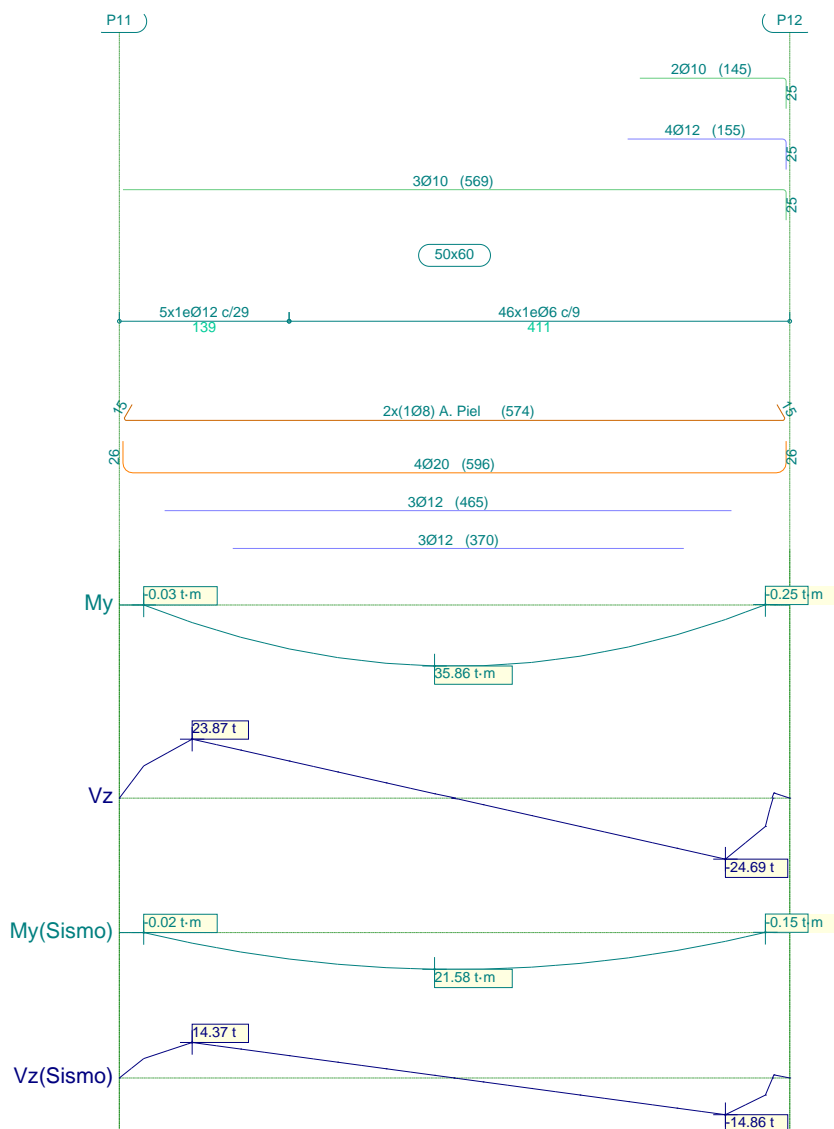
Listado de armado de vigas

Pórtico 24				Tramo: P19-P20		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.28	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		19.75	23.76	20.55
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-2.76	-5.49	-17.44
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		18.15	6.29	0.17
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	18.85	18.85	18.85
			Nec.	13.91	14.87	14.22
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.48
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.25 mm, L/4401 (L: 5.50 m)		
Activa				10.95 mm, L/502 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				13.03 mm, L/422 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.25.- Pórtico 25



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 25			Tramo: P11-P12		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	-0.25
	x	[m]	--	--	5.30
	Momento máx.	[t·m]	30.92	35.86	30.10
	x	[m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.28	-9.24	-27.07
	x	[m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.36	8.42	4.14
	x	[m]	0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

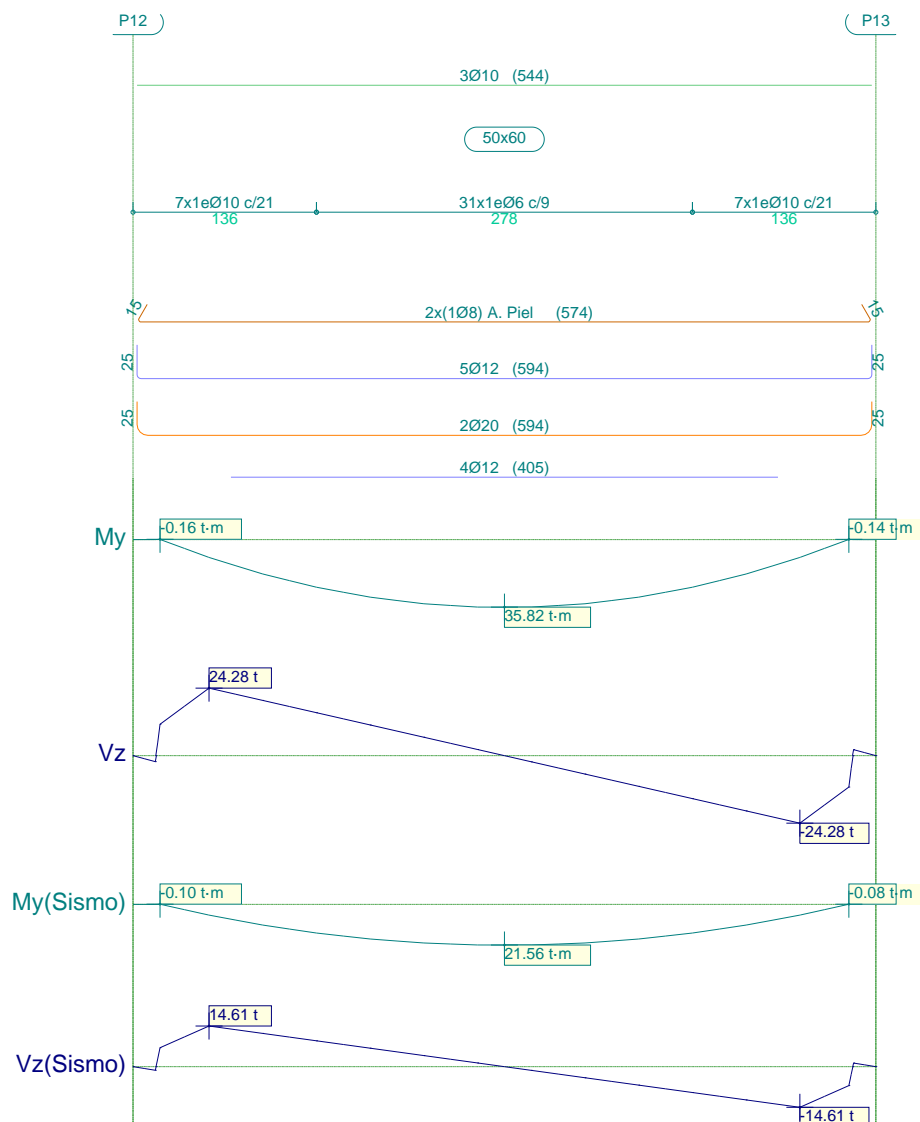


Listado de armado de vigas

Pórtico 25				Tramo: P11-P12		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		18.61	21.58	18.12
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.18	-5.56	-16.31
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		15.88	5.07	2.48
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	8.45
			Nec.	0.00	0.00	8.40
Área Inf.		[cm²]	Real	19.35	19.35	19.35
			Nec.	14.58	15.28	14.36
Área Transv.		[cm²/m]	Real	7.80	6.28	6.28
			Nec.	6.27	6.24	6.24
Sobrecarga				2.96 mm, L/1859 (L: 5.50 m)		
Activa				11.04 mm, L/498 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				11.24 mm, L/489 (L: 5.50 m)		



2.26.- Pórtico 26



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 26			Tramo: P12-P13		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t.m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t.m]	30.52	35.82	30.52
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-4.13	-8.83	-26.71
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	26.71	8.83	4.13
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
Situaciones persistentes o transitorias	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

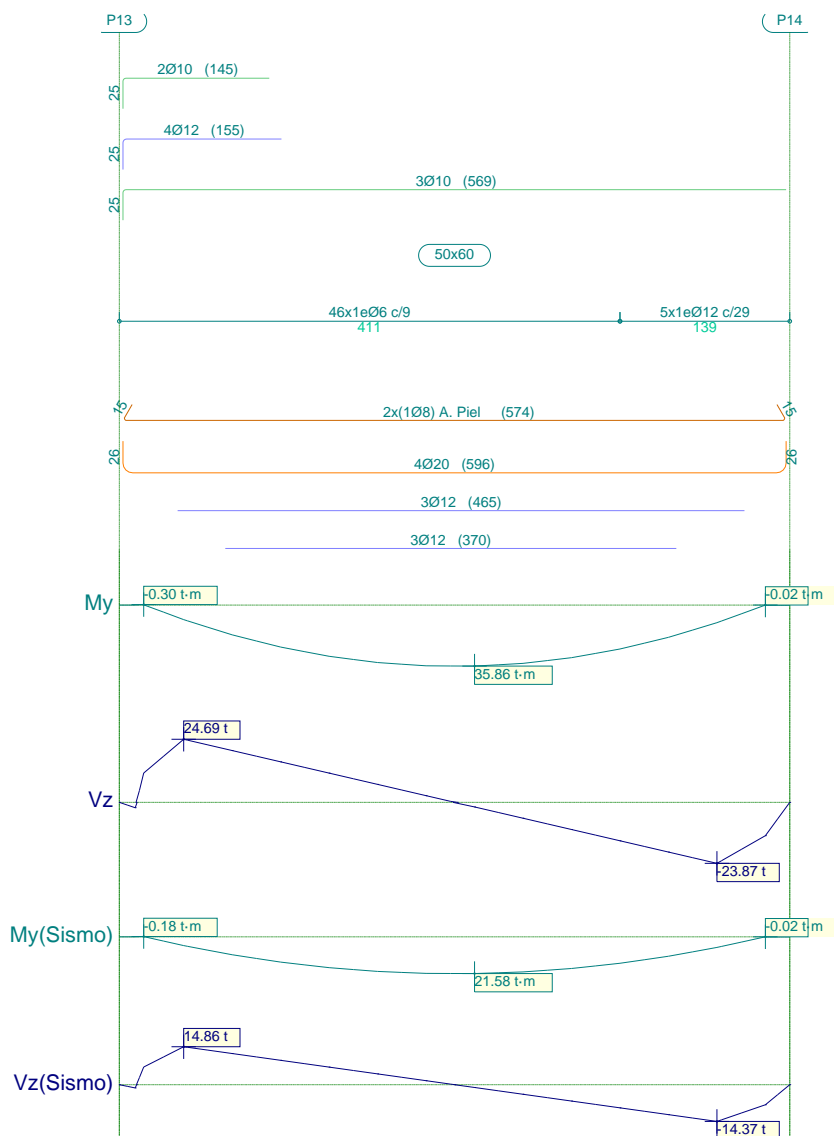


Listado de armado de vigas

Pórtico 26				Tramo: P12-P13		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		18.37	21.56	18.37
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-2.47	-5.31	-16.09
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		16.09	5.31	2.47
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	16.46	16.46	16.46
			Nec.	14.45	15.23	14.45
Area Transv.		[cm²/m]	Real	7.48	6.28	7.48
			Nec.	6.74	6.24	6.74
Sobrecarga				3.35 mm, L/1642 (L: 5.50 m)		
Activa				12.13 mm, L/453 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				12.21 mm, L/450 (L: 5.50 m)		



2.27.- Pórtico 27



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 27			Tramo: P13-P14		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.30	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	30.10	35.86	30.92
	x	[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-4.13	-8.42	-26.36
	x	[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	27.07	9.24	0.28
	x	[m]	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



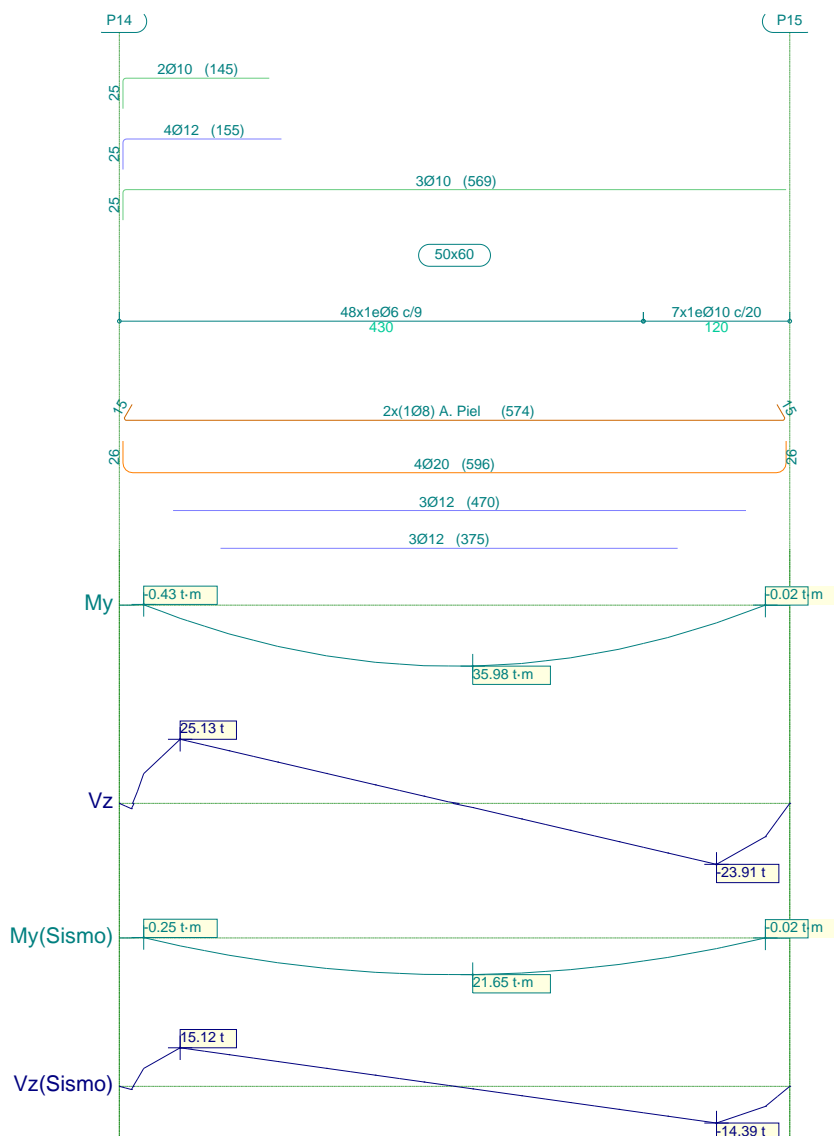
Listado de armado de vigas

Pórtico 27				Tramo: P13-P14		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.18	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		18.12	21.58	18.61
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-2.47	-5.07	-15.88
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		16.31	5.56	0.18
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	19.35	19.35	19.35
			Nec.	14.36	15.28	14.58
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.80
			Nec.	6.24	6.24	6.27
Sobrecarga				2.96 mm, L/1859 (L: 5.50 m)		
Activa				11.04 mm, L/498 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				11.24 mm, L/489 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.28.- Pórtico 28



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 28			Tramo: P14-P15		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	-0.43	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t-m]	29.91	35.98	31.12
	x	[m]	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-4.18	-8.31	-26.43
	x	[m]	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	27.50	9.52	0.27
	x	[m]	0.20	1.90	5.30
Situaciones sismo	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

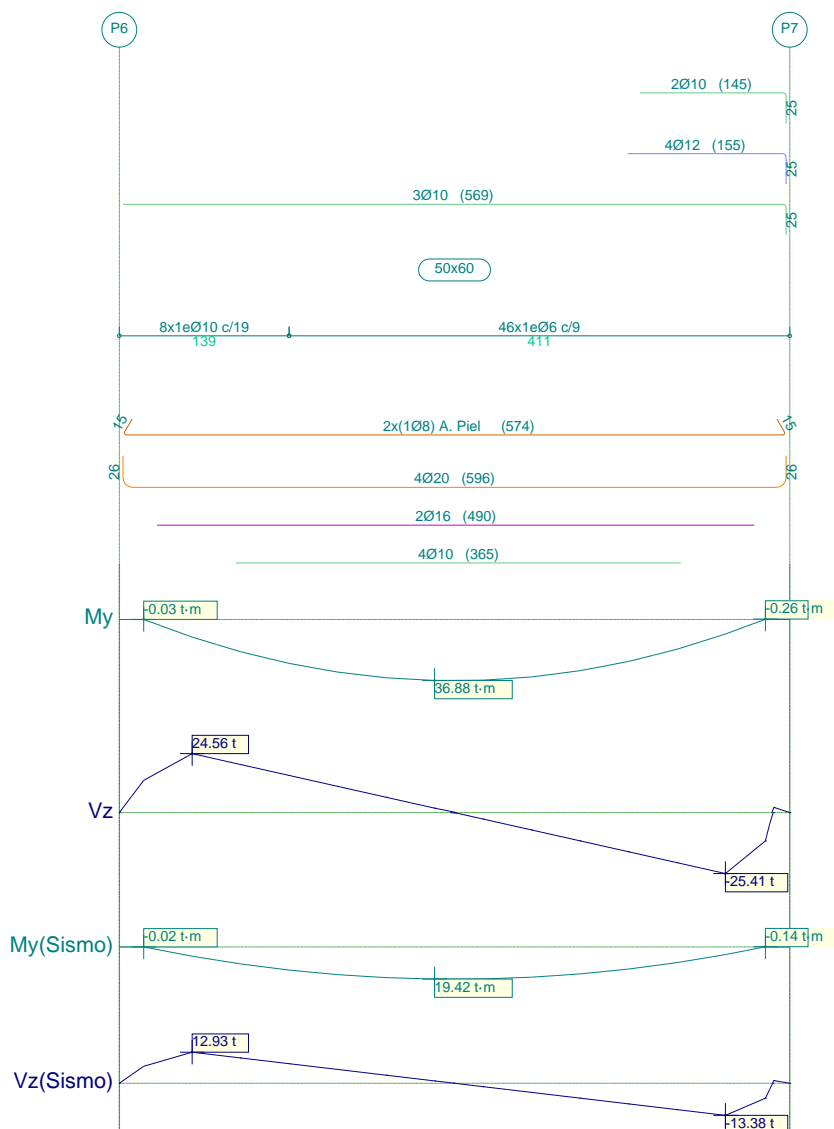


Listado de armado de vigas

Pórtico 28				Tramo: P14-P15		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.25	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		17.99	21.65	18.72
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-2.50	-5.00	-15.92
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		16.55	5.73	0.18
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	19.35	19.35	19.35
			Nec.	14.34	15.33	14.65
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	7.85
			Nec.	6.24	6.24	6.25
Sobrecarga				2.97 mm, L/1852 (L: 5.50 m)		
Activa				11.07 mm, L/497 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				11.27 mm, L/488 (L: 5.50 m)		



2.29.- Pórtico 29



Pórtico 29			Tramo: P6-P7		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	-0.26
		[m]	--	--	5.30
	Momento máx.	[t·m]	31.80	36.88	30.97
		[m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.31	-9.50	-27.88
		[m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	27.14	8.66	4.25
		[m]	0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--



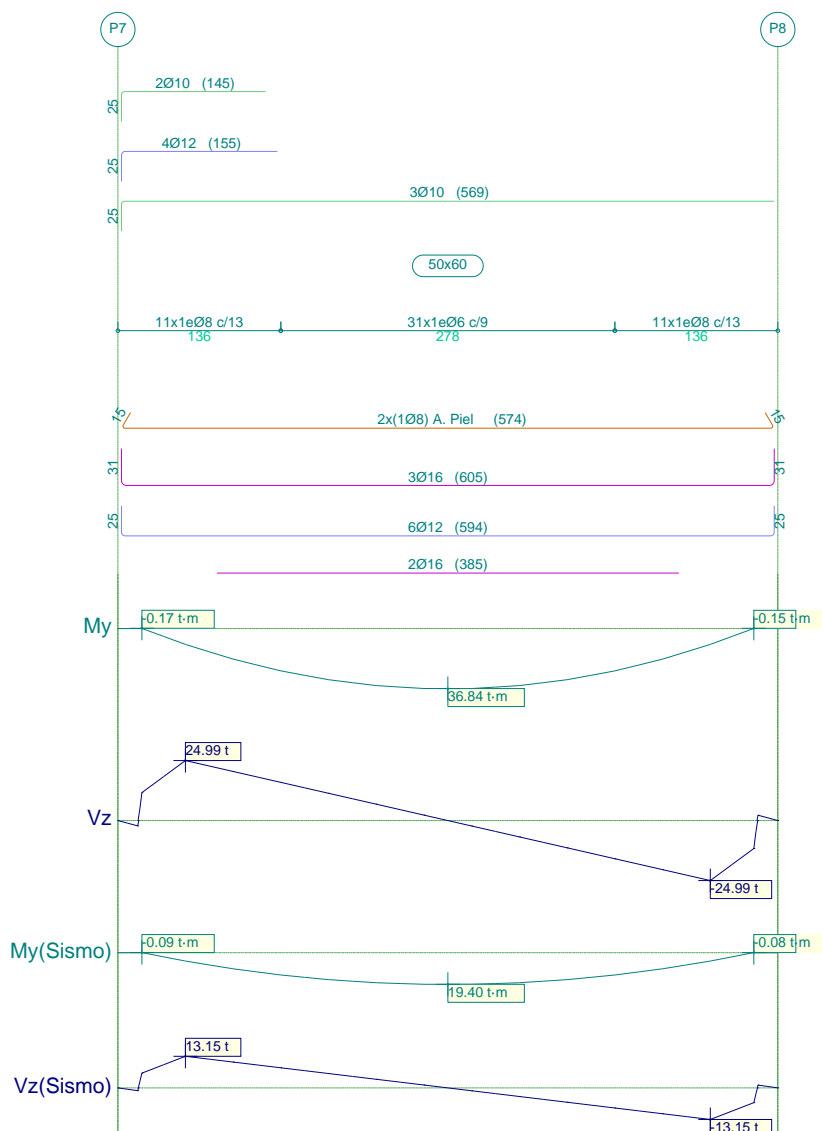
Listado de armado de vigas

Pórtico 29				Tramo: P6-P7		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		16.74	19.42	16.30
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.19	-5.00	-14.69
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		14.32	4.56	2.21
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	8.45
			Nec.	0.00	0.00	8.40
Área Inf.		[cm²]	Real	19.73	19.73	19.73
			Nec.	15.01	15.73	14.79
Área Transv.		[cm²/m]	Real	8.27	6.28	6.28
			Nec.	6.56	6.24	6.24
Sobrecarga				4.54 mm, L/1212 (L: 5.50 m)		
Activa				10.91 mm, L/504 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				9.67 mm, L/569 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.30.- Pórtico 30



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 30			Tramo: P7-P8		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.17	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	31.40	36.84	31.40
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-4.24	-9.08	-27.51
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	27.51	9.08	4.24
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

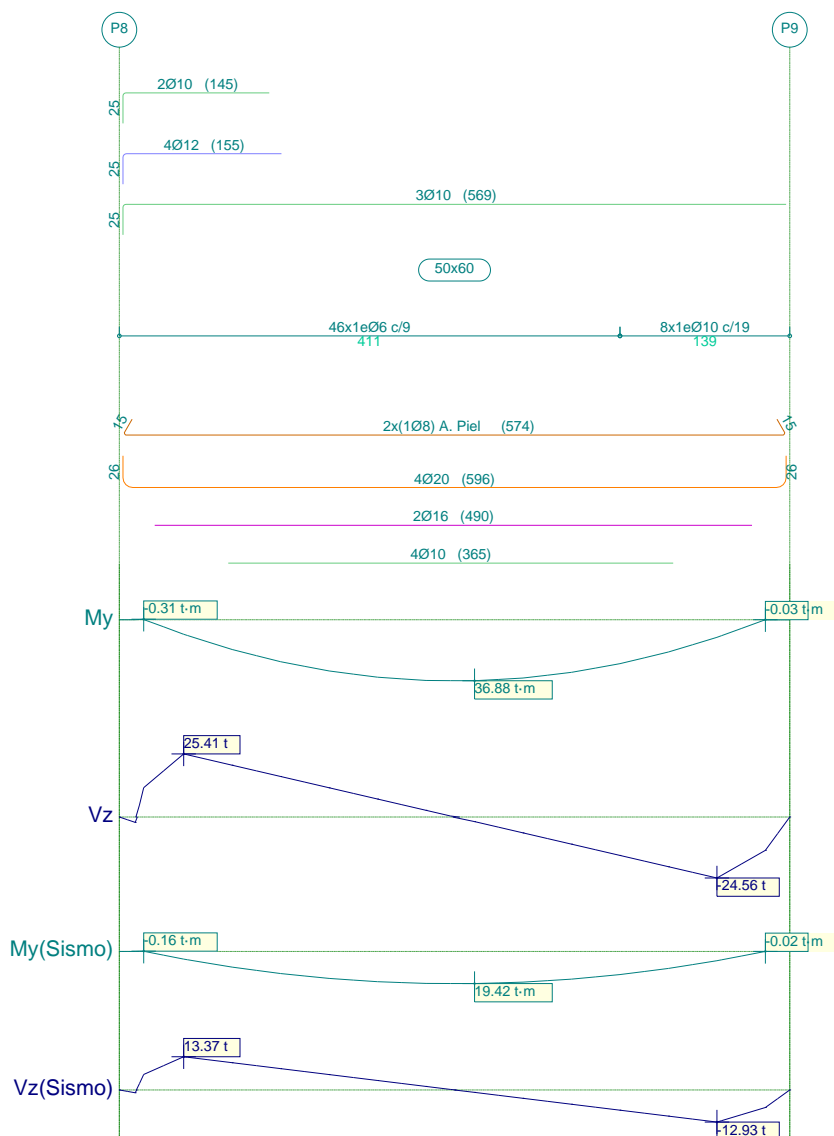


Listado de armado de vigas

Pórtico 30				Tramo: P7-P8		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		16.53	19.40	16.53
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-2.21	-4.78	-14.50
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		14.50	4.78	2.21
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	16.84	16.84	16.84
			Nec.	14.86	15.67	14.86
Área Transv.		[cm²/m]	Real	7.73	6.28	7.73
			Nec.	6.91	6.24	6.91
Sobrecarga				5.07 mm, L/1084 (L: 5.50 m)		
Activa				11.98 mm, L/459 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				10.47 mm, L/525 (L: 5.50 m)		



2.31.- Pórtico 31



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 31			Tramo: P8-P9		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	-0.31	--	--
		[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t-m]	30.96	36.88	31.80
		[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-4.24	-8.66	-27.14
		[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	27.88	9.50	0.31
		[m]	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--



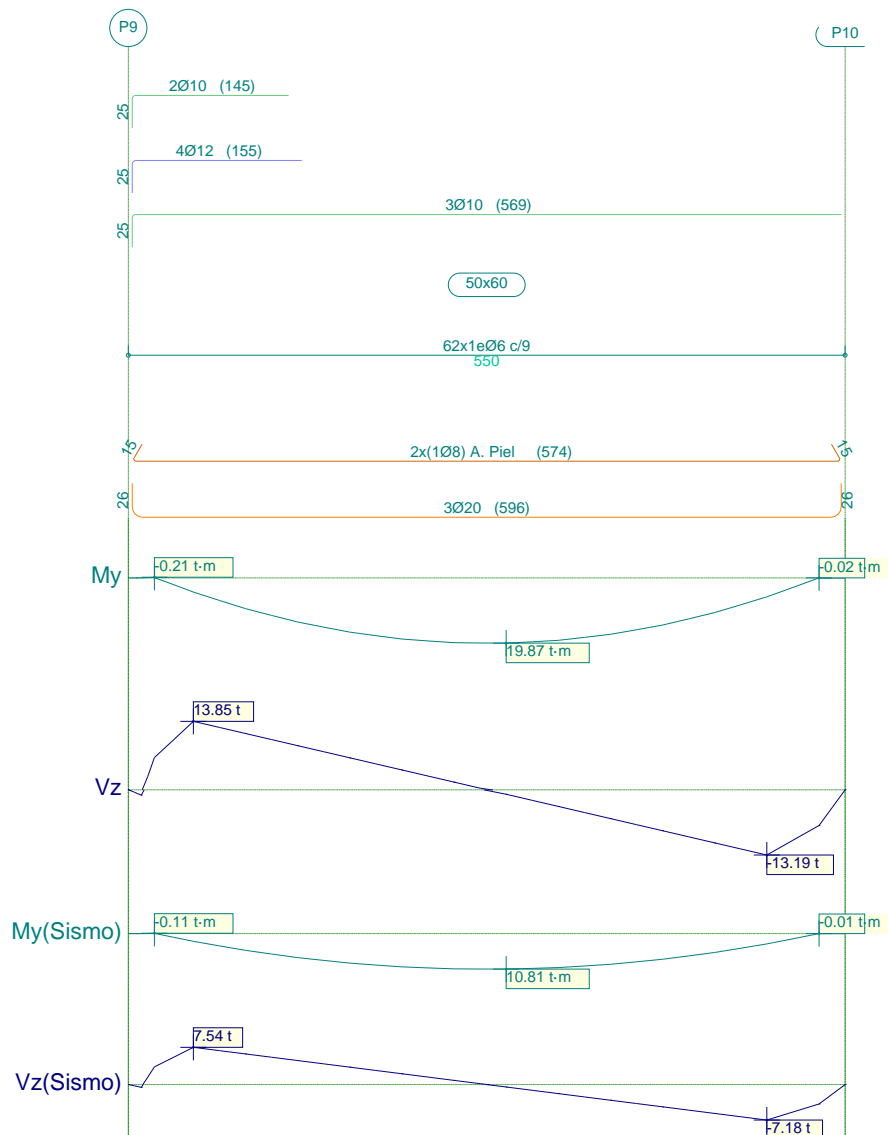
Listado de armado de vigas

Pórtico 31				Tramo: P8-P9		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		16.30	19.42	16.74
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-2.21	-4.56	-14.31
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		14.69	5.00	0.19
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	19.73	19.73	19.73
			Nec.	14.79	15.73	15.01
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	8.27
			Nec.	6.24	6.24	6.56
Sobrecarga				4.54 mm, L/1212 (L: 5.50 m)		
Activa				10.91 mm, L/504 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				9.67 mm, L/569 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



2.32.- Pórtico 32



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 32			Tramo: P9-P10		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.22	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	16.52	19.87	17.18
	x	[m]	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-2.20	-4.59	-14.68
	x	[m]	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	15.21	5.25	0.25
	x	[m]	0.20	1.90	5.30
Situaciones persistentes o transitorias	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



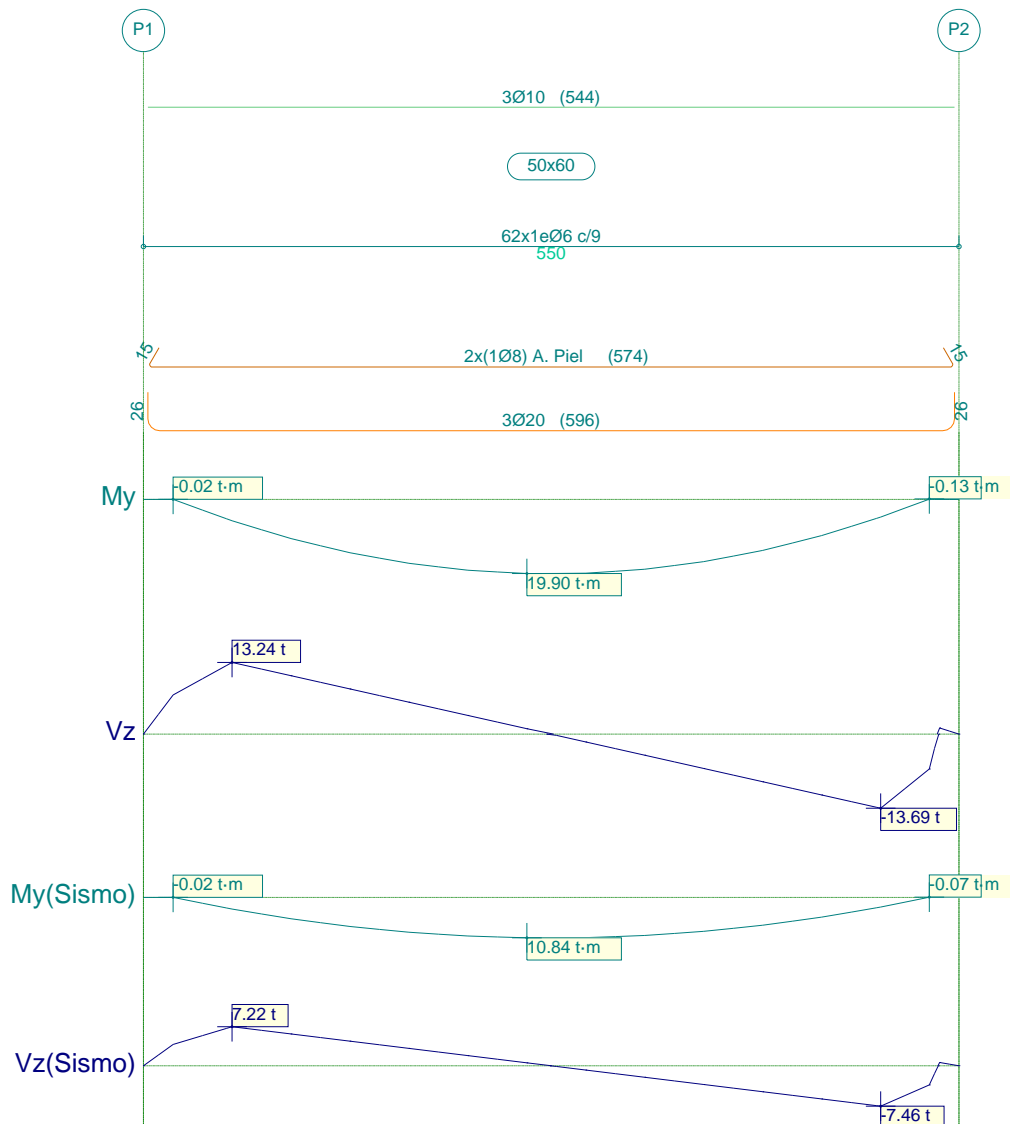
Listado de armado de vigas

Pórtico 32				Tramo: P9-P10		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.99	10.81	9.35
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-1.17	-2.50	-8.02
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.29	2.86	0.17
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.84 mm, L/6585 (L: 5.50 m)		
Activa				2.45 mm, L/2248 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.77 mm, L/1986 (L: 5.50 m)		



2.33.- Pórtico 33

Producido por una versión educativa de CYPE



Pórtico 33			Tramo: P1-P2		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	17.16	19.90	16.71
		x [m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.25	-5.12	-15.08
		x [m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	14.72	4.67	2.20
		x [m]	0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--

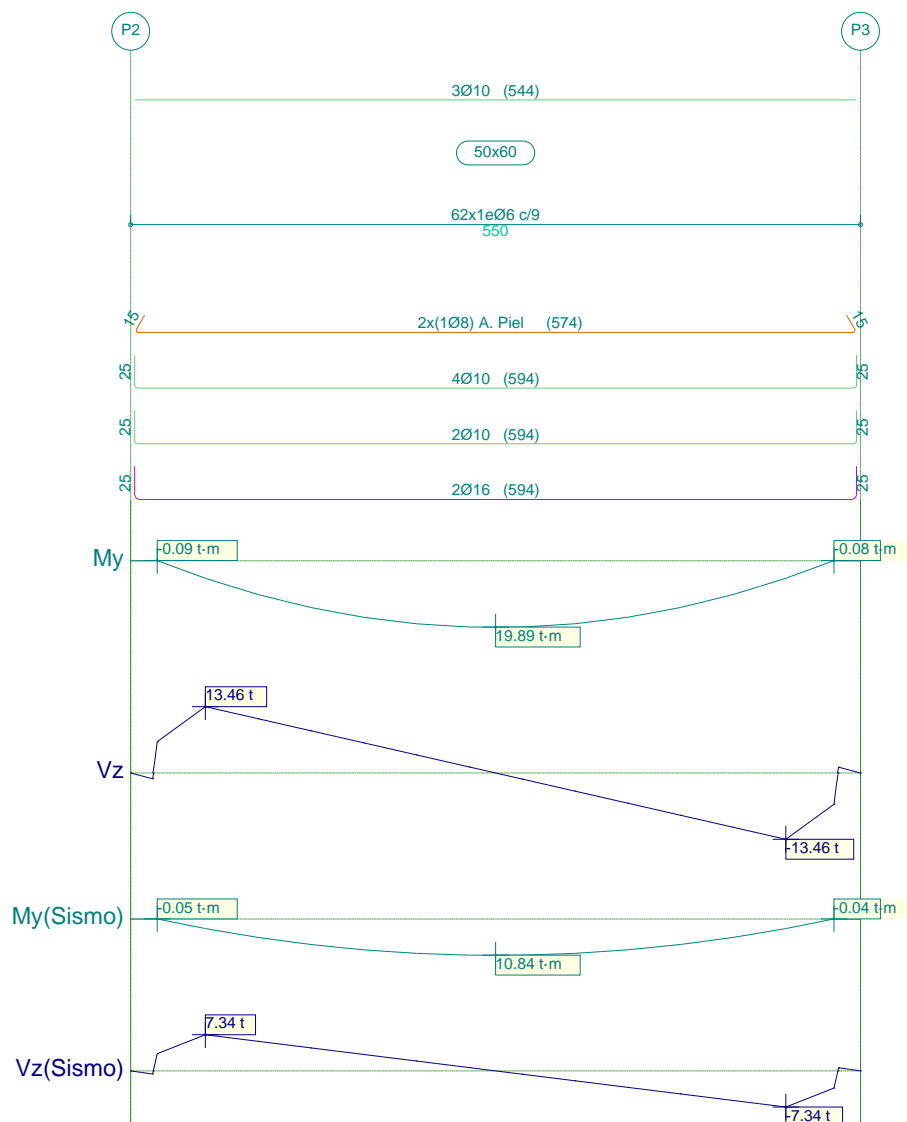


Listado de armado de vigas

Pórtico 33				Tramo: P1-P2		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.35	10.84	9.10
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.17	-2.79	-8.24
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.05	2.55	1.17
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.85 mm, L/6473 (L: 5.50 m)		
Activa				2.48 mm, L/2221 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.80 mm, L/1966 (L: 5.50 m)		



2.34.- Pórtico 34



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 34			Tramo: P2-P3		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	16.94	19.89	16.94
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-2.19	-4.90	-14.90
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	14.90	4.90	2.19
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



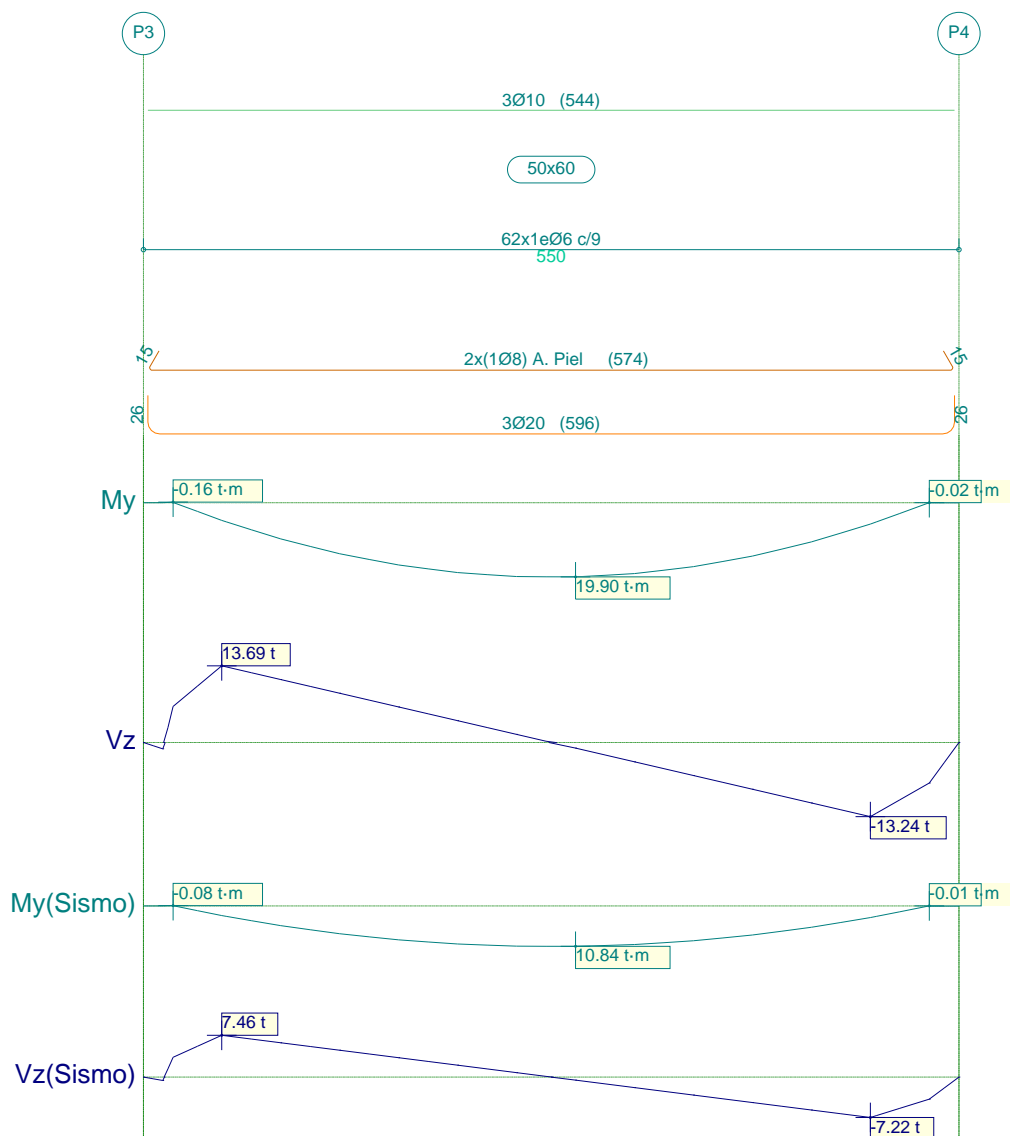
Listado de armado de vigas

Pórtico 34				Tramo: P2-P3		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.23	10.84	9.23
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-1.16	-2.67	-8.14
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.14	2.67	1.16
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	8.73	8.73	8.73
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.86 mm, L/6365 (L: 5.50 m)		
Activa				2.50 mm, L/2200 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.82 mm, L/1953 (L: 5.50 m)		



2.35.- Pórtico 35

Producido por una versión educativa de CYPE



Pórtico 35			Tramo: P3-P4		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	16.71	19.90	17.16
	x	[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-2.19	-4.67	-14.72
	x	[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	15.08	5.12	0.25
	x	[m]	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

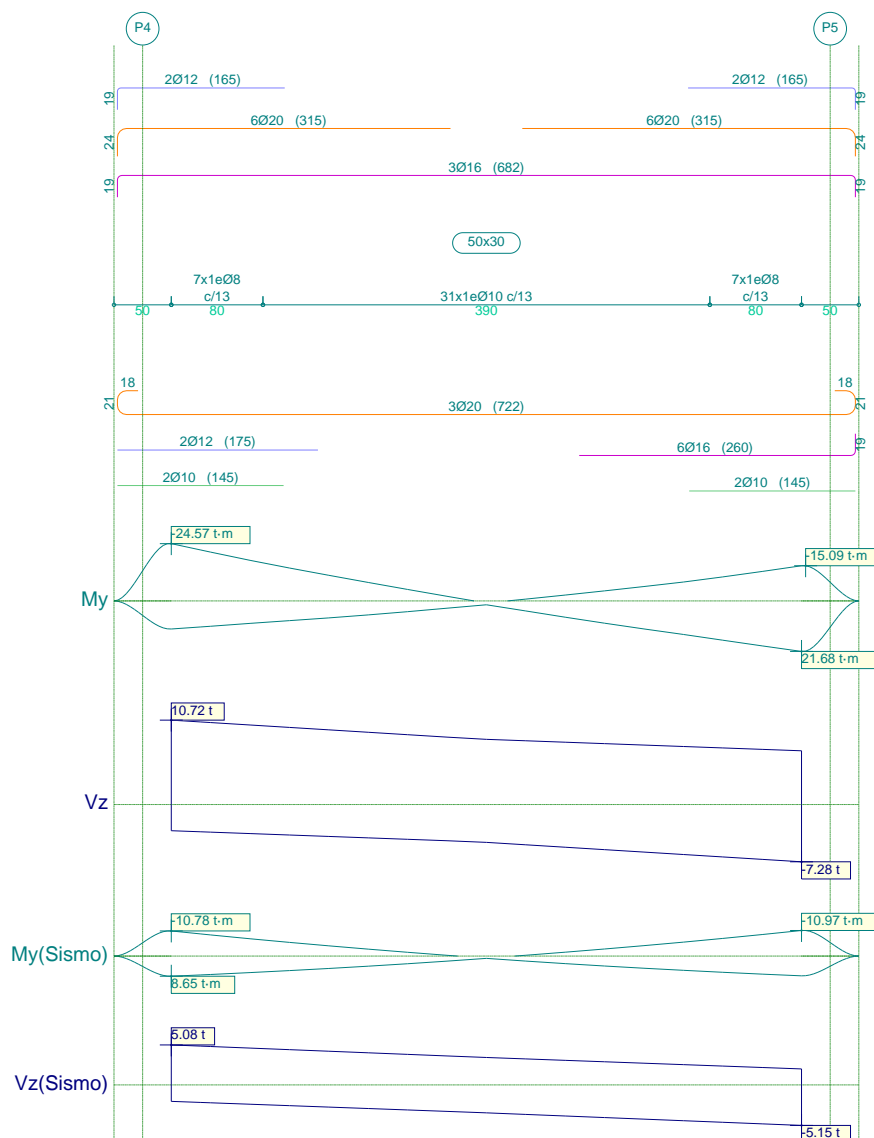


Listado de armado de vigas

Pórtico 35				Tramo: P3-P4		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.10	10.84	9.35
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-1.16	-2.55	-8.05
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		8.24	2.79	0.17
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.85 mm, L/6472 (L: 5.50 m)		
Activa				2.48 mm, L/2221 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.80 mm, L/1966 (L: 5.50 m)		



2.36.- Pórtico 36



Producido por una versión educativa de CYPE

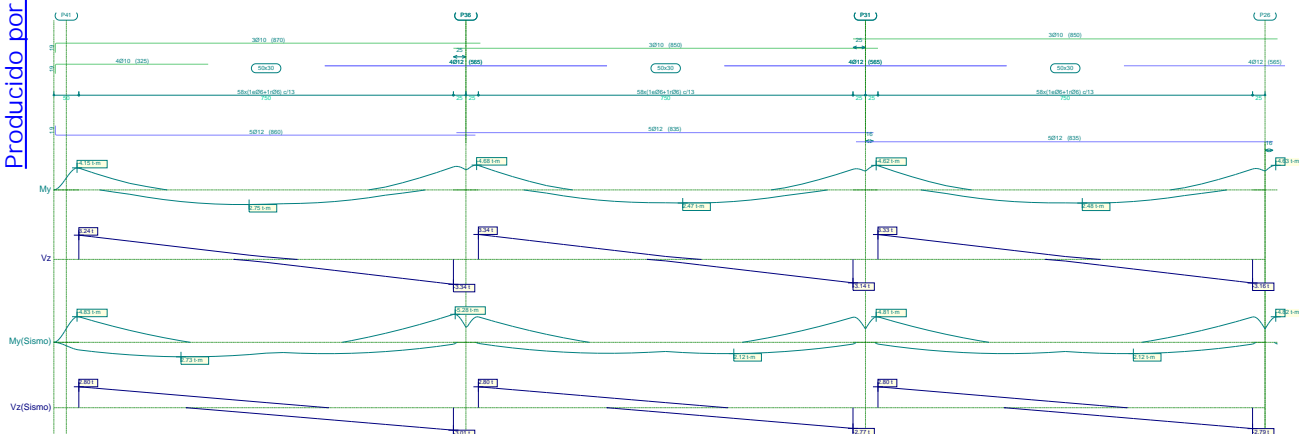
Pórtico 36			Tramo: P4-P5		
Sección			50x30		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-24.57	-4.92	-15.09
	x	[m]	0.00	2.06	5.50
	Momento máx.	[t·m]	12.05	6.99	21.68
	x	[m]	0.00	3.44	5.50
	Cortante mín.	[t]	-4.24	-5.42	-7.28
	x	[m]	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]	10.72	8.87	7.74
	x	[m]	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



Listado de armado de vigas

Pórtico 36				Tramo: P4-P5		
Sección				50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-10.78	-1.66	-10.97
	x	[m]		0.00	3.44	5.50
	Momento máx.	[t·m]		8.65	3.29	8.48
	x	[m]		0.00	2.06	5.50
	Cortante mín.	[t]		-3.00	-3.95	-5.15
	x	[m]		1.72	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]		5.08	3.88	2.94
	x	[m]		0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Área Sup.			[cm ²]	Real	27.14	13.78
				Nec.	25.34	6.05
Área Inf.			[cm ²]	Real	13.26	9.42
				Nec.	11.49	6.61
Área Transv.			[cm ² /m]	Real	12.08	12.08
				Nec.	6.92	6.24
Sobrecarga				0.29 mm, L/19004 (L: 5.50 m)		
Activa				3.75 mm, L/633 (L: 2.38 m)		
A plazo infinito				1.13 mm, L/4875 (L: 5.50 m)		

2.37.- Pórtico 37





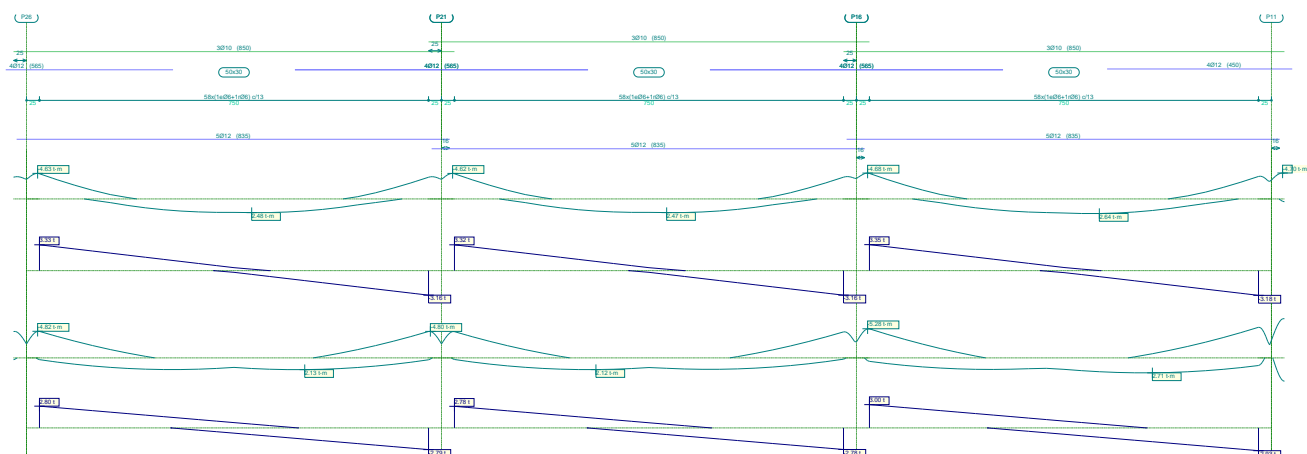
Pórtico 37				Tramo: P41-P36			Tramo: P36-P31			Tramo: P31-P26		
Sección				50x30			50x30			50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín. x	[t·m]		-4.11	--	-4.34	-4.61	--	-3.89	-4.56	--	-3.93
		[m]		0.00	--	7.50	0.00	--	7.50	0.00	--	7.50
	Momento máx. x	[t·m]		2.47	2.75	2.20	1.90	2.47	2.18	1.96	2.48	2.18
		[m]		2.39	3.41	5.11	2.39	4.09	5.11	2.39	4.09	5.11
	Cortante mín. x	[t]		--	-1.20	-3.34	--	-1.00	-3.14	--	-1.02	-3.16
		[m]		--	4.77	7.50	--	4.77	7.50	--	4.77	7.50
	Cortante máx. x	[t]		3.24	1.10	--	3.34	1.19	--	3.33	1.18	--
		[m]		0.00	2.73	--	0.00	2.73	--	0.00	2.73	--
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-4.81	--	-5.26	-4.80	--	-4.73	-4.80	--	-4.78
		[m]		0.00	--	7.50	0.00	--	7.50	0.00	--	7.50
	Momento máx. x	[t·m]		2.73	2.65	2.13	2.05	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12
		[m]		2.05	2.73	5.11	2.39	4.77	5.11	2.39	4.77	5.11
	Cortante mín. x	[t]		-0.13	-1.47	-3.01	--	-1.23	-2.77	--	-1.25	-2.79
		[m]		2.39	4.77	7.50	--	4.77	7.50	--	4.77	7.50
	Cortante máx. x	[t]		2.80	1.26	--	2.80	1.26	--	2.80	1.26	--
		[m]		0.00	2.73	--	0.00	2.73	--	0.00	2.73	--
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	5.50	2.36	6.88	6.88	2.36	6.88	6.88	2.36	6.88
			Nec.	5.39	0.00	5.44	5.44	0.00	5.44	5.44	0.00	5.44
Área Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
F. Sobrecarga				0.07 mm, L/107920 (L: 7.50 m)			0.05 mm, L/137767 (L: 7.50 m)			0.06 mm, L/134356 (L: 7.50 m)		
F. Activa				1.96 mm, L/3827 (L: 7.50 m)			1.47 mm, L/4737 (L: 6.95 m)			1.49 mm, L/5047 (L: 7.50 m)		
F. A plazo infinito				3.44 mm, L/2178 (L: 7.50 m)			2.63 mm, L/2856 (L: 7.50 m)			2.71 mm, L/2772 (L: 7.50 m)		



Listado de armado de vigas

bodega 6x8

Fecha: 23/08/16

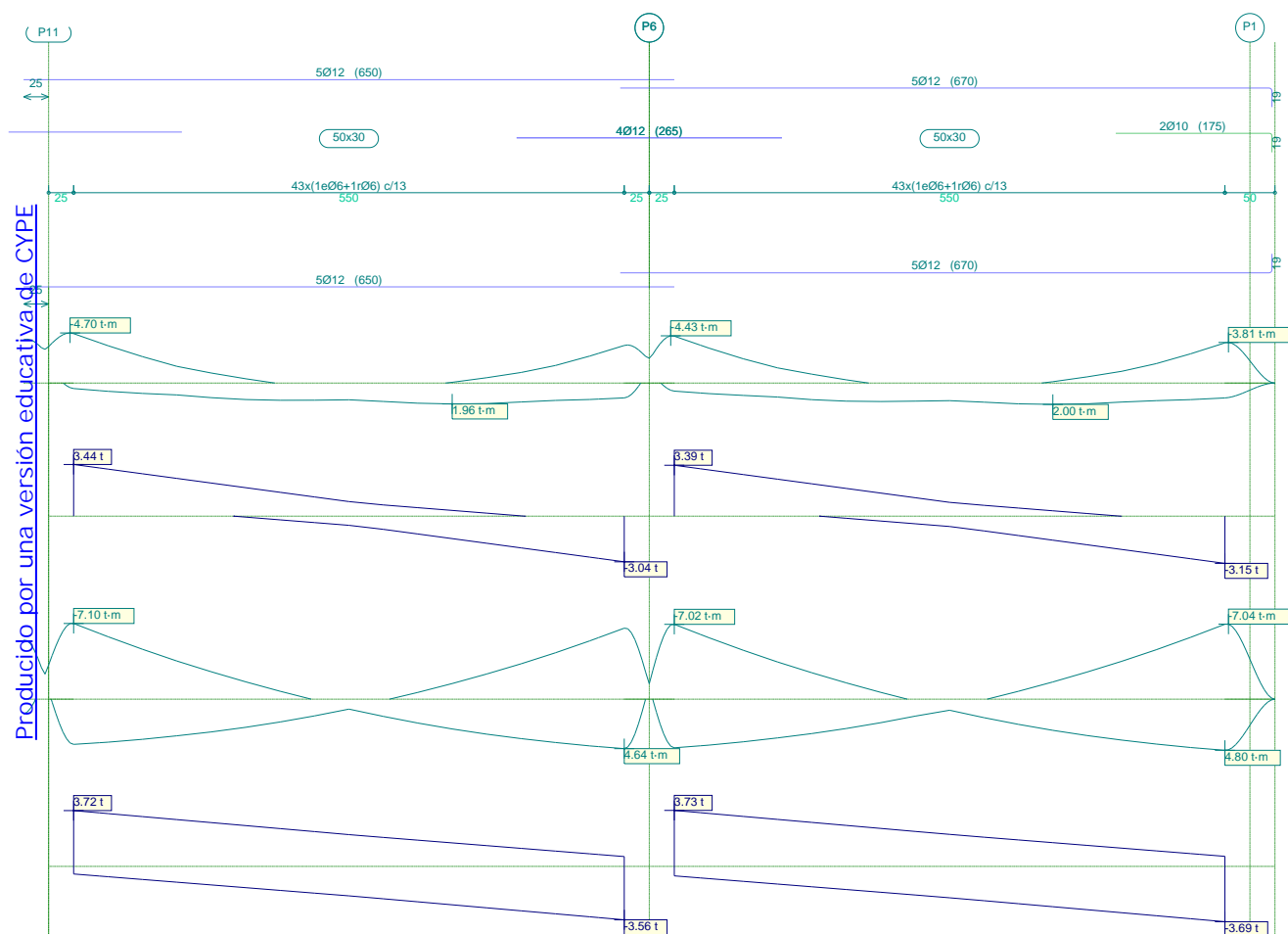


Pórtico 37				Tramo: P26-P21			Tramo: P21-P16			Tramo: P16-P11		
Sección				50x30			50x30			50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín. x	[t·m]		-4.56	--	-3.93	-4.56	--	-3.94	-4.62	--	-4.07
		[m]		0.00	--	7.50	0.00	--	7.50	0.00	--	7.50
	Momento máx. x	[t·m]		1.95	2.48	2.18	1.95	2.47	2.18	1.94	2.64	2.37
		[m]		2.39	4.09	5.11	2.39	4.09	5.11	2.39	4.43	5.11
	Cortante mín. x	[t]		--	-1.02	-3.16	--	-1.02	-3.16	--	-1.04	-3.18
		[m]		--	4.77	7.50	--	4.77	7.50	--	4.77	7.50
	Cortante máx. x	[t]		3.33	1.19	--	3.32	1.18	--	3.35	1.21	--
		[m]		0.00	2.73	--	0.00	2.73	--	0.00	2.73	--
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-4.80	--	-4.78	-4.76	--	-4.71	-5.26	--	-5.55
		[m]		0.00	--	7.50	0.00	--	7.50	0.00	--	7.50
	Momento máx. x	[t·m]		2.11	2.13	2.13	2.12	2.12	2.07	2.10	2.64	2.71
		[m]		2.39	4.77	5.11	2.39	2.73	5.11	2.39	4.77	5.45
	Cortante mín. x	[t]		--	-1.25	-2.79	--	-1.24	-2.78	-0.06	-1.40	-2.93
		[m]		--	4.77	7.50	--	4.77	7.50	2.39	4.77	7.50
	Cortante máx. x	[t]		2.80	1.26	--	2.78	1.24	--	3.00	1.46	0.12
		[m]		0.00	2.73	--	0.00	2.73	--	0.00	2.73	5.11
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	6.88	2.36	6.88	6.88	2.36	6.88	6.88	3.93	6.88
			Nec.	5.44	0.00	5.44	5.44	0.00	5.44	5.44	0.00	5.44
Área Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
F. Sobrecarga				0.06 mm, L/134483 (L: 7.50 m)			0.05 mm, L/136531 (L: 7.50 m)			0.05 mm, L/131826 (L: 7.10 m)		



Listado de armado de vigas

Pórtico 37	Tramo: P26-P21	Tramo: P21-P16	Tramo: P16-P11
Sección	50x30	50x30	50x30
Zona	1/3L 2/3L 3/3L	1/3L 2/3L 3/3L	1/3L 2/3L 3/3L
F. Activa	1.48 mm, L/5051 (L: 7.50 m)	1.48 mm, L/5074 (L: 7.50 m)	1.78 mm, L/4222 (L: 7.50 m)
F. A plazo infinito	2.70 mm, L/2777 (L: 7.50 m)	2.68 mm, L/2803 (L: 7.50 m)	2.85 mm, L/2633 (L: 7.50 m)

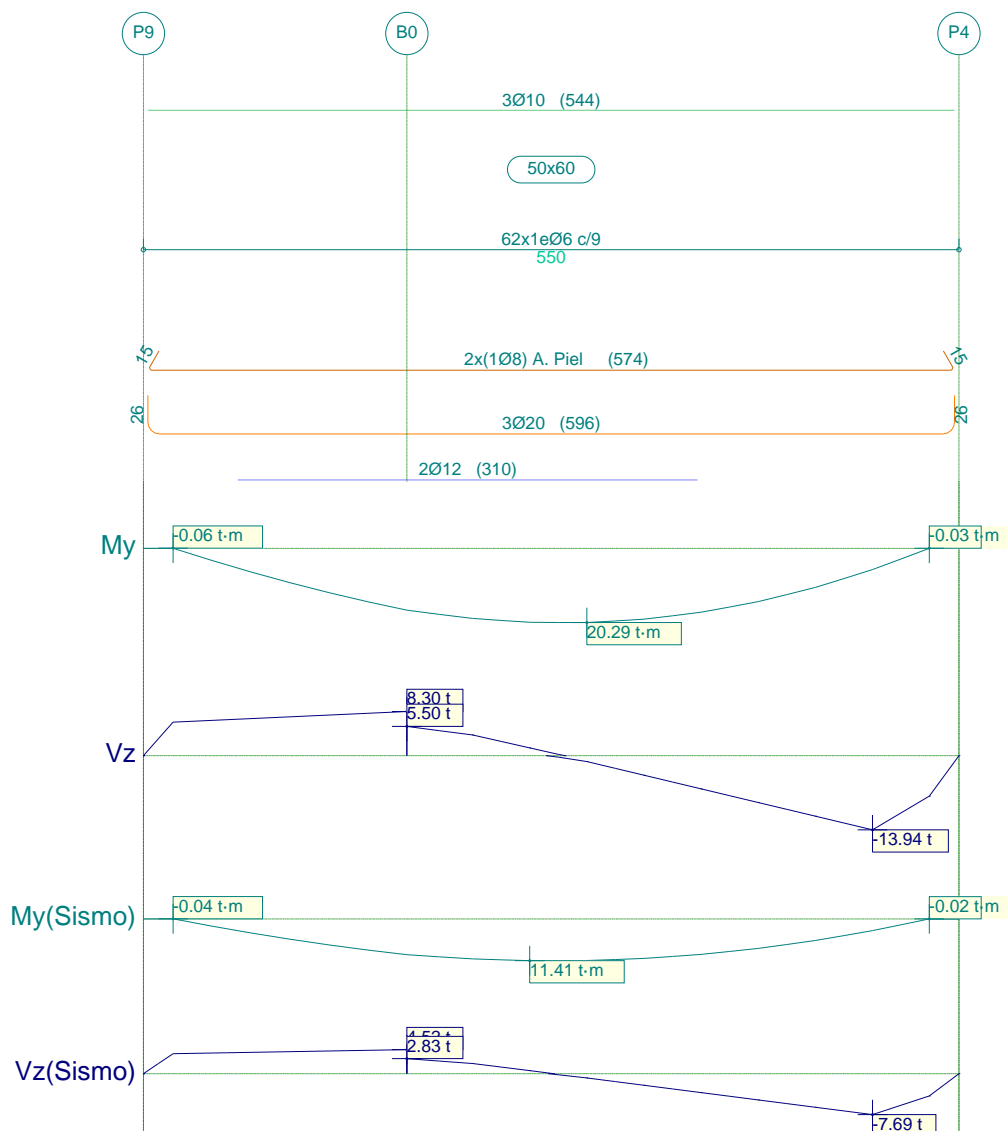




Pórtico 37				Tramo: P11-P6			Tramo: P6-P1		
Sección				50x30			50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín. x	[t·m]		-4.64	--	-3.53	-4.40	--	-3.77
		[m]		0.00	--	5.50	0.00	--	5.50
	Momento máx. x	[t·m]		1.55	1.89	1.96	1.70	1.95	2.00
		[m]		1.72	3.44	3.78	1.72	3.44	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.06	-1.19	-3.04	-0.14	-1.29	-3.15
		[m]		1.72	3.44	5.50	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx. x	[t]		3.44	1.59	0.38	3.39	1.54	0.36
		[m]		0.00	2.06	3.78	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-7.10	-0.74	-6.66	-7.02	-0.74	-7.03
		[m]		0.00	2.06	5.50	0.00	3.44	5.50
	Momento máx. x	[t·m]		4.24	2.24	4.64	4.56	2.37	4.80
		[m]		0.00	3.44	5.50	0.00	3.44	5.50
	Cortante mín. x	[t]		-1.42	-2.36	-3.56	-1.54	-2.49	-3.69
		[m]		1.72	3.44	5.50	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx. x	[t]		3.72	2.52	1.57	3.73	2.53	1.58
		[m]		0.00	2.06	3.78	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	10.18	5.66	10.18	10.18	5.66	7.23
			Nec.	5.63	5.46	5.46	5.56	5.46	5.57
Área Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
F. Sobrecarga				0.11 mm, L/51514 (L: 5.50 m)			0.11 mm, L/50155 (L: 5.50 m)		
F. Activa				0.23 mm, L/4218 (L: 0.98 m)			0.14 mm, L/4449 (L: 0.61 m)		
F. A plazo Infinito				0.73 mm, L/7009 (L: 5.13 m)			0.85 mm, L/6444 (L: 5.50 m)		



2.38.- Pórtico 38



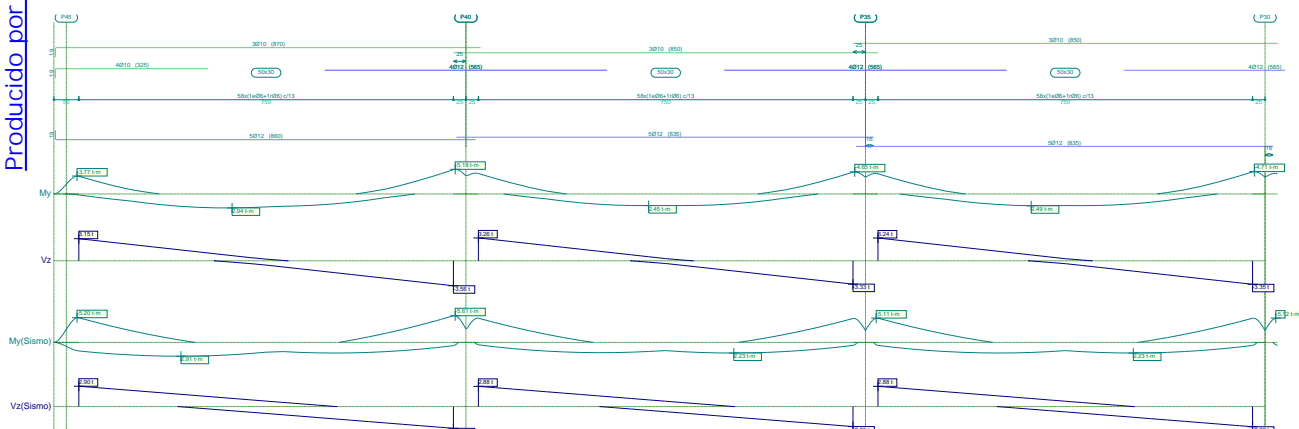
Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 38			Tramo: P9-P4		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Momento máx.	[t-m]	16.90	20.29	17.46
		x [m]	1.78	2.99	3.76
	Cortante mín.	[t]	-0.59	-4.95	-15.56
		x [m]	0.20	3.57	5.30
	Cortante máx.	[t]	13.20	5.10	0.35
		x [m]	0.20	2.00	5.30
	Torsor mín.	[t]	-2.88	-2.88	-0.54
		x [m]	1.78	2.00	3.76
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--



Pórtico 38				Tramo: P9-P4		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.78	11.41	9.69
		[m]		1.78	2.61	3.76
	Cortante mín. x	[t]		-0.41	-2.87	-8.58
		[m]		0.20	3.57	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.92	2.59	0.21
		[m]		0.20	2.00	5.30
	Torsor mín. x	[t]		-1.71	-1.71	-0.32
		[m]		1.78	2.00	3.76
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	1.73	1.73	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	11.69	11.69	9.42
			Nec.	9.78	10.23	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.86 mm, L/6420 (L: 5.50 m)		
Activa				2.61 mm, L/2104 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.99 mm, L/1842 (L: 5.50 m)		

2.39.- Pórtico 39





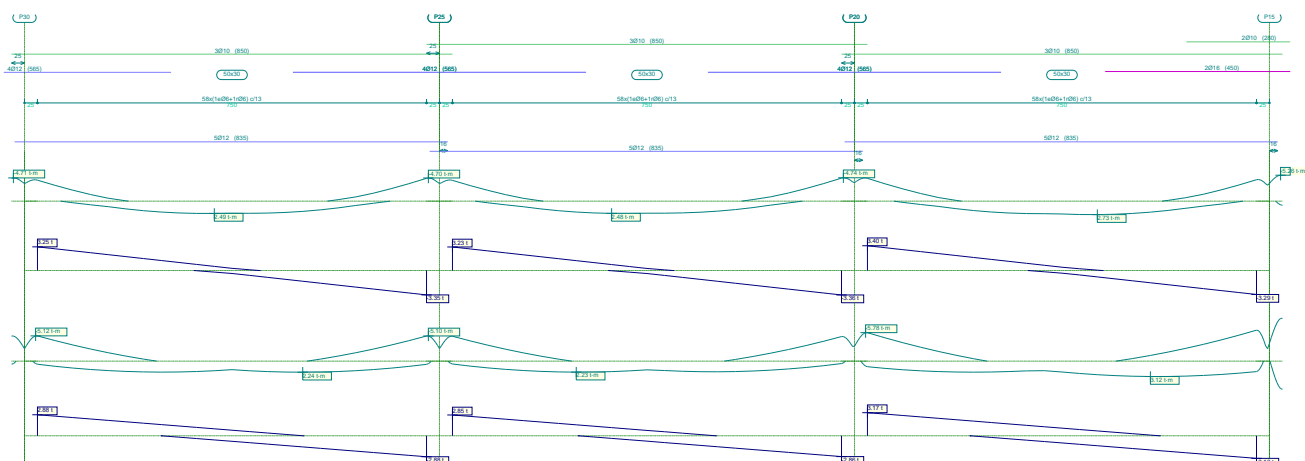
Pórtico 39				Tramo: P45-P40			Tramo: P40-P35			Tramo: P35-P30		
Sección				50x30			50x30			50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín. x	[t·m]		-3.73	--	-5.11	-4.30	--	-4.59	-4.24	--	-4.64
		[m]		0.00	--	7.50	0.00	--	7.50	0.00	--	7.50
	Momento máx. x	[t·m]		2.81	2.94	2.09	2.15	2.45	2.07	2.22	2.49	2.07
		[m]		2.39	3.07	5.11	2.39	3.41	5.11	2.39	3.07	5.11
	Cortante mín. x	[t]		--	-1.42	-3.56	--	-1.18	-3.33	--	-1.21	-3.35
		[m]		--	4.77	7.50	--	4.77	7.50	--	4.77	7.50
	Cortante máx. x	[t]		3.15	1.00	--	3.26	1.11	--	3.24	1.10	--
		[m]		0.00	2.73	--	0.00	2.73	--	0.00	2.73	--
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-5.19	--	-5.60	-5.09	--	-5.03	-5.10	--	-5.09
		[m]		0.00	--	7.50	0.00	--	7.50	0.00	--	7.50
	Momento máx. x	[t·m]		2.91	2.77	2.24	2.16	2.21	2.23	2.23	2.20	2.23
		[m]		2.05	2.73	5.11	2.39	4.77	5.11	2.39	2.73	5.11
	Cortante mín. x	[t]		-0.22	-1.56	-3.10	--	-1.31	-2.85	0.00	-1.33	-2.88
		[m]		2.39	4.77	7.50	--	4.77	7.50	2.39	4.77	7.50
	Cortante máx. x	[t]		2.90	1.36	0.02	2.88	1.34	--	2.88	1.34	0.00
		[m]		0.00	2.73	5.11	0.00	2.73	--	0.00	2.73	5.11
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	5.50	2.36	6.88	6.88	2.36	6.88	6.88	2.36	6.88
			Nec.	5.39	0.00	5.44	5.44	0.00	5.44	5.44	0.00	5.44
Área Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
F. Sobrecarga				0.07 mm, L/109686 (L: 7.50 m)			0.06 mm, L/127121 (L: 7.02 m)			0.06 mm, L/125691 (L: 7.09 m)		
F. Activa				2.13 mm, L/3520 (L: 7.50 m)			0.11 mm, L/4950 (L: 0.55 m)			1.50 mm, L/4994 (L: 7.50 m)		
F. A plazo infinito				3.45 mm, L/2176 (L: 7.50 m)			2.63 mm, L/2853 (L: 7.50 m)			2.71 mm, L/2769 (L: 7.50 m)		



Listado de armado de vigas

bodega 6x8

Fecha: 23/08/16



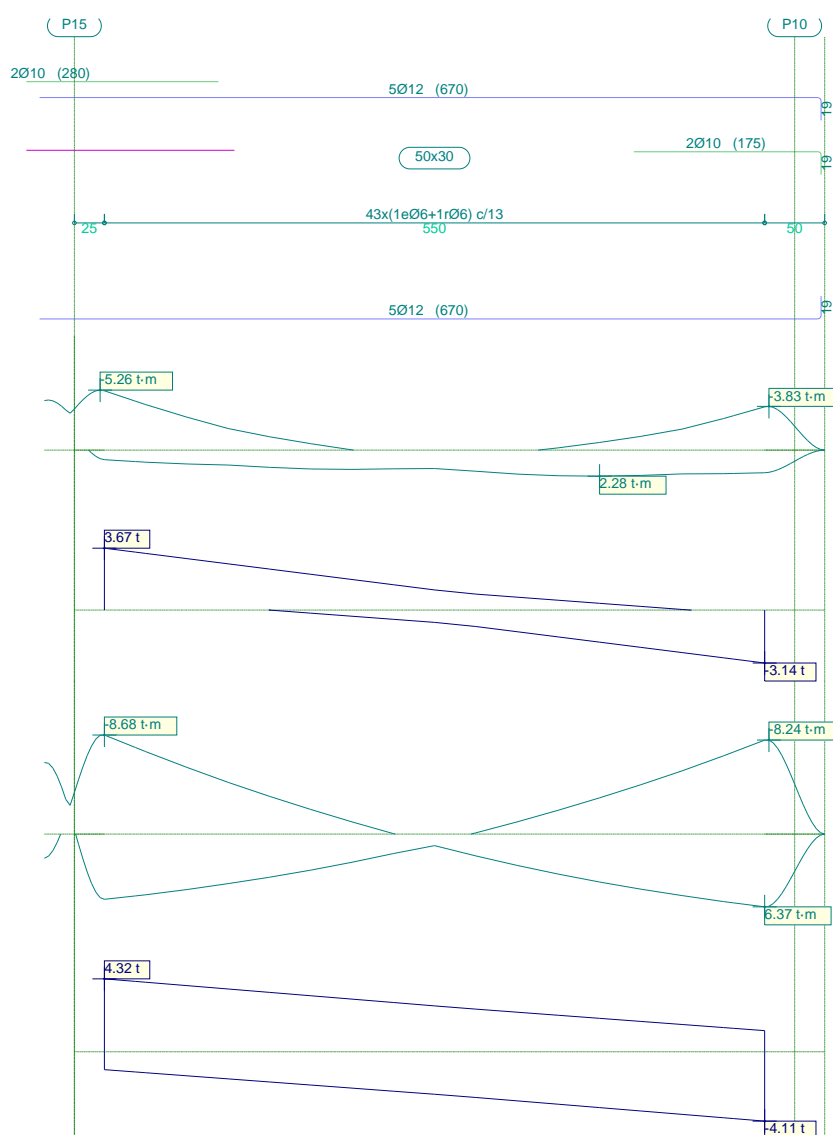
Pórtico 39				Tramo: P30-P25			Tramo: P25-P20			Tramo: P20-P15		
Sección				50x30			50x30			50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín. x	[t·m]		-4.25	--	-4.63	-4.21	--	-4.67	-4.62	--	-4.34
		[m]		0.00	--	7.50	0.00	--	7.50	0.00	--	7.50
	Momento máx. x	[t·m]		2.21	2.49	2.08	2.21	2.48	2.02	2.20	2.73	2.49
		[m]		2.39	3.41	5.11	2.39	3.07	5.11	2.39	4.43	5.11
	Cortante mín. x	[t]		--	-1.20	-3.35	--	-1.21	-3.36	--	-1.15	-3.29
		[m]		--	4.77	7.50	--	4.77	7.50	--	4.77	7.50
	Cortante máx. x	[t]		3.25	1.10	--	3.23	1.09	--	3.40	1.26	--
		[m]		0.00	2.73	--	0.00	2.73	--	0.00	2.73	--
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-5.11	--	-5.09	-5.04	--	-4.98	-5.77	--	-6.27
		[m]		0.00	--	7.50	0.00	--	7.50	0.00	--	7.50
	Momento máx. x	[t·m]		2.22	2.21	2.24	2.23	2.21	2.16	2.23	2.93	3.12
		[m]		2.39	4.77	5.11	2.39	2.73	5.11	2.05	4.77	5.45
	Cortante mín. x	[t]		0.00	-1.33	-2.88	--	-1.32	-2.86	-0.22	-1.56	-3.10
		[m]		2.39	4.77	7.50	--	4.77	7.50	2.39	4.77	7.50
	Cortante máx. x	[t]		2.88	1.34	0.00	2.85	1.31	--	3.17	1.62	0.29
		[m]		0.00	2.73	5.11	0.00	2.73	--	0.00	2.73	5.11
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	6.88	2.36	6.88	6.88	2.36	6.88	6.88	3.40	7.95
			Nec.	5.44	0.00	5.44	5.44	0.00	5.44	5.44	0.00	5.53
Área Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24



Listado de armado de vigas

Pórtico 39	Tramo: P30-P25	Tramo: P25-P20	Tramo: P20-P15
Sección	50x30	50x30	50x30
Zona	1/3L 2/3L 3/3L	1/3L 2/3L 3/3L	1/3L 2/3L 3/3L
F. Sobrecarga	0.06 mm, L/125465 (L: 7.08 m)	0.05 mm, L/129282 (L: 7.07 m)	0.06 mm, L/112747 (L: 6.98 m)
F. Activa	1.50 mm, L/5012 (L: 7.50 m)	1.48 mm, L/4690 (L: 6.95 m)	1.88 mm, L/3999 (L: 7.50 m)
F. A plazo infinito	2.70 mm, L/2774 (L: 7.50 m)	2.68 mm, L/2802 (L: 7.50 m)	2.87 mm, L/2617 (L: 7.50 m)

Producido por una versión educativa de CYPE

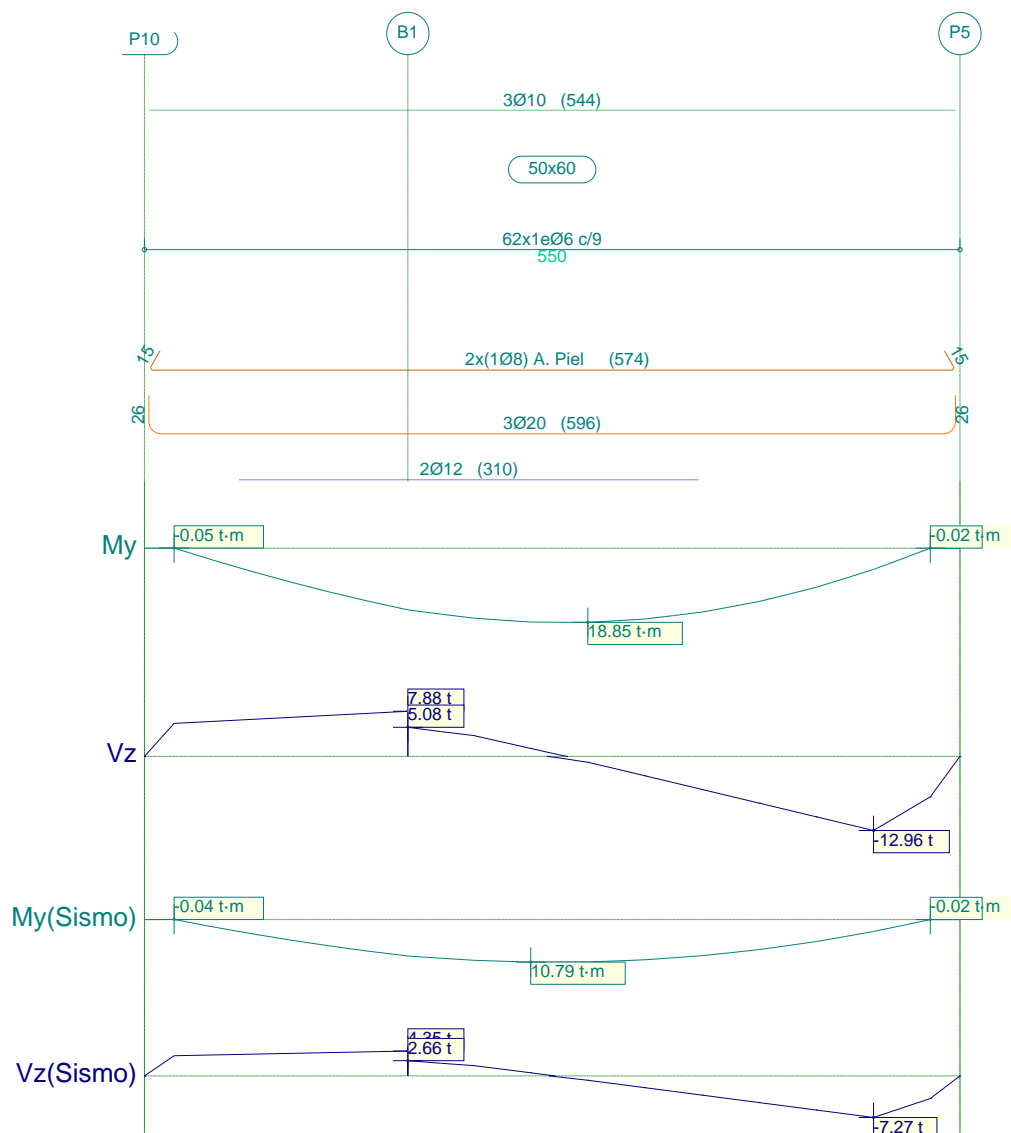




Pórtico 39				Tramo: P15-P10		
Sección				50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]		-5.20	--	-3.79
	x	[m]		0.00	--	5.50
	Momento máx.	[t·m]		1.65	2.10	2.28
	x	[m]		1.72	3.44	4.13
	Cortante mín.	[t]		-0.18	-1.28	-3.14
	x	[m]		1.72	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]		3.67	1.81	0.58
	x	[m]		0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-8.68	-1.07	-8.23
	x	[m]		0.00	2.06	5.50
	Momento máx.	[t·m]		5.71	2.74	6.37
	x	[m]		0.00	3.44	5.50
	Cortante mín.	[t]		-1.97	-2.91	-4.11
	x	[m]		1.72	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]		4.32	3.12	2.16
	x	[m]		0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--
	x	[m]		--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	11.25	5.66	7.23
			Nec.	6.93	5.46	6.55
Área Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24
F. Sobrecarga				0.11 mm, L/48993 (L: 5.50 m)		
F. Activa				0.25 mm, L/3880 (L: 0.98 m)		
F. A plazo infinito				0.78 mm, L/6535 (L: 5.12 m)		



2.40.- Pórtico 40



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 40			Tramo: P10-P5		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	15.67	18.85	16.23
	x	[m]	1.78	2.99	3.76
	Cortante mín.	[t]	-0.53	-4.59	-14.40
	x	[m]	0.20	3.57	5.30
	Cortante máx.	[t]	12.06	4.74	0.26
	x	[m]	0.20	2.00	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	2.88	2.88	0.54
	x	[m]	1.78	2.00	3.76



Listado de armado de vigas

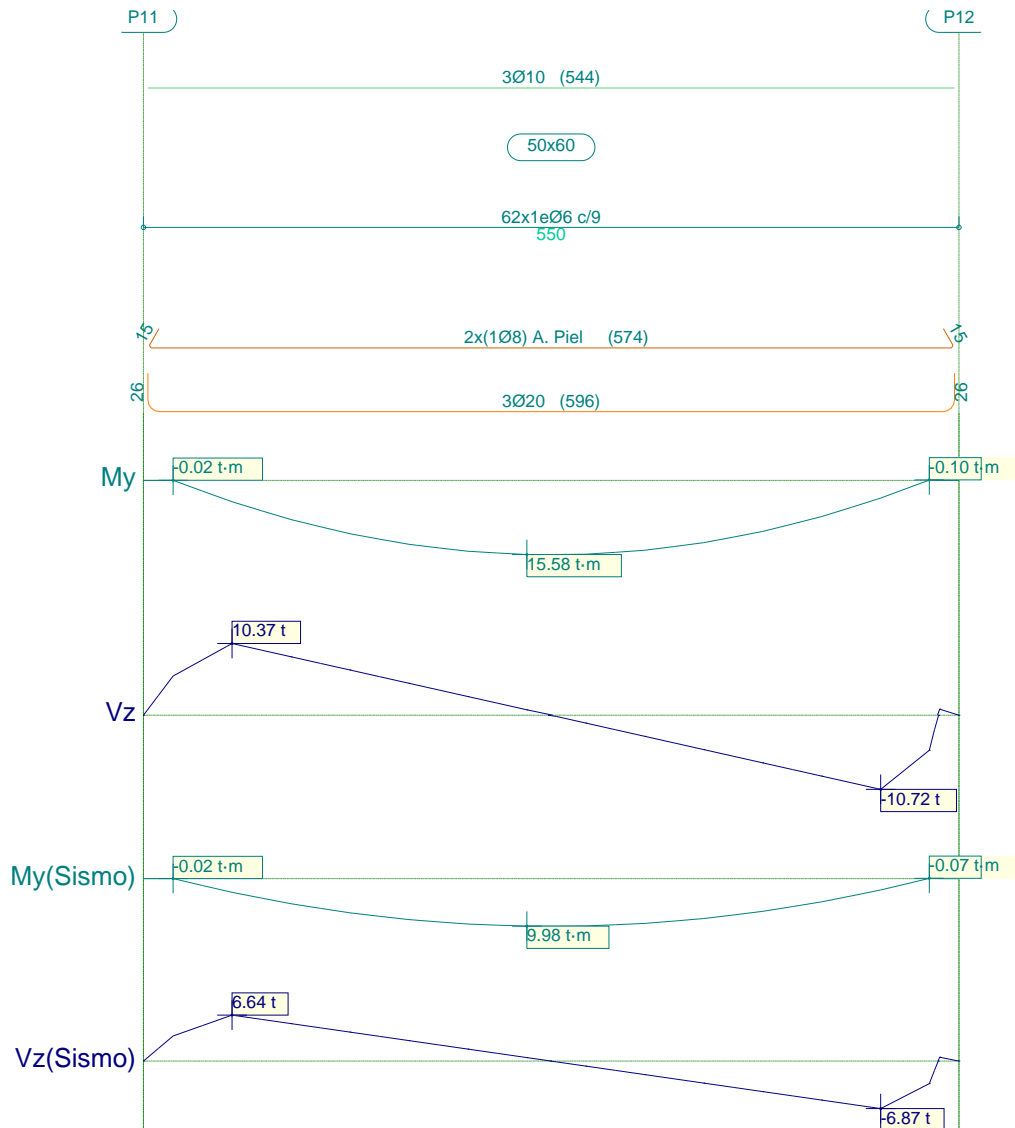
Pórtico 40				Tramo: P10-P5		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.26	10.80	9.17
		[m]		1.78	2.61	3.76
	Cortante mín. x	[t]		-0.39	-2.71	-8.08
		[m]		0.20	3.57	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.44	2.43	0.17
		[m]		0.20	2.00	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		1.71	1.71	0.33	
	[m]		1.78	2.00	3.76	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	1.73	1.73	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	11.69	11.69	9.42
			Nec.	9.19	9.61	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.50 mm, L/11045 (L: 5.50 m)		
Activa				1.98 mm, L/2783 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.48 mm, L/2216 (L: 5.50 m)		



3.- FORJADO 3

3.1.- Pórtico 1

Producido por una versión educativa de CYPE

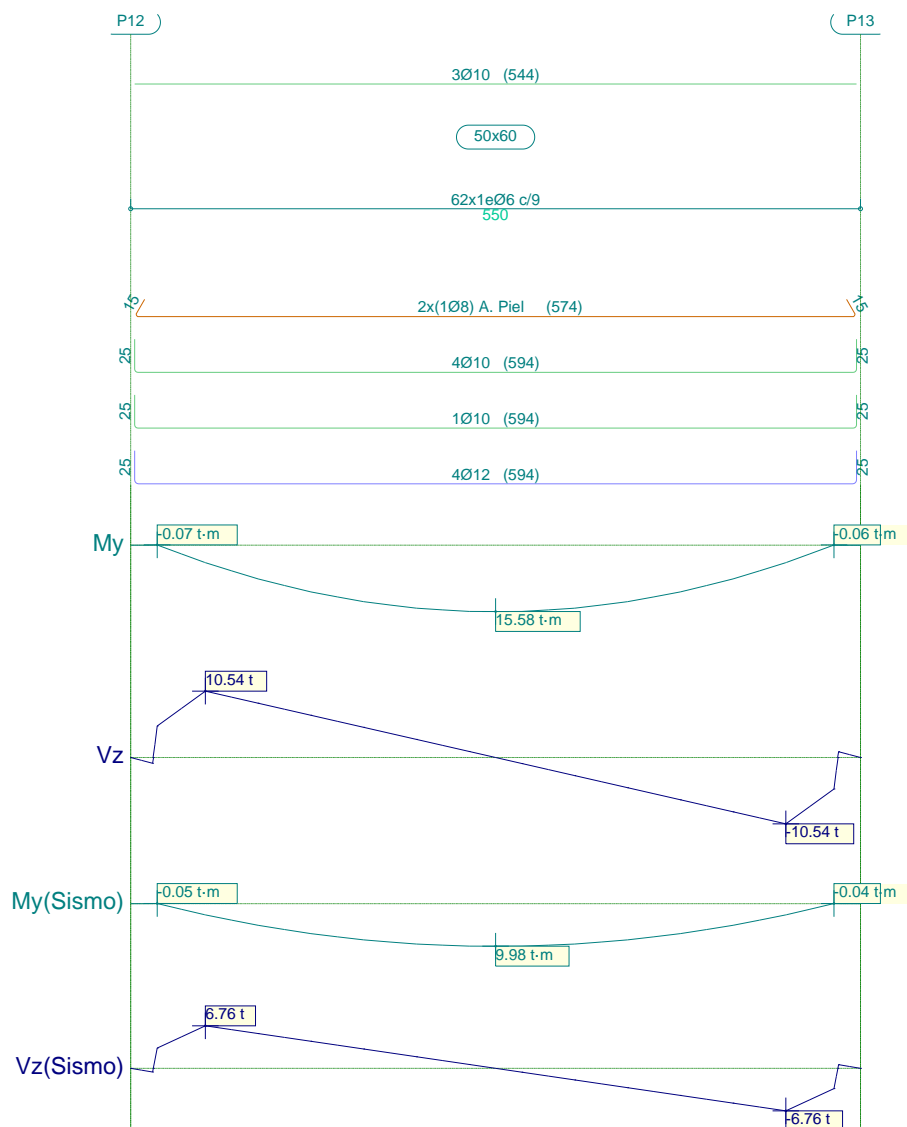




Pórtico 1				Tramo: P11-P12		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		13.43	15.58	13.08
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.23	-4.01	-11.83
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		11.56	3.66	1.69
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.61	9.98	8.38
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.16	-2.57	-7.59
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.42	2.35	1.07
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
F. Sobrecarga				0.17 mm, L/31481 (L: 5.50 m)		
F. Activa				1.40 mm, L/3937 (L: 5.50 m)		
F. A plazo infinito				2.18 mm, L/2518 (L: 5.50 m)		



3.2.- Pórtico 2



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 2			Tramo: P12-P13		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
		x	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	13.27	15.58	13.27
		x	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-1.68	-3.84	-11.69
		x	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.69	3.84	1.68
		x	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--

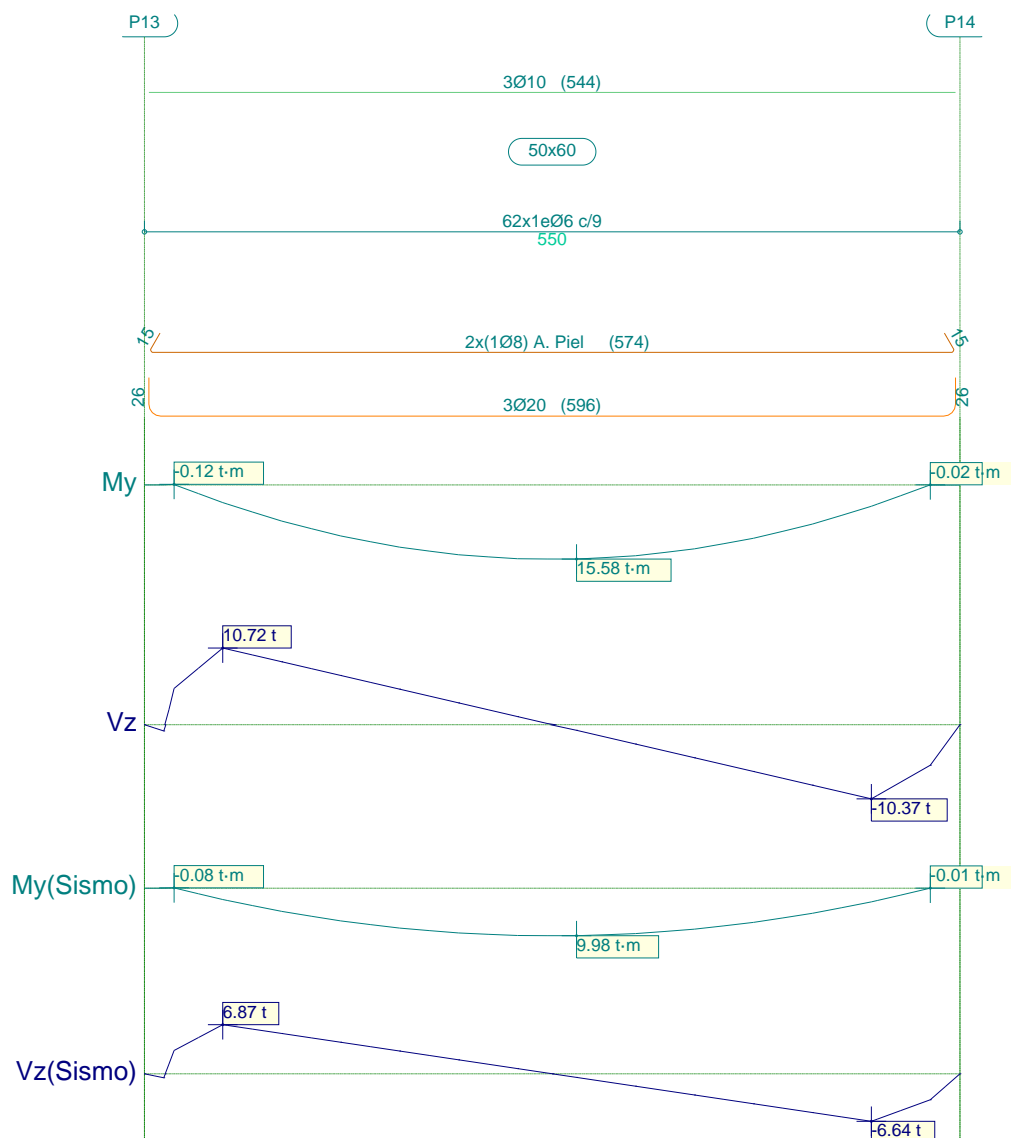


Listado de armado de vigas

Pórtico 2				Tramo: P12-P13		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.50	9.98	8.50
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-1.06	-2.46	-7.51
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.51	2.46	1.06
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	8.45	8.45	8.45
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.17 mm, L/31465 (L: 5.50 m)		
Activa				1.40 mm, L/3935 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.19 mm, L/2517 (L: 5.50 m)		



3.3.- Pórtico 3



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 3			Tramo: P13-P14		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	13.08	15.58	13.44
	x	[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-1.68	-3.66	-11.56
	x	[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.83	4.01	0.23
	x	[m]	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



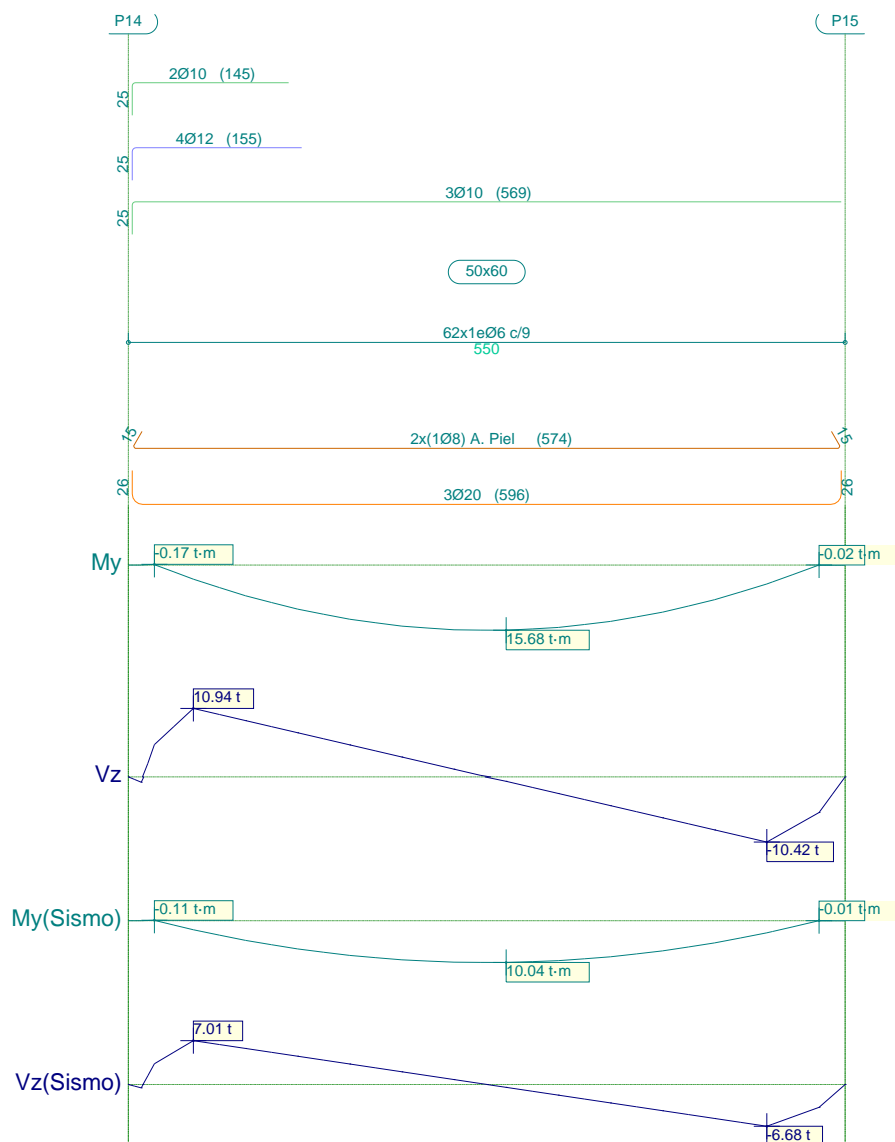
Listado de armado de vigas

Pórtico 3				Tramo: P13-P14		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.38	9.98	8.61
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-1.06	-2.35	-7.42
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.59	2.57	0.16
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.17 mm, L/31480 (L: 5.50 m)		
Activa				1.40 mm, L/3937 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.18 mm, L/2518 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



3.4.- Pórtico 4



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 4			Tramo: P14-P15		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.17	--	--
		x	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	13.04	15.68	13.56
		x	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-1.71	-3.62	-11.63
		x	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	12.03	4.15	0.23
		x	0.20	1.90	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--

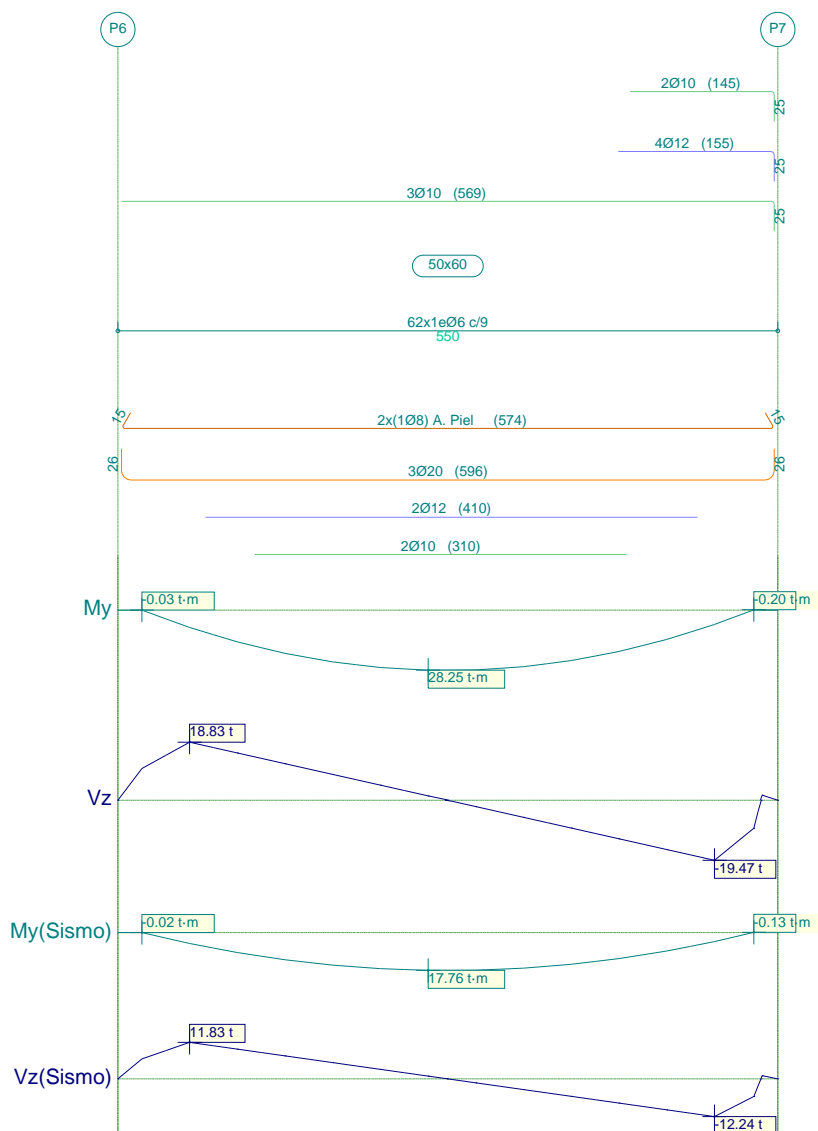


Listado de armado de vigas

Pórtico 4				Tramo: P14-P15		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.35	10.04	8.68
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-1.08	-2.32	-7.46
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.71	2.66	0.16
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Torsor máx. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Area Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.18 mm, L/31298 (L: 5.50 m)		
Activa				1.40 mm, L/3918 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.19 mm, L/2507 (L: 5.50 m)		



3.5.- Pórtico 5



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 5			Tramo: P6-P7		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	-0.20
		x [m]	--	--	5.30
	Momento máx.	[t·m]	24.36	28.25	23.72
		x [m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.26	-7.28	-21.38
		x [m]	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	20.83	6.64	3.23
		x [m]	0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--



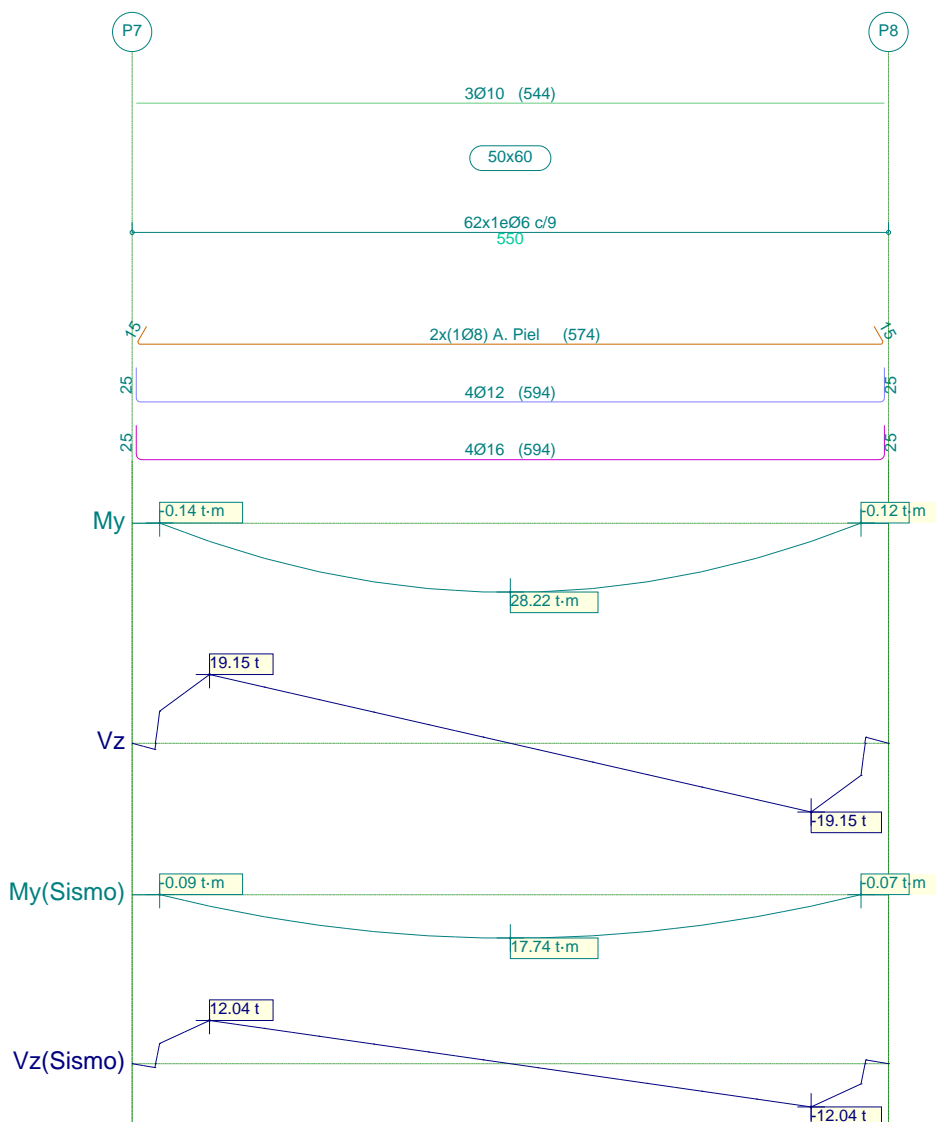
Listado de armado de vigas

Pórtico 5				Tramo: P6-P7		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		15.31	17.76	14.91
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.18	-4.58	-13.45
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		13.11	4.17	2.02
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	8.45
			Nec.	0.00	0.00	8.40
Área Inf.		[cm²]	Real	13.26	13.26	13.26
			Nec.	11.41	11.96	11.25
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				2.19 mm, L/2510 (L: 5.50 m)		
Activa				7.78 mm, L/707 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				8.40 mm, L/655 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



3.6.- Pórtico 6



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 6			Tramo: P7-P8		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	24.05	28.22	24.05
	x	[m]	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-3.23	-6.96	-21.10
	x	[m]	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	21.10	6.96	3.23
	x	[m]	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



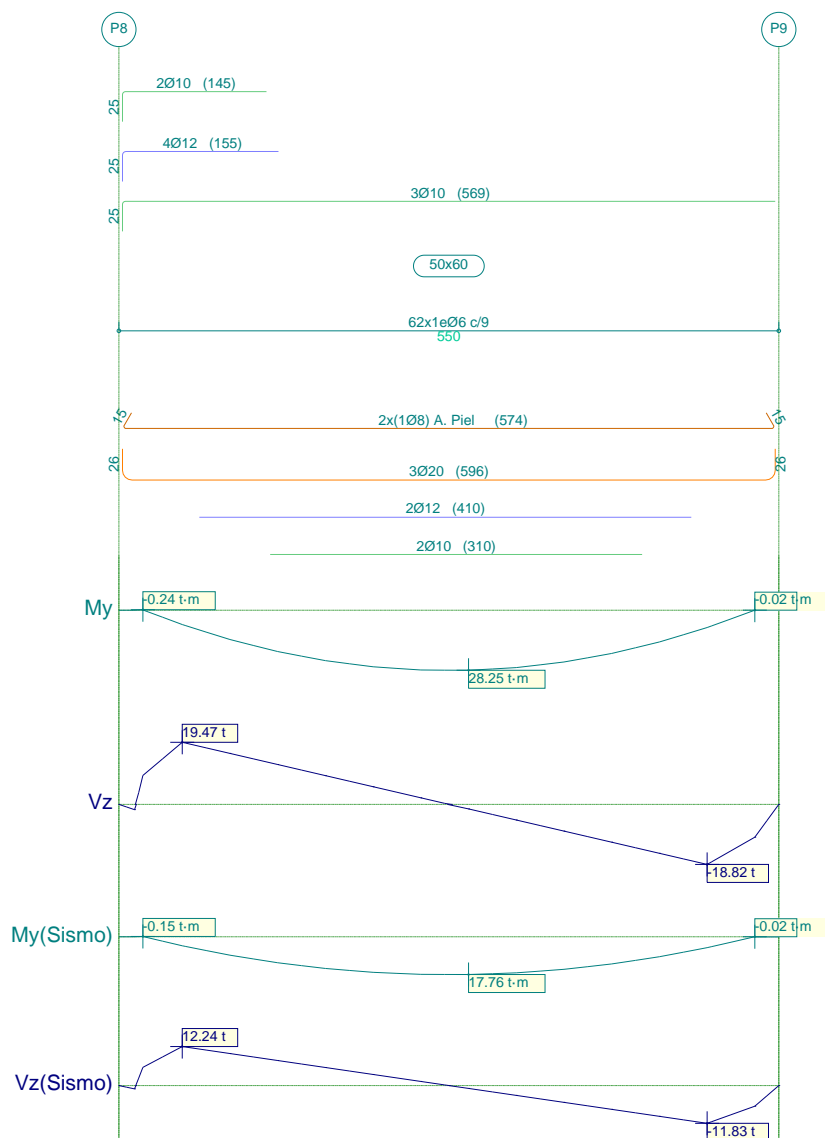
Listado de armado de vigas

Pórtico 6				Tramo: P7-P8		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		15.12	17.74	15.12
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-2.02	-4.37	-13.28
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		13.28	4.37	2.02
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	12.57	12.57	12.57
			Nec.	11.30	11.91	11.30
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				2.25 mm, L/2445 (L: 5.50 m)		
Activa				7.94 mm, L/693 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				8.54 mm, L/644 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



3.7.- Pórtico 7



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 7			Tramo: P8-P9		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.24	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	23.72	28.25	24.36
	x	[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-3.23	-6.64	-20.83
	x	[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	21.38	7.28	0.26
	x	[m]	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

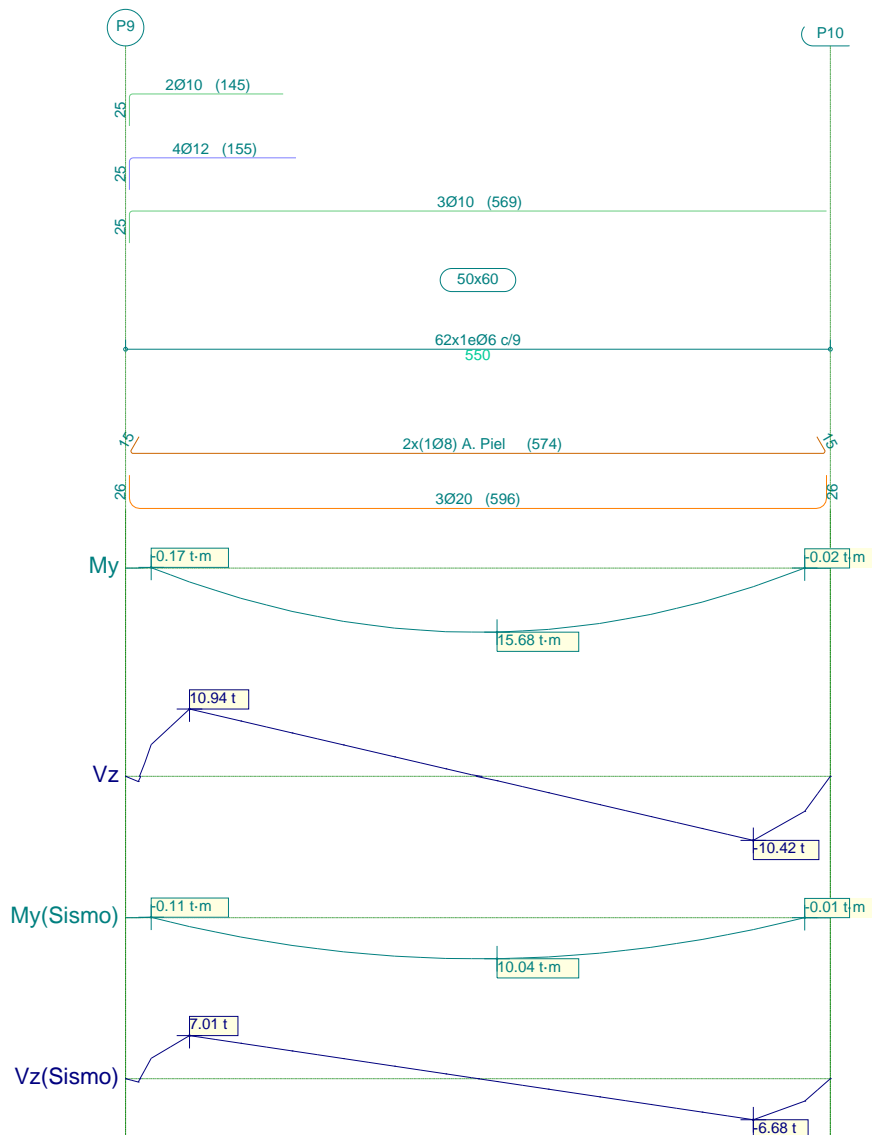


Listado de armado de vigas

Pórtico 7				Tramo: P8-P9		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		14.91	17.76	15.31
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-2.02	-4.17	-13.11
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		13.45	4.58	0.18
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	13.26	13.26	13.26
			Nec.	11.25	11.96	11.41
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				2.19 mm, L/2510 (L: 5.50 m)		
Activa				7.78 mm, L/707 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				8.40 mm, L/655 (L: 5.50 m)		



3.8.- Pórtico 8



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 8			Tramo: P9-P10		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	-0.17	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t-m]	13.04	15.68	13.56
	x	[m]	1.70	2.90	3.70
	Cortante mín.	[t]	-1.71	-3.62	-11.63
	x	[m]	0.20	3.50	5.30
	Cortante máx.	[t]	12.03	4.15	0.23
	x	[m]	0.20	1.90	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

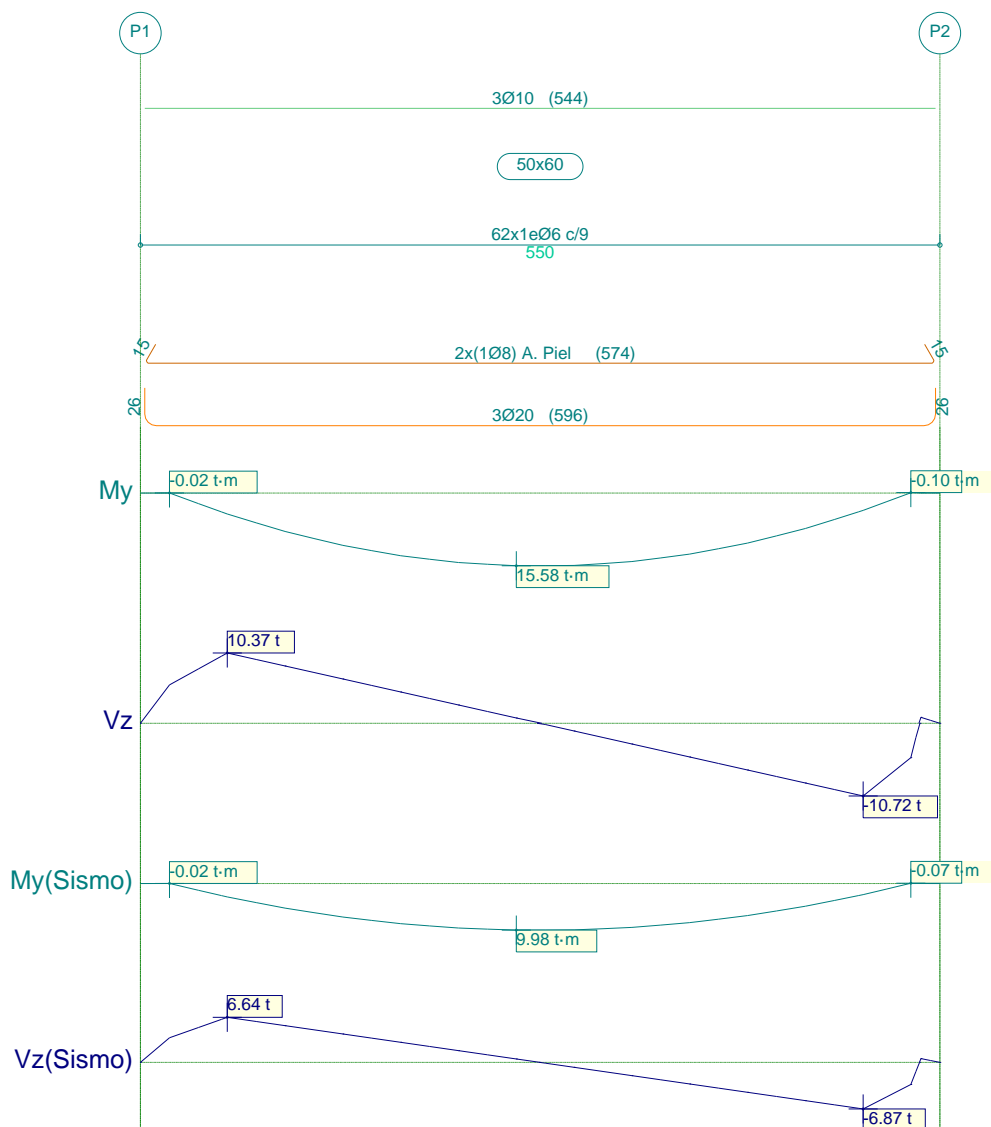


Listado de armado de vigas

Pórtico 8				Tramo: P9-P10		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.35	10.04	8.68
		[m]		1.70	2.90	3.70
	Cortante mín. x	[t]		-1.08	-2.32	-7.46
		[m]		0.20	3.50	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.71	2.66	0.16
		[m]		0.20	1.90	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.18 mm, L/31298 (L: 5.50 m)		
Activa				1.40 mm, L/3918 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.19 mm, L/2507 (L: 5.50 m)		



3.9.- Pórtico 9



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 9			Tramo: P1-P2		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	--	--	--
		x	--	--	--
	Momento máx.	[t-m]	13.43	15.58	13.08
		x	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.23	-4.01	-11.83
		x	0.20	3.58	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.56	3.66	1.69
		x	0.20	1.99	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--

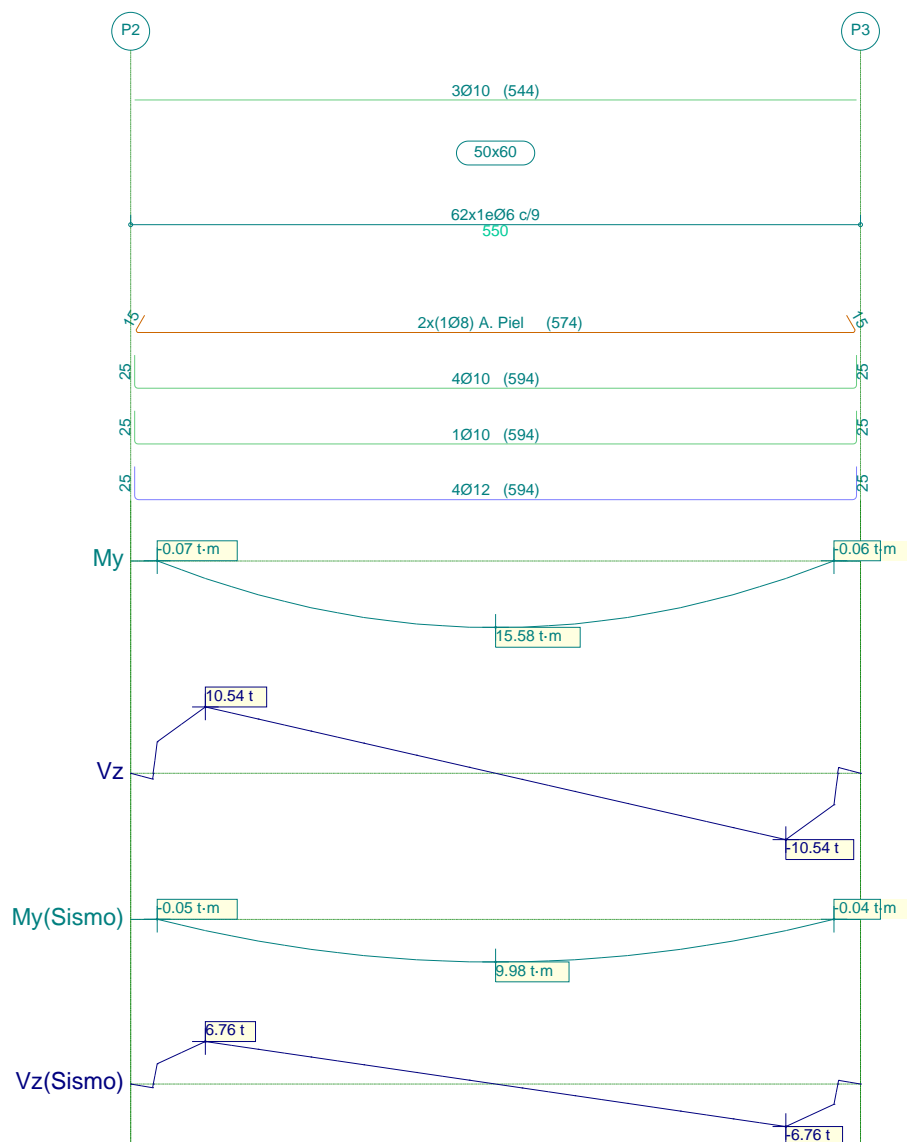


Listado de armado de vigas

Pórtico 9				Tramo: P1-P2		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.61	9.98	8.38
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.16	-2.57	-7.59
		[m]		0.20	3.58	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.42	2.35	1.07
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.17 mm, L/31481 (L: 5.50 m)		
Activa				1.40 mm, L/3937 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.18 mm, L/2518 (L: 5.50 m)		



3.10.- Pórtico 10



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 10			Tramo: P2-P3		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
		x	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	13.27	15.58	13.27
		x	1.76	2.75	3.74
	Cortante mín.	[t]	-1.68	-3.84	-11.69
		x	0.20	3.55	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.69	3.84	1.68
		x	0.20	1.95	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--

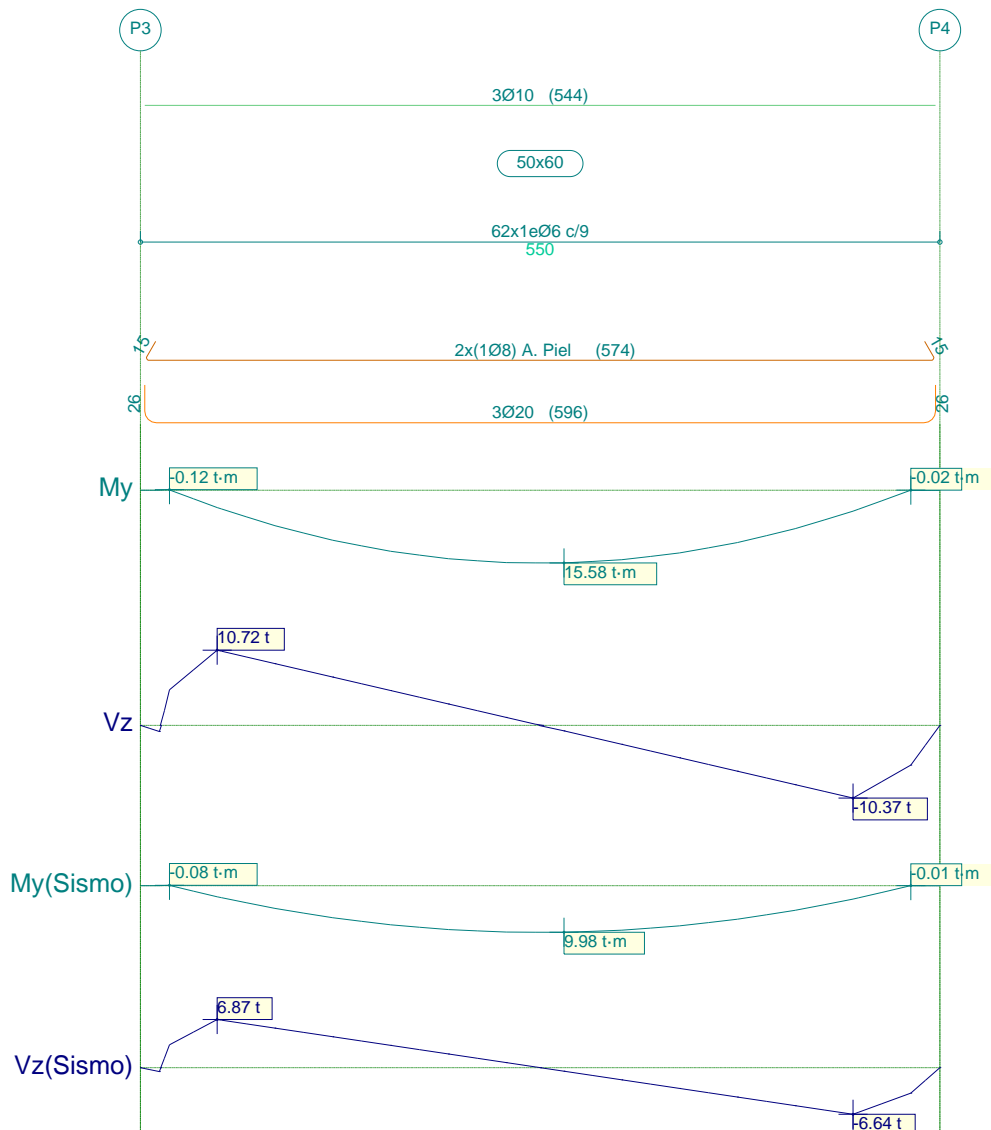


Listado de armado de vigas

Pórtico 10				Tramo: P2-P3		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.50	9.98	8.50
		[m]		1.76	2.75	3.74
	Cortante mín. x	[t]		-1.06	-2.46	-7.51
		[m]		0.20	3.55	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.51	2.46	1.06
		[m]		0.20	1.95	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	8.45	8.45	8.45
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.17 mm, L/31465 (L: 5.50 m)		
Activa				1.40 mm, L/3935 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.19 mm, L/2517 (L: 5.50 m)		



3.11.- Pórtico 11



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 11			Tramo: P3-P4		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
		x	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	13.08	15.59	13.44
		x	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-1.68	-3.66	-11.56
		x	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.83	4.01	0.23
		x	0.20	1.92	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--



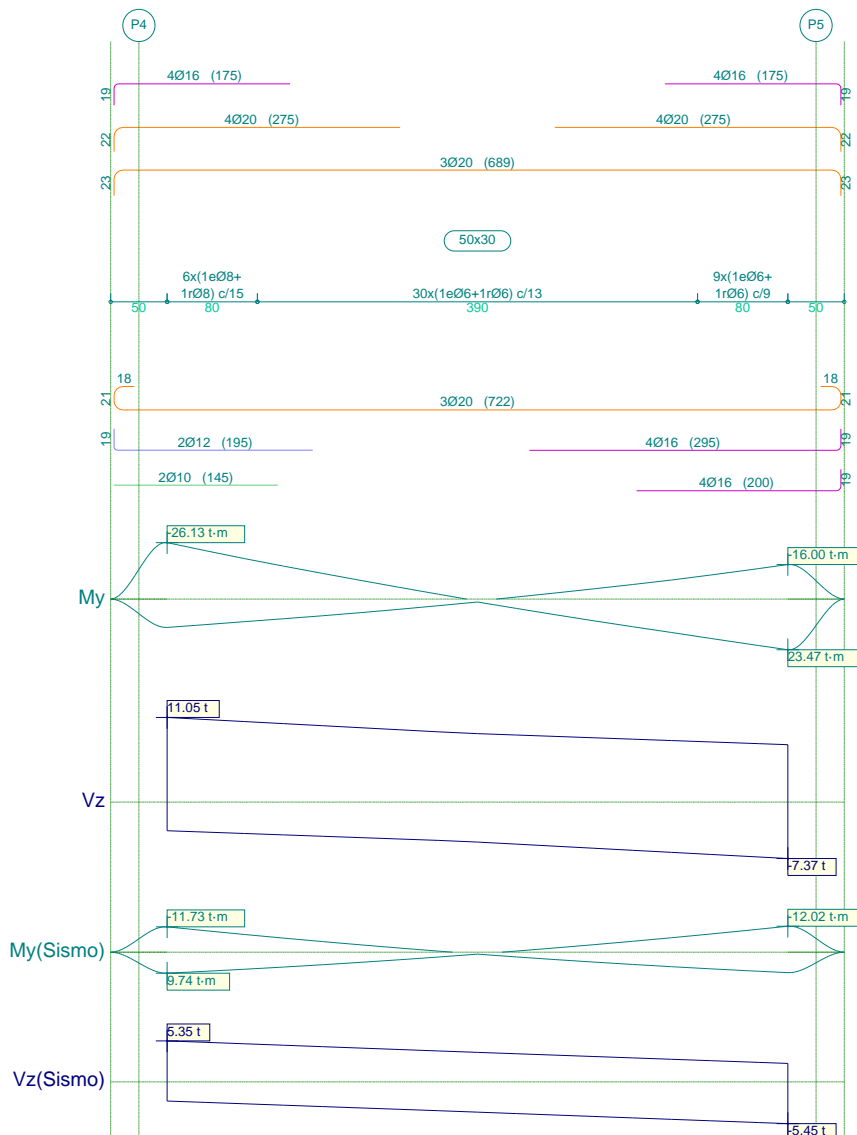
Listado de armado de vigas

Pórtico 11				Tramo: P3-P4		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.38	9.98	8.61
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-1.06	-2.35	-7.42
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.59	2.57	0.16
		[m]		0.20	1.92	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.17 mm, L/31479 (L: 5.50 m)		
Activa				1.40 mm, L/3937 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.18 mm, L/2518 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



3.12.- Pórtico 12



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 12			Tramo: P4-P5		
Sección			50x30		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-26.13	-5.39	-16.00
		[m]	0.00	2.06	5.50
	Momento máx.	[t·m]	13.14	7.24	23.47
		[m]	0.00	3.44	5.50
	Cortante mín.	[t]	-4.64	-5.75	-7.37
		[m]	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]	11.05	9.44	8.40
		[m]	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--

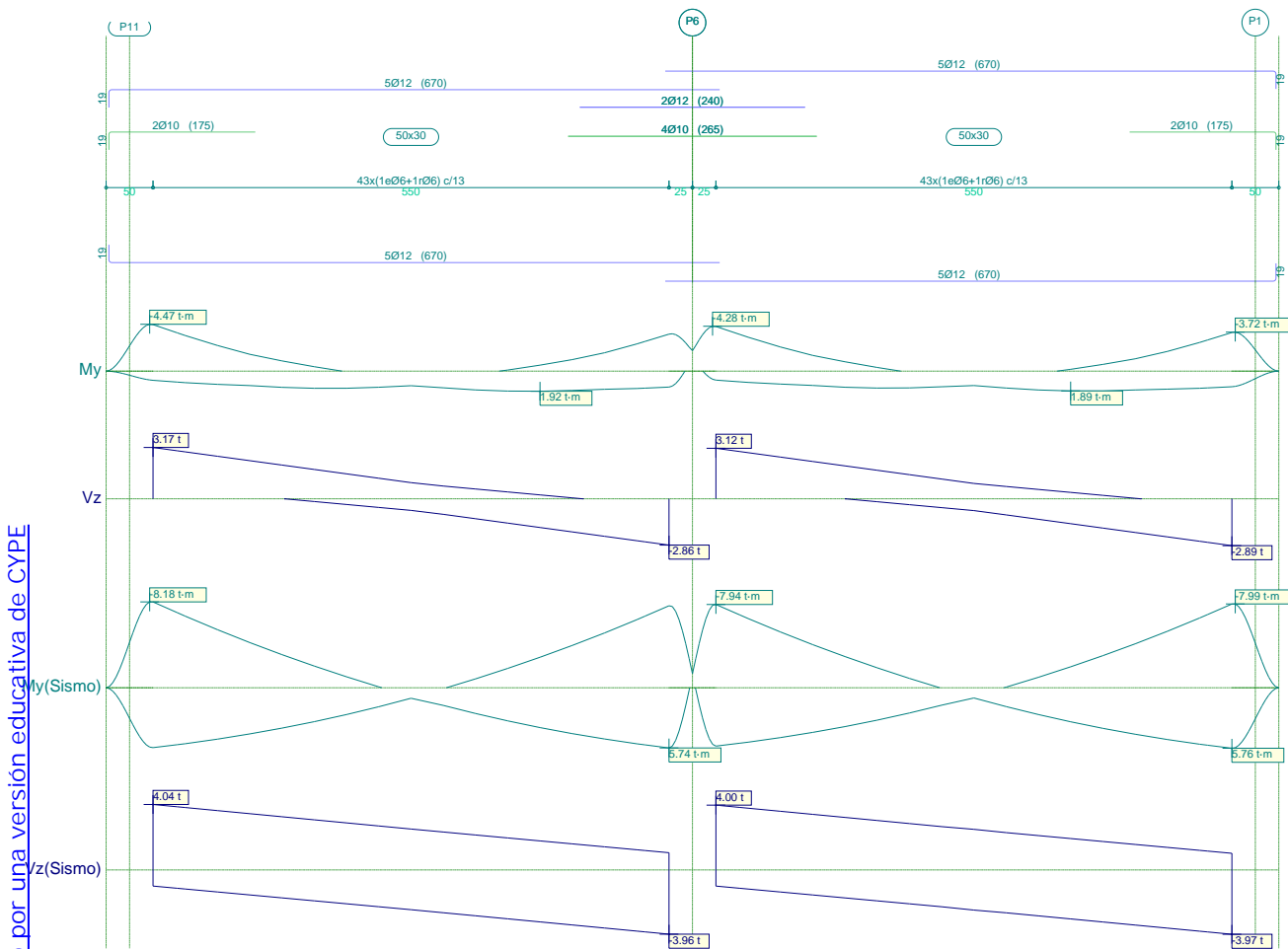


Listado de armado de vigas

Pórtico 12				Tramo: P4-P5		
Sección				50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-11.73	-1.96	-12.02
		[m]		0.00	3.44	5.50
	Momento máx. x	[t·m]		9.74	3.50	9.48
		[m]		0.00	2.06	5.50
	Cortante mín. x	[t]		-3.40	-4.33	-5.45
		[m]		1.72	3.44	5.50
	Cortante máx. x	[t]		5.35	4.22	3.31
		[m]		0.00	2.06	3.78
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	30.03	9.46	30.03
			Nec.	27.31	5.76	15.48
Área Inf.		[cm²]	Real	13.26	12.69	25.51
			Nec.	12.59	6.71	23.69
Área Transv.		[cm²/m]	Real	10.05	6.52	9.42
			Nec.	7.49	6.24	6.24
Sobrecarga				0.18 mm, L/30017 (L: 5.50 m)		
Activa				4.11 mm, L/579 (L: 2.38 m)		
A plazo infinito				1.02 mm, L/5397 (L: 5.50 m)		



3.13.- Pórtico 13



Pórtico 13			Tramo: P11-P6			Tramo: P6-P1		
Sección			50x30			50x30		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	-4.43	--	-3.53	-4.26	--	-3.68
		[m]	0.00	--	5.50	0.00	--	5.50
	Momento máx.	[t-m]	1.63	1.79	1.92	1.61	1.80	1.89
		[m]	1.72	3.44	4.13	1.72	3.44	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.17	-1.23	-2.86	-0.18	-1.26	-2.89
		[m]	1.72	3.44	5.50	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]	3.17	1.54	0.42	3.12	1.49	0.40
		[m]	0.00	2.06	3.78	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--

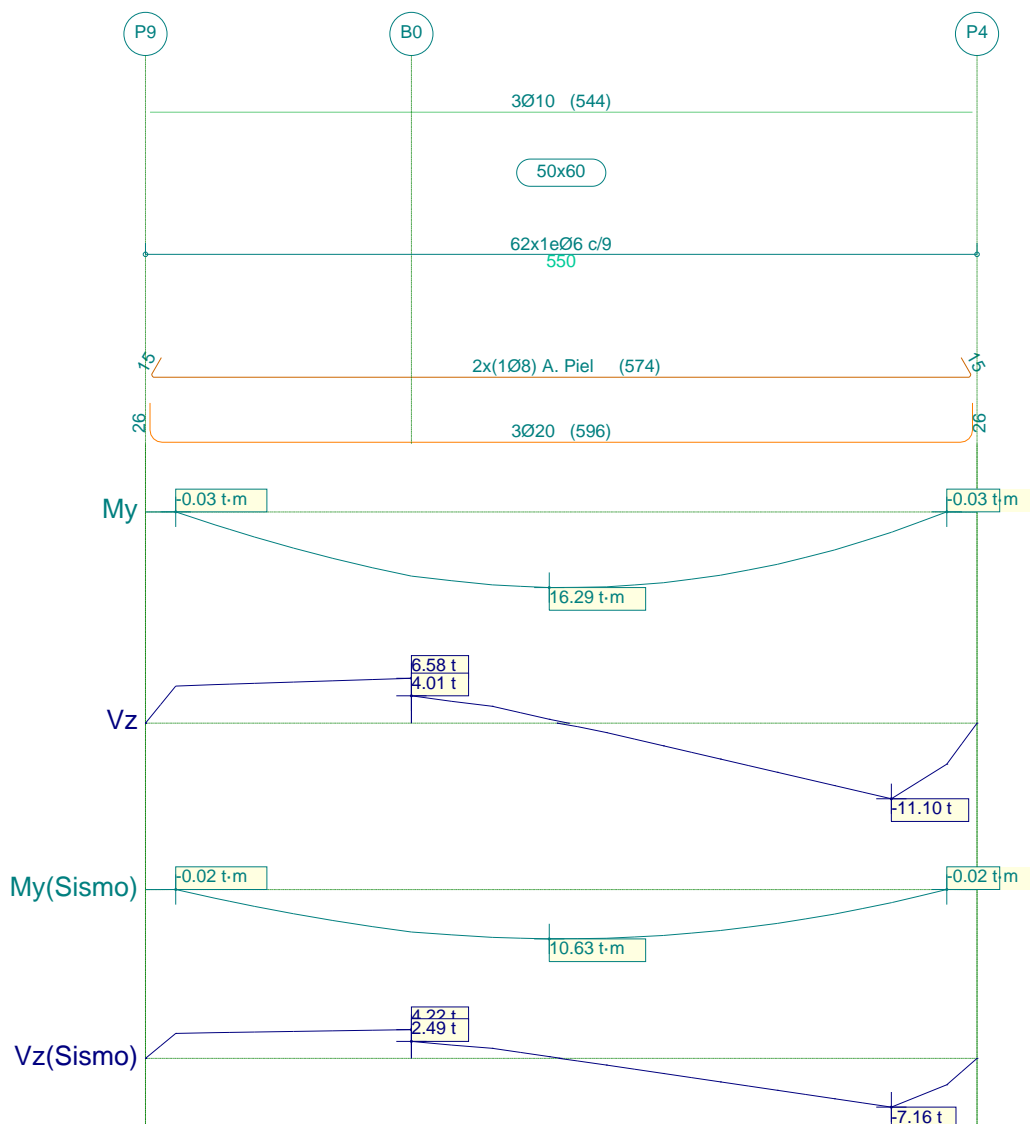


Listado de armado de vigas

Pórtico 13				Tramo: P11-P6			Tramo: P6-P1		
Sección				50x30			50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-8.18	-1.05	-7.81	-7.94	-1.00	-7.98
		[m]		0.00	2.06	5.50	0.00	3.44	5.50
	Momento máx. x	[t·m]		5.71	2.55	5.74	5.56	2.55	5.76
		[m]		0.00	2.06	5.50	0.00	3.44	5.50
	Cortante mín. x	[t]		-1.91	-2.83	-3.96	-1.91	-2.83	-3.97
		[m]		1.72	3.44	5.50	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx. x	[t]		4.04	2.90	1.97	4.00	2.86	1.94
		[m]		0.00	2.06	3.78	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	
	[m]		--	--	--	--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	7.23	5.66	11.06	11.06	5.66	7.23
			Nec.	6.50	5.46	6.20	6.30	5.46	6.34
Área Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.04 mm, L/126599 (L: 5.11 m)			0.04 mm, L/139487 (L: 5.50 m)		
Activa				0.23 mm, L/4193 (L: 0.96 m)			0.20 mm, L/4770 (L: 0.94 m)		
A plazo infinito				0.83 mm, L/6659 (L: 5.50 m)			0.80 mm, L/6888 (L: 5.50 m)		



3.14.- Pórtico 14



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 14			Tramo: P9-P4		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t-m]	13.82	16.29	13.64
	x	[m]	1.76	2.67	3.80
	Cortante mín.	[t]	-0.27	-4.29	-12.33
	x	[m]	0.20	3.61	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.14	3.53	0.29
	x	[m]	0.20	2.03	5.30
	Torsor mín.	[t]	-2.62	-2.62	-0.51
	x	[m]	1.76	2.03	3.80
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

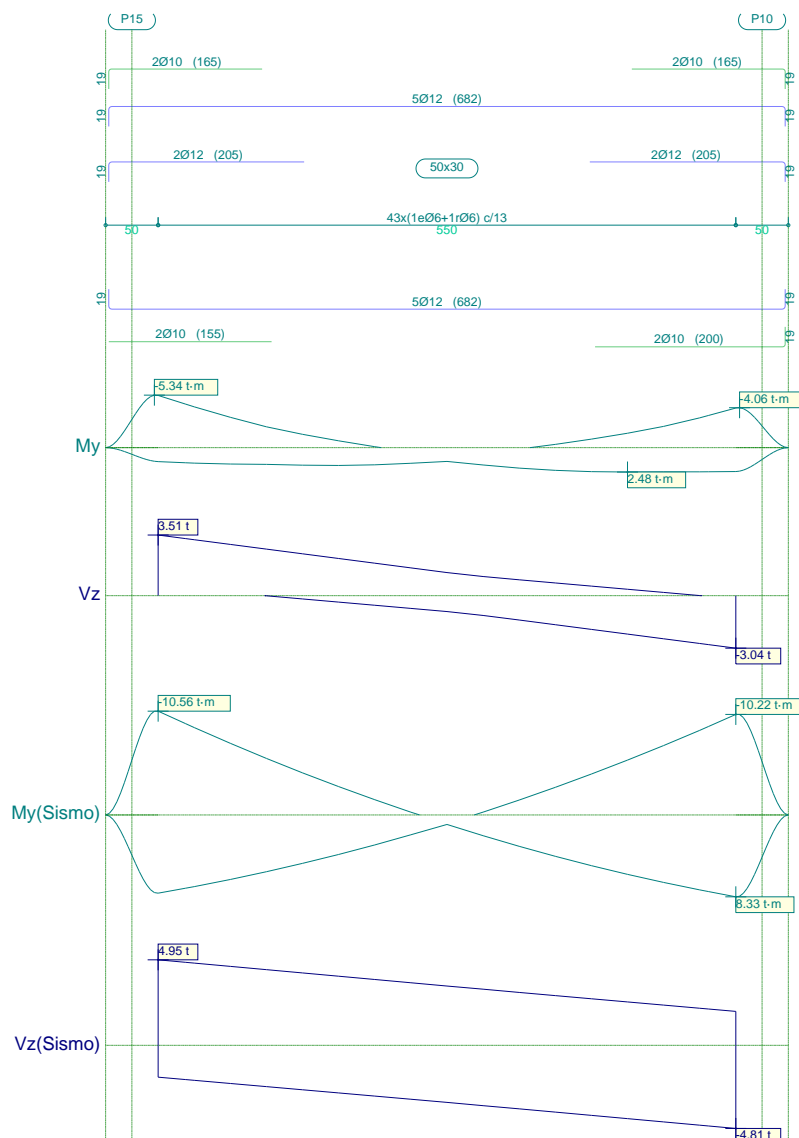


Listado de armado de vigas

Pórtico 14				Tramo: P9-P4		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		9.14	10.63	8.82
		[m]		1.76	2.67	3.80
	Cortante mín. x	[t]		-0.19	-2.83	-7.95
		[m]		0.20	3.61	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.51	2.16	0.20
		[m]		0.20	2.03	5.30
	Torsor mín. x	[t]		-1.75	-1.75	-0.34
		[m]		1.76	2.03	3.80
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	1.58	1.58	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.41	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.16 mm, L/35094 (L: 5.50 m)		
Activa				1.50 mm, L/3675 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.30 mm, L/2392 (L: 5.50 m)		



3.15.- Pórtico 15



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 15			Tramo: P15-P10		
Sección			50x30		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-5.31	-0.10	-4.03
		x	0.00	2.06	5.50
	Momento máx.	[t·m]	1.81	2.08	2.48
		x	1.72	3.44	4.47
	Cortante mín.	[t]	-0.37	-1.41	-3.04
		x	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]	3.51	1.88	0.74
		x	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x	--	--	--

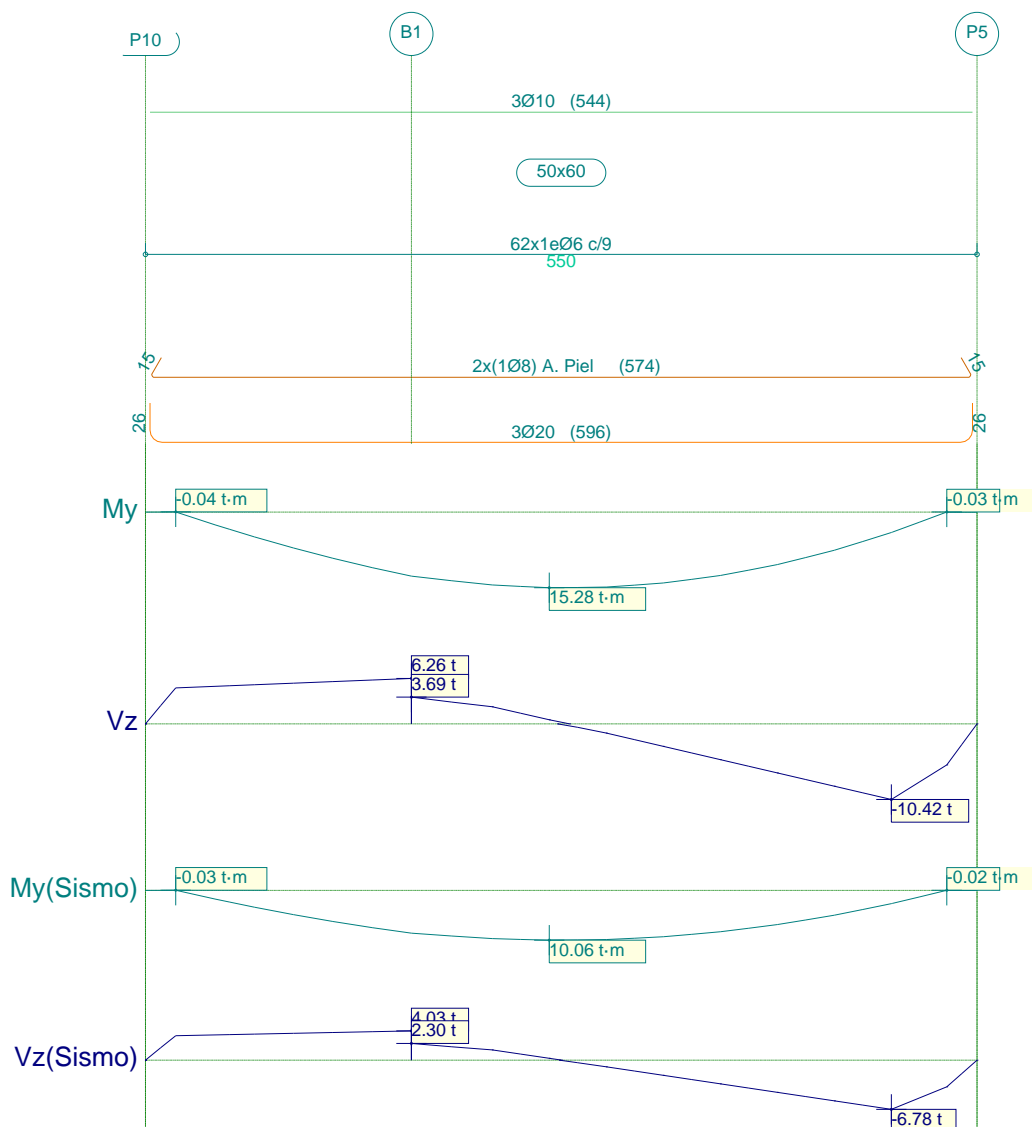


Listado de armado de vigas

Pórtico 15				Tramo: P15-P10		
Sección				50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-10.56	-1.55	-10.22
		[m]		0.00	2.06	5.50
	Momento máx. x	[t·m]		7.96	3.19	8.33
		[m]		0.00	3.44	5.50
	Cortante mín. x	[t]		-2.75	-3.68	-4.81
		[m]		1.72	3.44	5.50
	Cortante máx. x	[t]		4.95	3.81	2.88
		[m]		0.00	2.06	3.78
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	9.49	5.66	9.49
			Nec.	8.46	5.46	8.19
Area Inf.		[cm²]	Real	7.23	5.66	7.23
			Nec.	6.32	5.46	6.62
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.04 mm, L/108251 (L: 4.73 m)		
Activa				0.29 mm, L/3269 (L: 0.96 m)		
A plazo infinito				0.86 mm, L/6360 (L: 5.50 m)		



3.16.- Pórtico 16



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 16			Tramo: P10-P5		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	12.94	15.28	12.81
	x	[m]	1.76	2.67	3.80
	Cortante mín.	[t]	-0.47	-4.01	-11.55
	x	[m]	0.20	3.61	5.30
	Cortante máx.	[t]	10.38	3.33	0.23
	x	[m]	0.20	2.03	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	2.62	2.62	0.51
	x	[m]	1.76	2.03	3.80



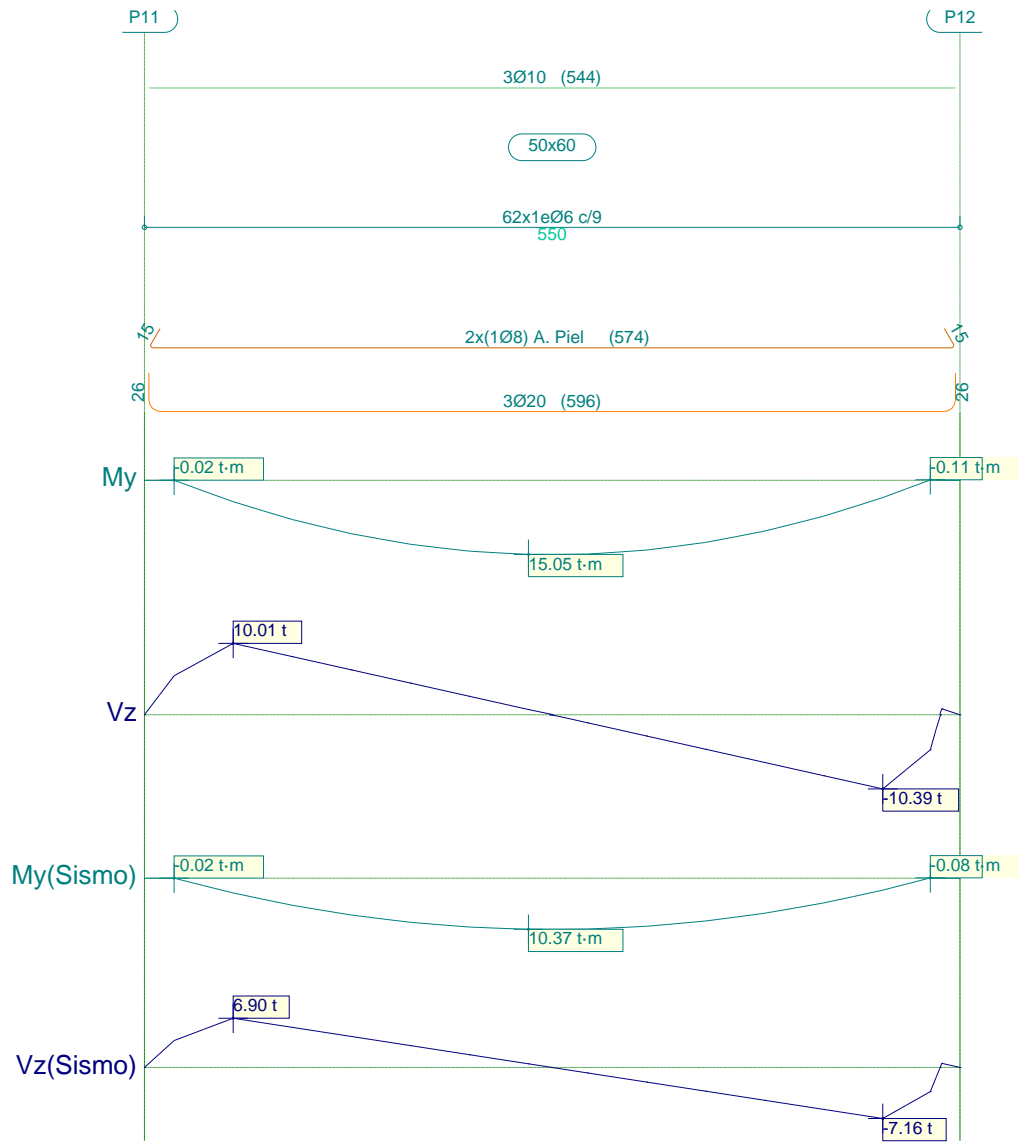
Listado de armado de vigas

Pórtico 16				Tramo: P10-P5		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.64	10.06	8.36
		[m]		1.76	2.67	3.80
	Cortante mín. x	[t]		-0.35	-2.67	-7.51
		[m]		0.20	3.61	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.09	2.05	0.17
		[m]		0.20	2.03	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		1.75	1.75	0.34	
	[m]		1.76	2.03	3.80	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	1.58	1.58	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.14 mm, L/40633 (L: 5.50 m)		
Activa				1.39 mm, L/3964 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.18 mm, L/2521 (L: 5.50 m)		



4.- FORJADO 4

4.1.- Pórtico 1



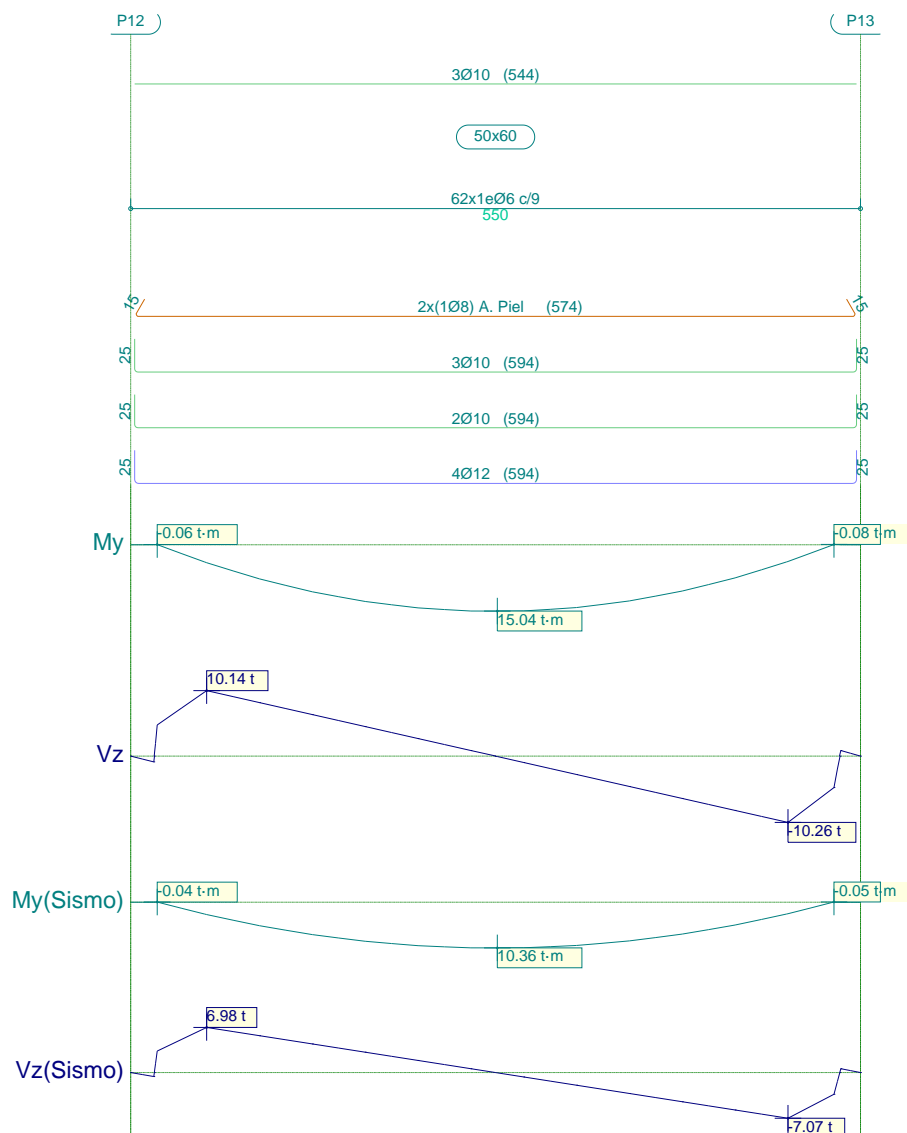
Producido por una versión educativa de CYPE



Pórtico 1				Tramo: P11-P12		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		12.99	15.05	12.61
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.23	-3.90	-11.46
		[m]		0.20	3.59	5.30
	Cortante máx. x	[t]		11.16	3.52	1.60
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.94	10.37	8.68
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.16	-2.69	-7.90
		[m]		0.20	3.59	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.70	2.43	1.09
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
F. Sobrecarga				0.08 mm, L/69422 (L: 5.50 m)		
F. Activa				1.38 mm, L/3998 (L: 5.50 m)		
F. A plazo infinito				2.27 mm, L/2424 (L: 5.50 m)		



4.2.- Pórtico 2



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 2			Tramo: P12-P13		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	12.86	15.04	12.74
	x	[m]	1.77	2.76	3.76
	Cortante mín.	[t]	-1.62	-3.77	-11.36
	x	[m]	0.20	3.56	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.26	3.65	1.62
	x	[m]	0.20	1.97	5.30
Torsor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Torsor máx.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--

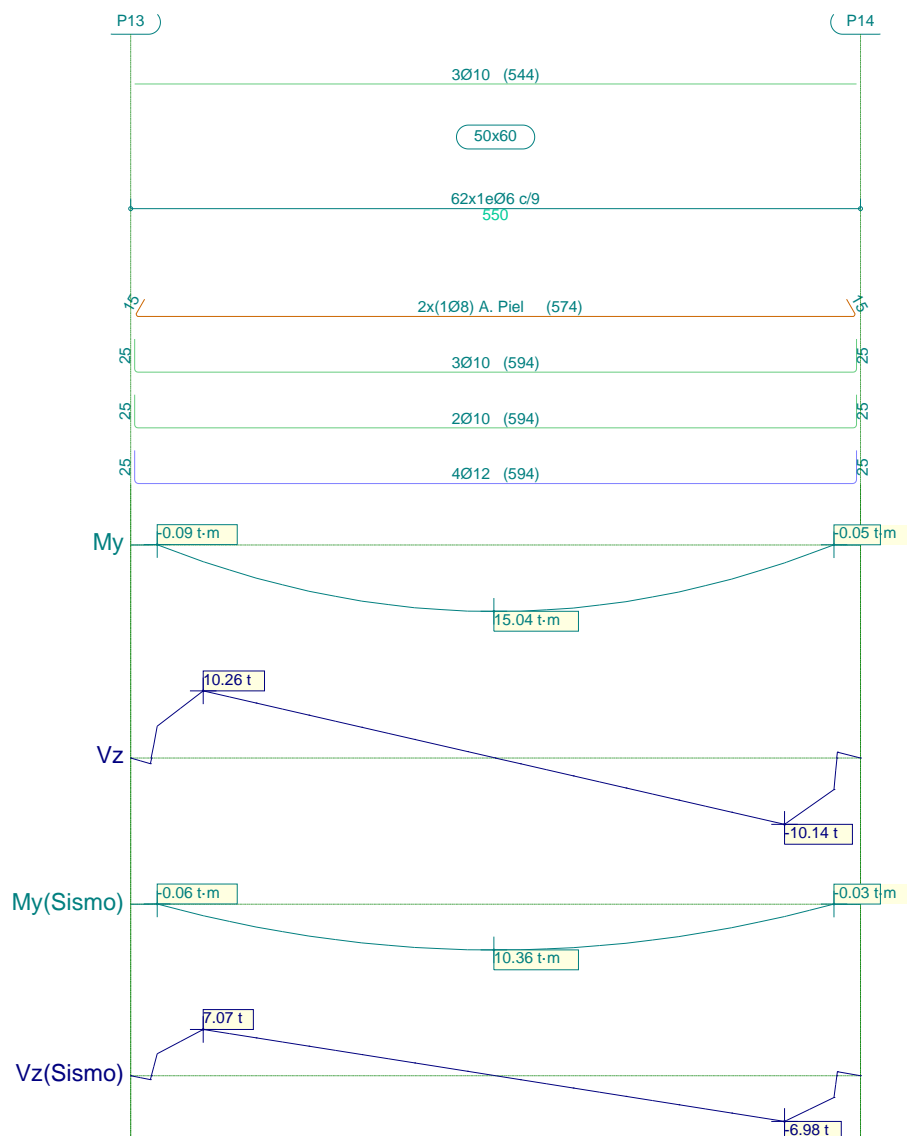


Listado de armado de vigas

Pórtico 2				Tramo: P12-P13		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.86	10.36	8.77
		[m]		1.77	2.76	3.76
	Cortante mín. x	[t]		-1.11	-2.60	-7.83
		[m]		0.20	3.56	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.77	2.51	1.11
		[m]		0.20	1.97	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	8.45	8.45	8.45
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.08 mm, L/69365 (L: 5.50 m)		
Activa				1.38 mm, L/3996 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.27 mm, L/2423 (L: 5.50 m)		



4.3.- Pórtico 3



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 3			Tramo: P13-P14		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	12.74	15.04	12.86
	x	[m]	1.74	2.74	3.73
	Cortante mín.	[t]	-1.62	-3.65	-11.26
	x	[m]	0.20	3.53	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.36	3.77	1.62
	x	[m]	0.20	1.94	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



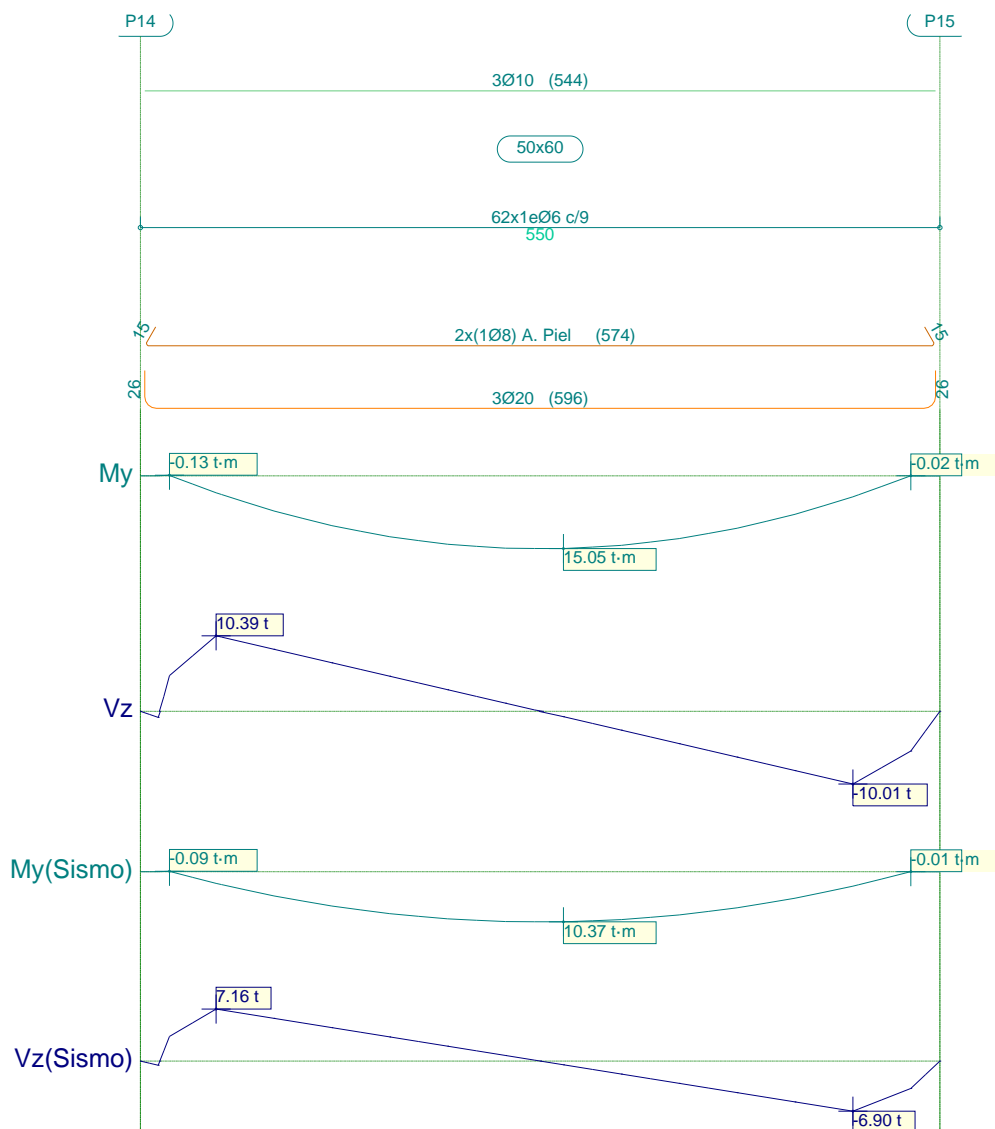
Listado de armado de vigas

Pórtico 3				Tramo: P13-P14		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.77	10.36	8.86
		[m]		1.74	2.74	3.73
	Cortante mín. x	[t]		-1.11	-2.51	-7.77
		[m]		0.20	3.53	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.83	2.60	1.11
		[m]		0.20	1.94	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	8.45	8.45	8.45
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.08 mm, L/69382 (L: 5.50 m)		
Activa				1.38 mm, L/3996 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.27 mm, L/2423 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



4.4.- Pórtico 4



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 4			Tramo: P14-P15		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	12.60	15.05	12.98
	x	[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-1.62	-3.52	-11.16
	x	[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.46	3.90	0.23
	x	[m]	0.20	1.91	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

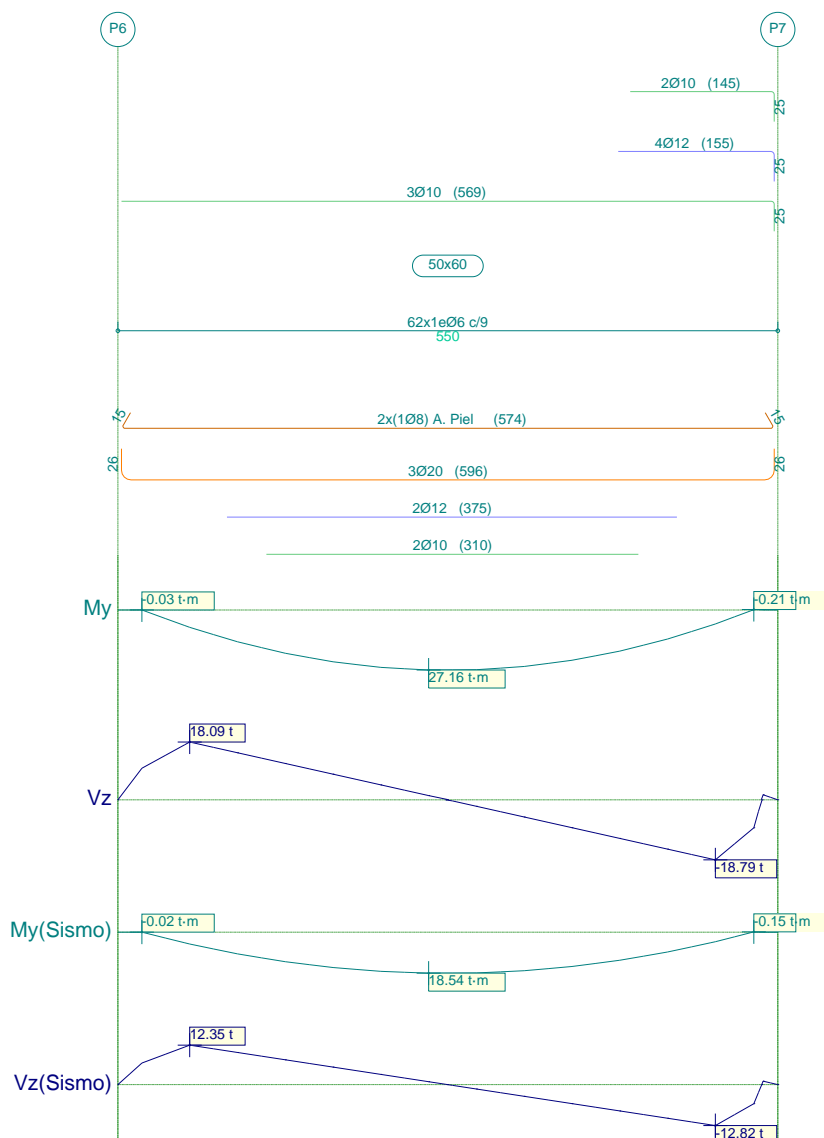


Listado de armado de vigas

Pórtico 4				Tramo: P14-P15		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.68	10.37	8.95
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-1.11	-2.43	-7.70
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.90	2.69	0.16
		[m]		0.20	1.91	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.08 mm, L/69452 (L: 5.50 m)		
Activa				1.38 mm, L/3998 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.27 mm, L/2424 (L: 5.50 m)		



4.5.- Pórtico 5



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 5			Tramo: P6-P7		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	-0.21
	x	[m]	--	--	5.30
	Momento máx.	[t·m]	23.44	27.16	22.75
	x	[m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.26	-7.05	-20.62
	x	[m]	0.20	3.59	5.30
	Cortante máx.	[t]	20.03	6.36	3.11
	x	[m]	0.20	1.99	5.30
Torsor mín.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--
Torsor máx.	[t]		--	--	--
	x	[m]	--	--	--

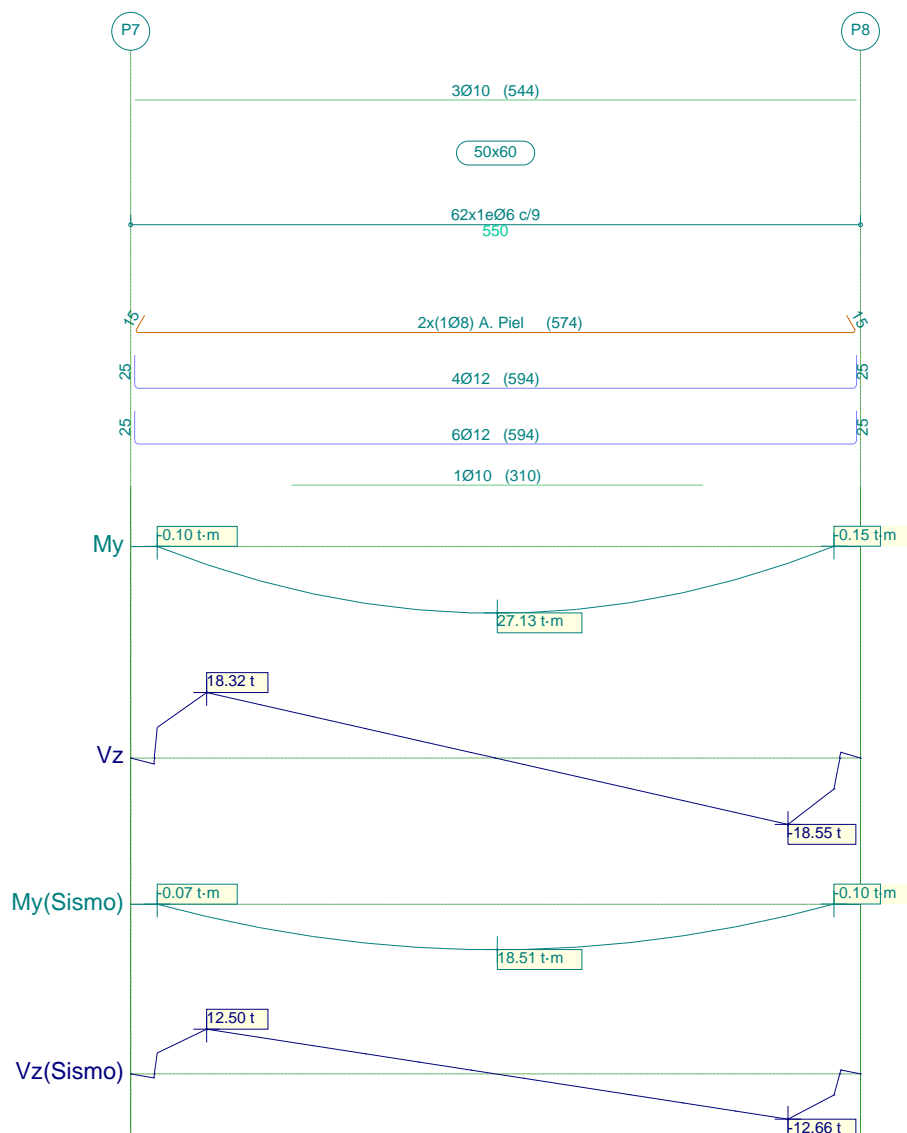


Listado de armado de vigas

Pórtico 5				Tramo: P6-P7		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		16.00	18.54	15.53
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.18	-4.81	-14.08
		[m]		0.20	3.59	5.30
	Cortante máx. x	[t]		13.67	4.34	2.12
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	8.45
			Nec.	0.00	0.00	8.40
Área Inf.		[cm²]	Real	13.26	13.26	13.26
			Nec.	10.97	11.49	10.79
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.10 mm, L/5014 (L: 5.50 m)		
Activa				7.45 mm, L/738 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				8.63 mm, L/637 (L: 5.50 m)		



4.6.- Pórtico 6



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 6			Tramo: P7-P8		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	23.22	27.13	22.99
	x	[m]	1.77	2.76	3.76
	Cortante mín.	[t]	-3.10	-6.82	-20.42
	x	[m]	0.20	3.56	5.30
	Cortante máx.	[t]	20.22	6.59	3.11
	x	[m]	0.20	1.97	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

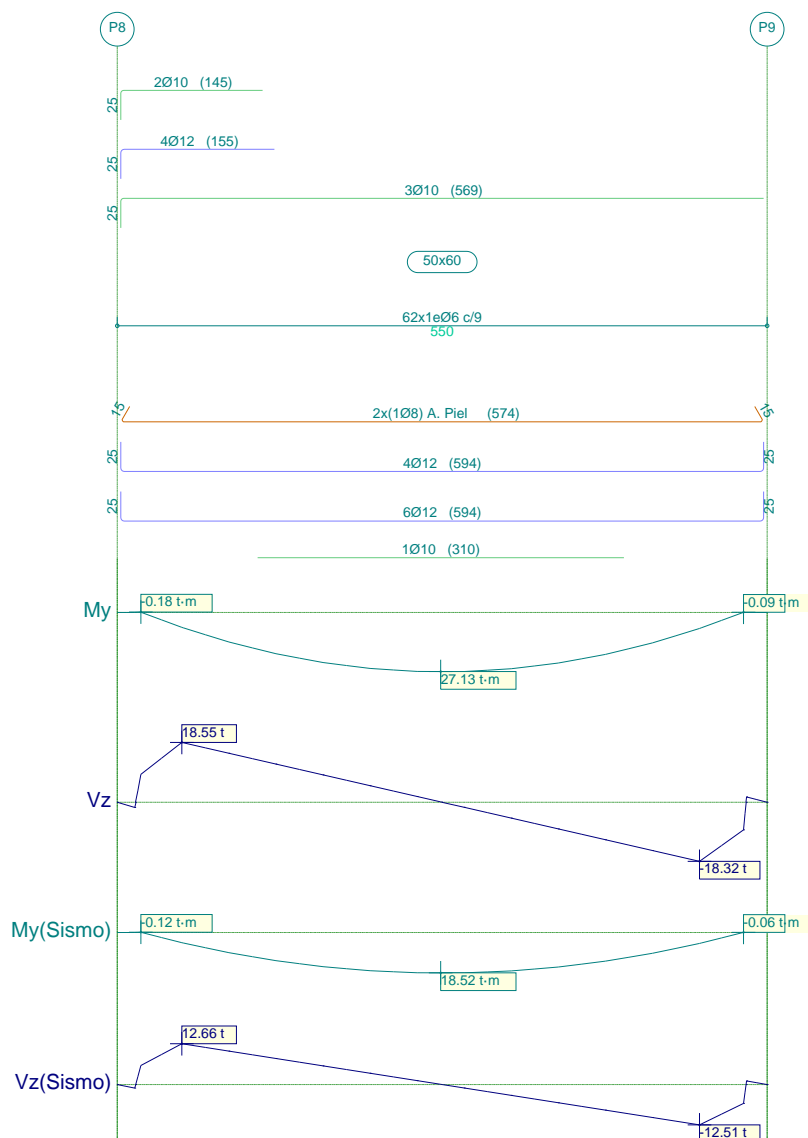


Listado de armado de vigas

Pórtico 6				Tramo: P7-P8		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		15.85	18.51	15.69
		[m]		1.77	2.76	3.76
	Cortante mín. x	[t]		-2.11	-4.65	-13.94
		[m]		0.20	3.56	5.30
	Cortante máx. x	[t]		13.81	4.49	2.11
		[m]		0.20	1.97	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	12.10	12.10	12.10
			Nec.	10.86	11.41	10.80
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.15 mm, L/4792 (L: 5.50 m)		
Activa				7.70 mm, L/714 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				8.86 mm, L/621 (L: 5.50 m)		



4.7.- Pórtico 7



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 7			Tramo: P8-P9		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.18	--	--
	x	[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	22.99	27.13	23.22
	x	[m]	1.74	2.74	3.73
	Cortante mín.	[t]	-3.10	-6.59	-20.22
	x	[m]	0.20	3.53	5.30
	Cortante máx.	[t]	20.42	6.82	3.10
	x	[m]	0.20	1.94	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

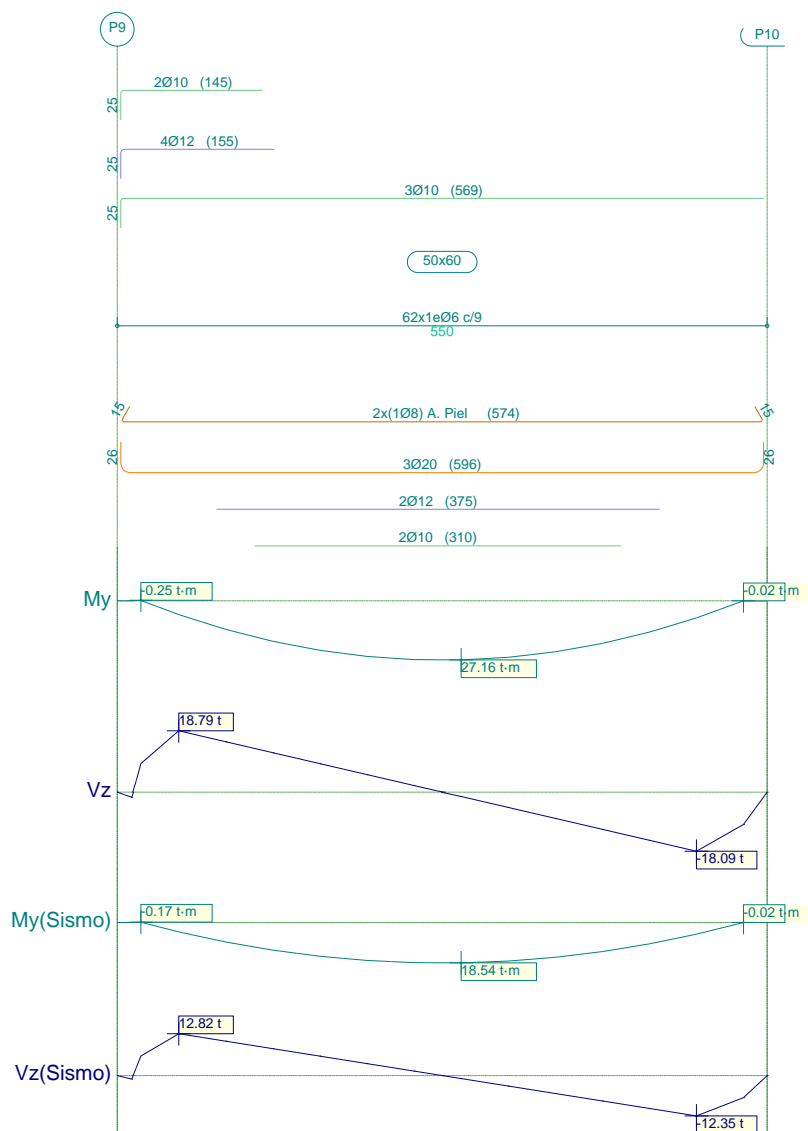


Listado de armado de vigas

Pórtico 7				Tramo: P8-P9		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		15.69	18.52	15.85
		[m]		1.74	2.74	3.73
	Cortante mín. x	[t]		-2.11	-4.49	-13.81
		[m]		0.20	3.53	5.30
	Cortante máx. x	[t]		13.94	4.65	2.11
		[m]		0.20	1.94	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	12.10	12.10	12.10
			Nec.	10.80	11.41	10.86
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.15 mm, L/4790 (L: 5.50 m)		
Activa				7.70 mm, L/714 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				8.86 mm, L/621 (L: 5.50 m)		



4.8.- Pórtico 8



Producido por una versión educativa de CYPE

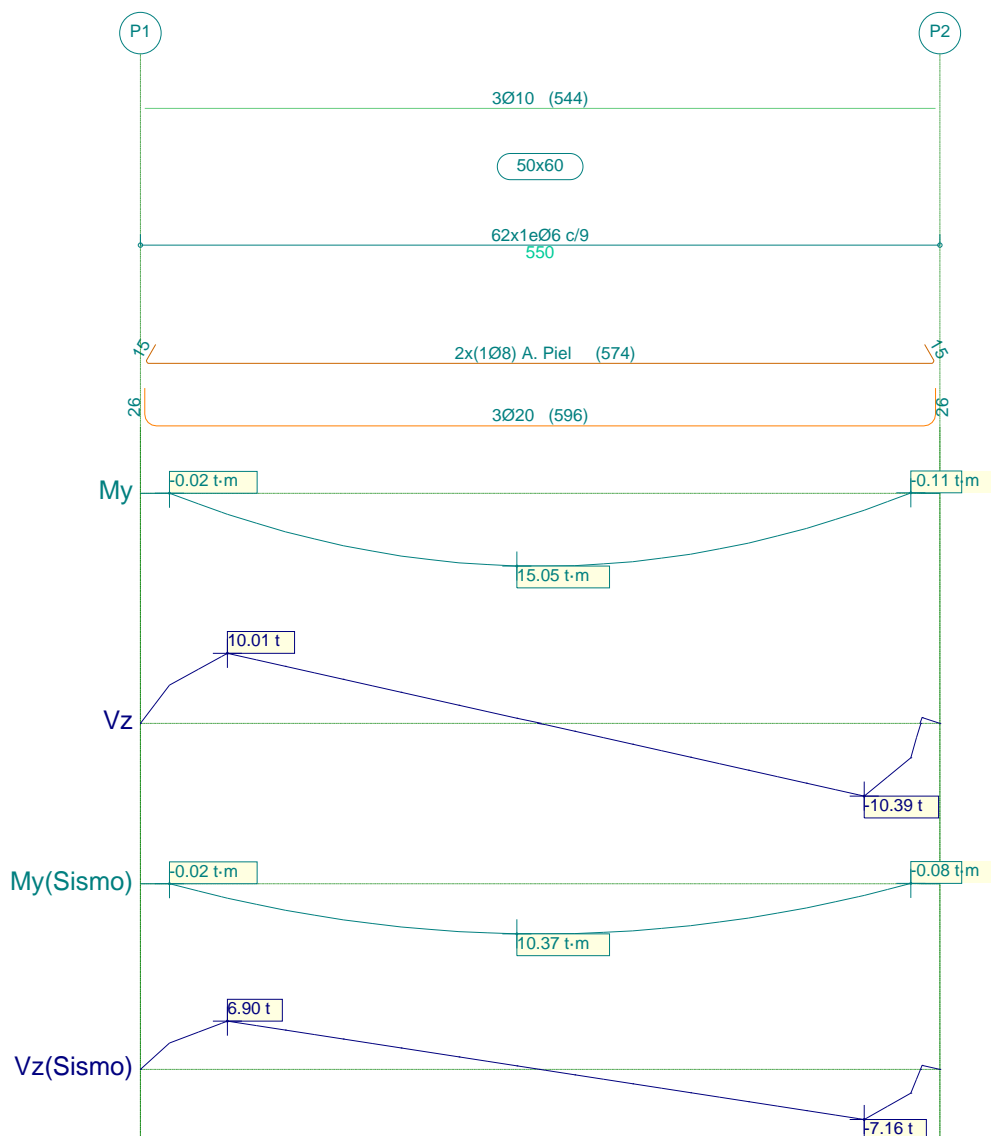
Pórtico 8			Tramo: P9-P10		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.25	--	--
		[m]	0.20	--	--
	Momento máx.	[t·m]	22.75	27.16	23.44
		[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-3.10	-6.36	-20.03
		[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	20.62	7.05	0.26
		[m]	0.20	1.91	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		[m]	--	--	--



Pórtico 8				Tramo: P9-P10		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-0.17	--	--
		[m]		0.20	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		15.53	18.54	16.00
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-2.11	-4.34	-13.68
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		14.08	4.81	0.18
		[m]		0.20	1.91	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	8.45	2.36	2.36
			Nec.	8.40	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	13.26	13.26	13.26
			Nec.	10.79	11.49	10.97
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				1.10 mm, L/5011 (L: 5.50 m)		
Activa				7.45 mm, L/738 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				8.63 mm, L/637 (L: 5.50 m)		



4.9.- Pórtico 9



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 9			Tramo: P1-P2		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	12.99	15.05	12.61
	x	[m]	1.79	2.59	3.78
	Cortante mín.	[t]	-0.23	-3.90	-11.46
	x	[m]	0.20	3.59	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.16	3.52	1.60
	x	[m]	0.20	1.99	5.30
Situaciones persistentes o transitorias	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



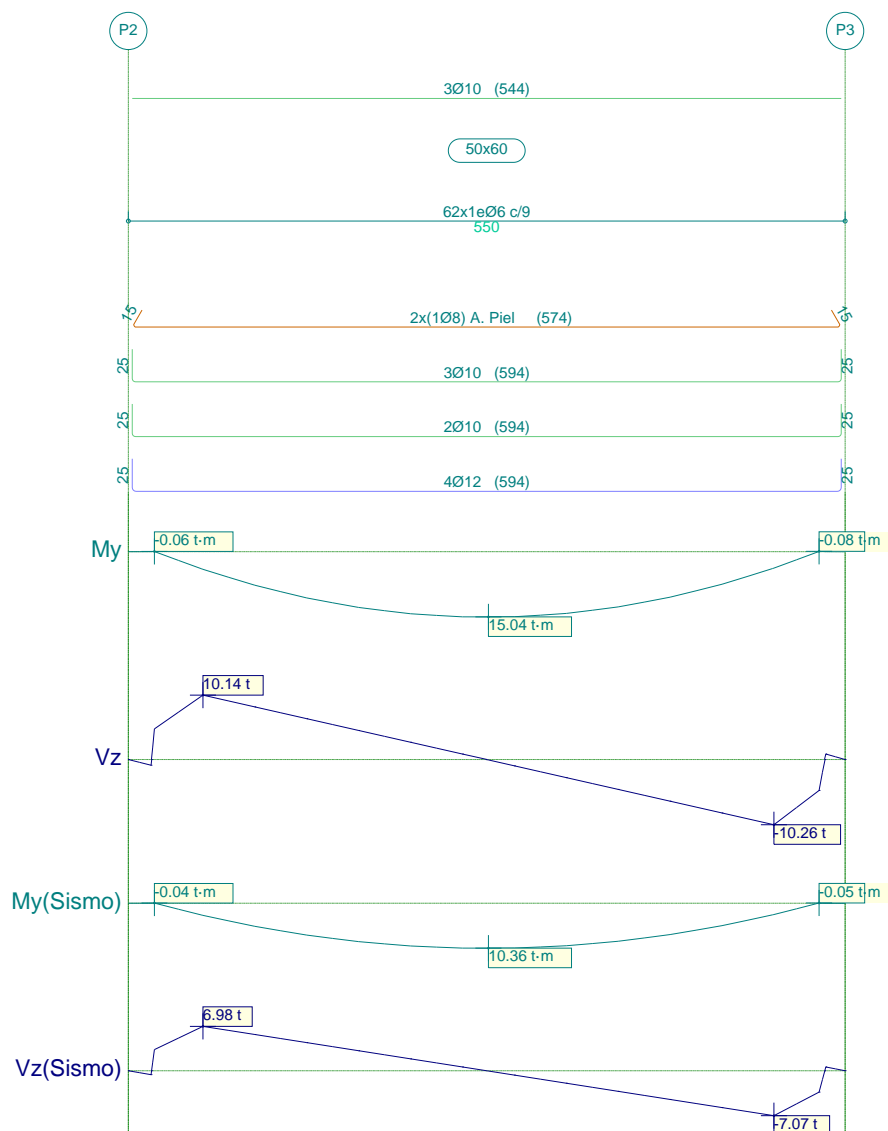
Listado de armado de vigas

Pórtico 9				Tramo: P1-P2		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.94	10.37	8.68
		[m]		1.79	2.59	3.78
	Cortante mín. x	[t]		-0.16	-2.69	-7.90
		[m]		0.20	3.59	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.70	2.43	1.09
		[m]		0.20	1.99	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.08 mm, L/69422 (L: 5.50 m)		
Activa				1.38 mm, L/3998 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.27 mm, L/2424 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



4.10.- Pórtico 10



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 10			Tramo: P2-P3		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	12.86	15.04	12.74
		x [m]	1.77	2.76	3.76
	Cortante mín.	[t]	-1.62	-3.77	-11.36
		x [m]	0.20	3.56	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.26	3.65	1.62
		x [m]	0.20	1.97	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
		x [m]	--	--	--



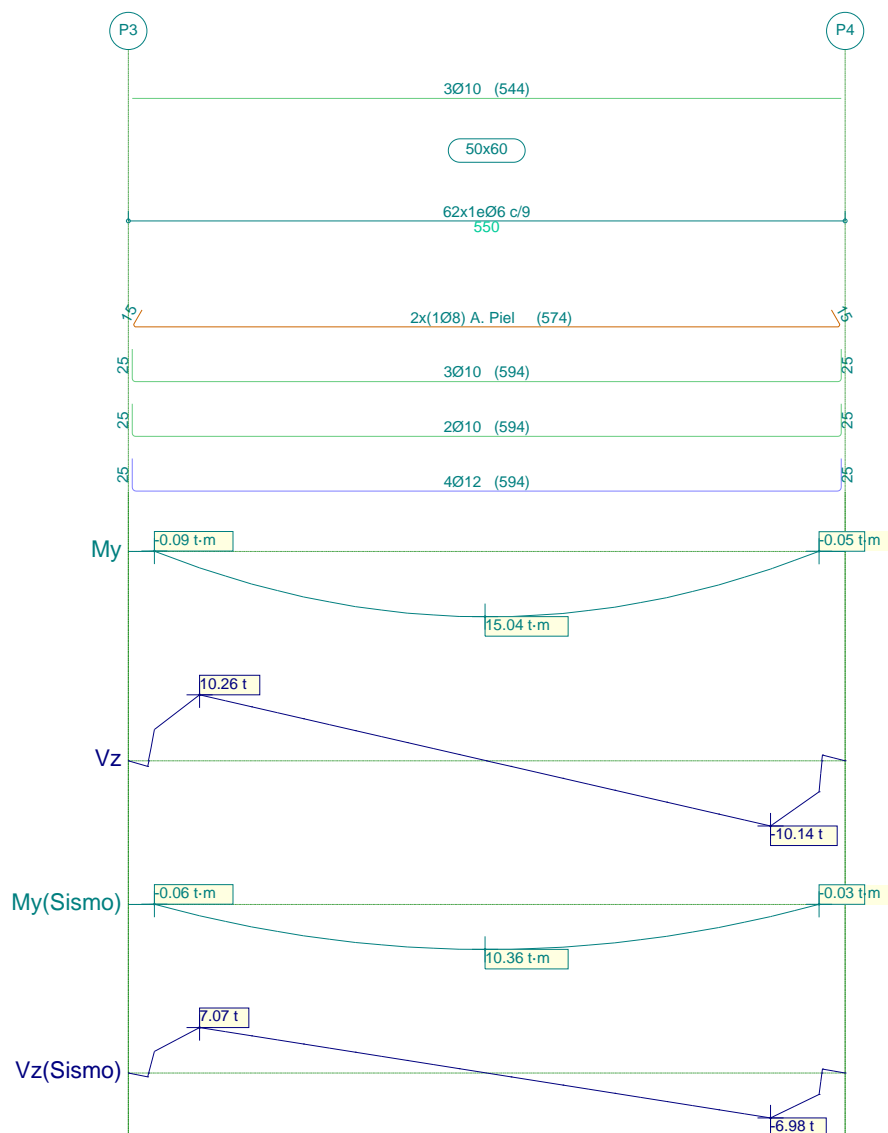
Listado de armado de vigas

Pórtico 10				Tramo: P2-P3		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.86	10.36	8.77
		[m]		1.77	2.76	3.76
	Cortante mín. x	[t]		-1.11	-2.60	-7.83
		[m]		0.20	3.56	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.77	2.51	1.11
		[m]		0.20	1.97	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	8.45	8.45	8.45
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.08 mm, L/69365 (L: 5.50 m)		
Activa				1.38 mm, L/3996 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.27 mm, L/2423 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



4.11.- Pórtico 11



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 11			Tramo: P3-P4		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	12.74	15.04	12.86
	x	[m]	1.74	2.74	3.73
	Cortante mín.	[t]	-1.62	-3.65	-11.26
	x	[m]	0.20	3.53	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.36	3.77	1.62
	x	[m]	0.20	1.94	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--

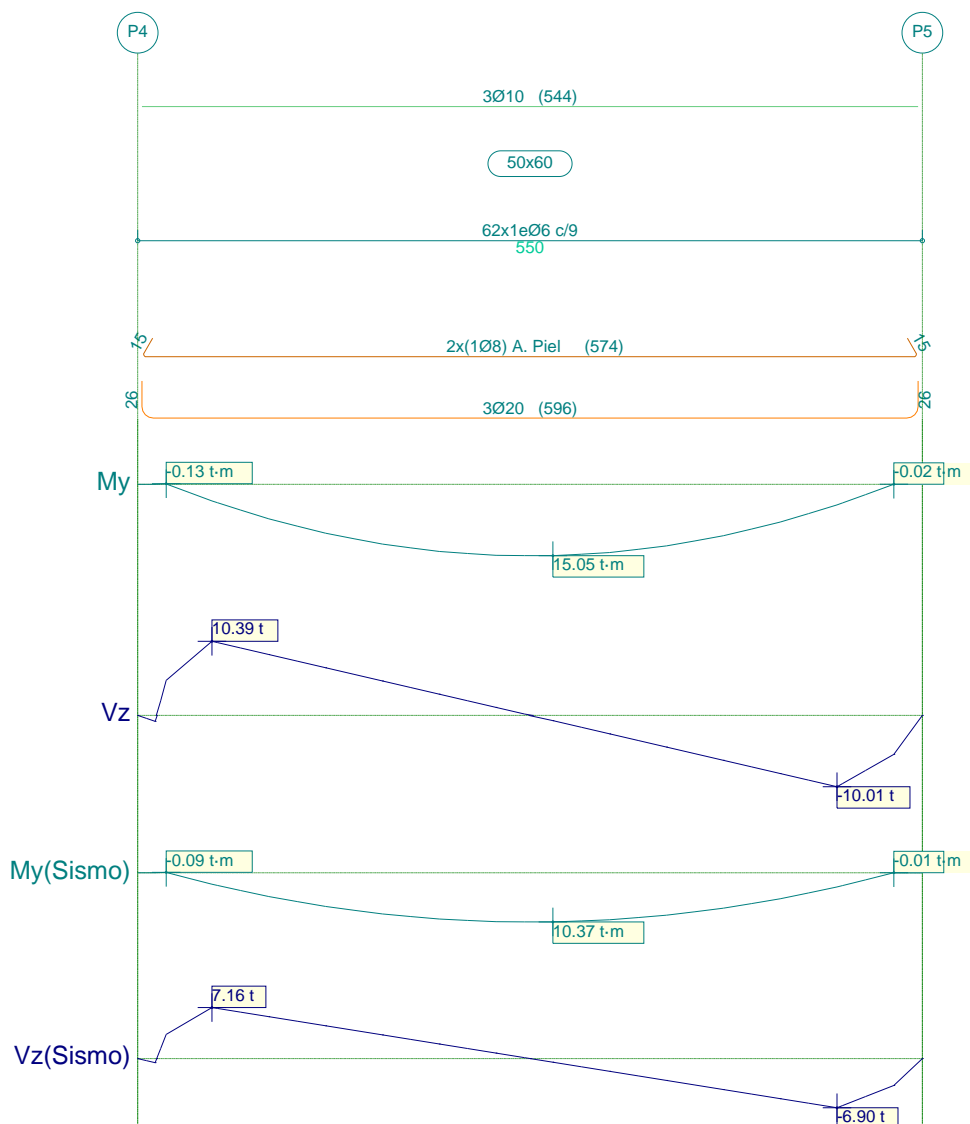


Listado de armado de vigas

Pórtico 11				Tramo: P3-P4		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.77	10.36	8.86
		[m]		1.74	2.74	3.73
	Cortante mín. x	[t]		-1.11	-2.51	-7.77
		[m]		0.20	3.53	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.83	2.60	1.11
		[m]		0.20	1.94	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Area Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Area Inf.		[cm²]	Real	8.45	8.45	8.45
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Area Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.08 mm, L/69381 (L: 5.50 m)		
Activa				1.38 mm, L/3996 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.27 mm, L/2423 (L: 5.50 m)		



4.12.- Pórtico 12



Producido por una versión educativa de CYPE

Pórtico 12			Tramo: P4-P5		
Sección			50x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Momento máx.	[t·m]	12.60	15.05	12.98
	x	[m]	1.72	2.91	3.71
	Cortante mín.	[t]	-1.62	-3.52	-11.16
	x	[m]	0.20	3.51	5.30
	Cortante máx.	[t]	11.46	3.90	0.23
	x	[m]	0.20	1.91	5.30
	Torsor mín.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--
	x	[m]	--	--	--



Listado de armado de vigas

Pórtico 12				Tramo: P4-P5		
Sección				50x60		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		--	--	--
		[m]		--	--	--
	Momento máx. x	[t·m]		8.68	10.37	8.95
		[m]		1.72	2.91	3.71
	Cortante mín. x	[t]		-1.11	-2.43	-7.70
		[m]		0.20	3.51	5.30
	Cortante máx. x	[t]		7.90	2.69	0.16
		[m]		0.20	1.91	5.30
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--
		[m]		--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	
	[m]		--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	2.36	2.36	2.36
			Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.		[cm²]	Real	9.42	9.42	9.42
			Nec.	8.40	8.40	8.40
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.28	6.28	6.28
			Nec.	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.08 mm, L/69452 (L: 5.50 m)		
Activa				1.38 mm, L/3998 (L: 5.50 m)		
A plazo infinito				2.27 mm, L/2424 (L: 5.50 m)		

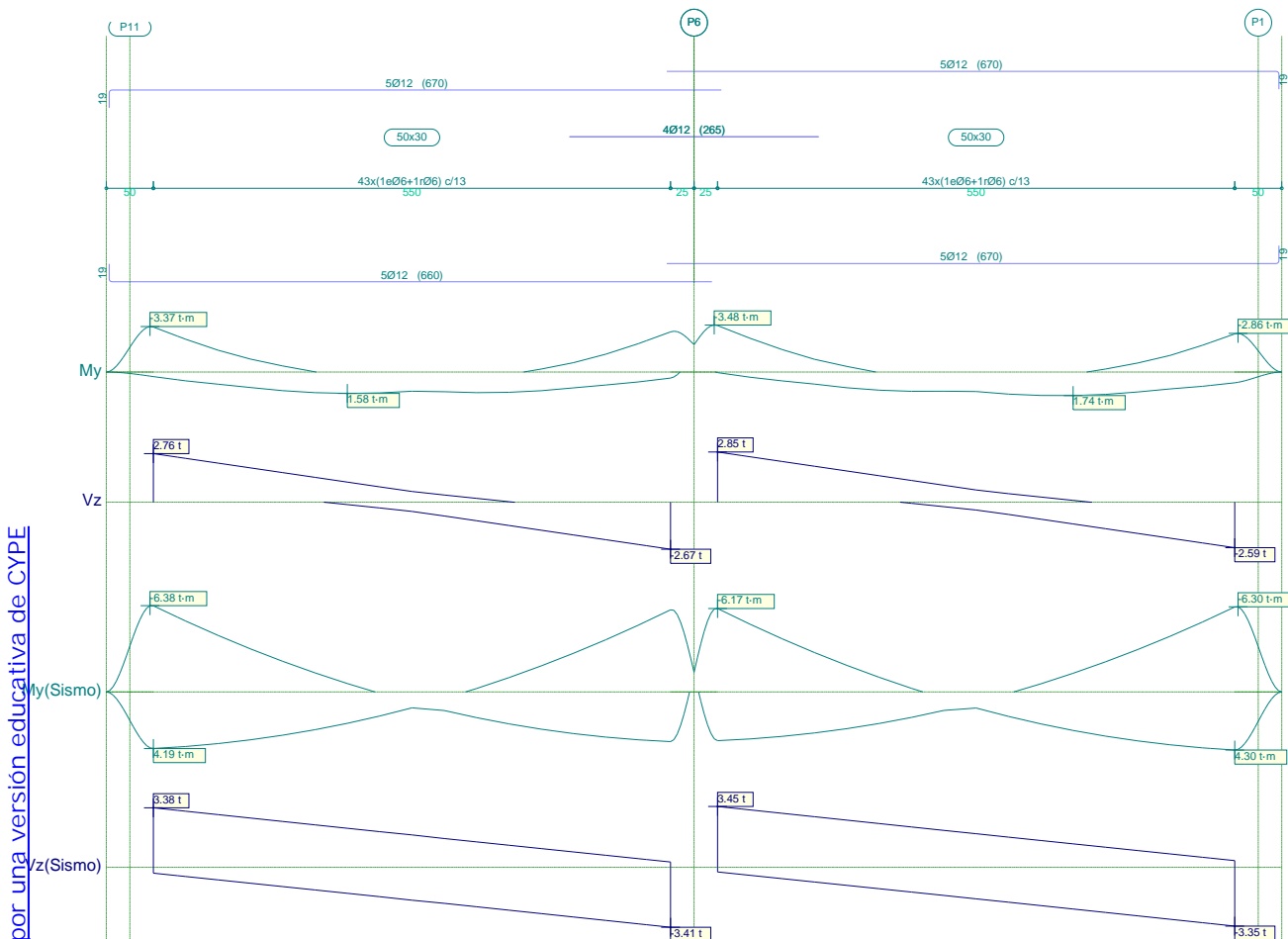


Listado de armado de vigas

bodega 6x8

Fecha: 23/08/16

4.13.- Pórtico 13



Pórtico 13			Tramo: P11-P6			Tramo: P6-P1		
Sección			50x30			50x30		
Situaciones persistentes o transitorias			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-3.33	--	-2.97	-3.44	--	-2.82
		[m]	0.00	--	5.50	0.00	--	5.50
	Momento máx.	[t·m]	1.53	1.58	1.50	1.34	1.73	1.74
		[m]	1.72	2.06	3.78	1.72	3.44	3.78
	Cortante mín.	[t]	--	-1.05	-2.67	--	-0.97	-2.59
		[m]	--	3.44	5.50	--	3.44	5.50
	Cortante máx.	[t]	2.76	1.14	0.03	2.85	1.23	0.10
		[m]	0.00	2.06	3.78	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--



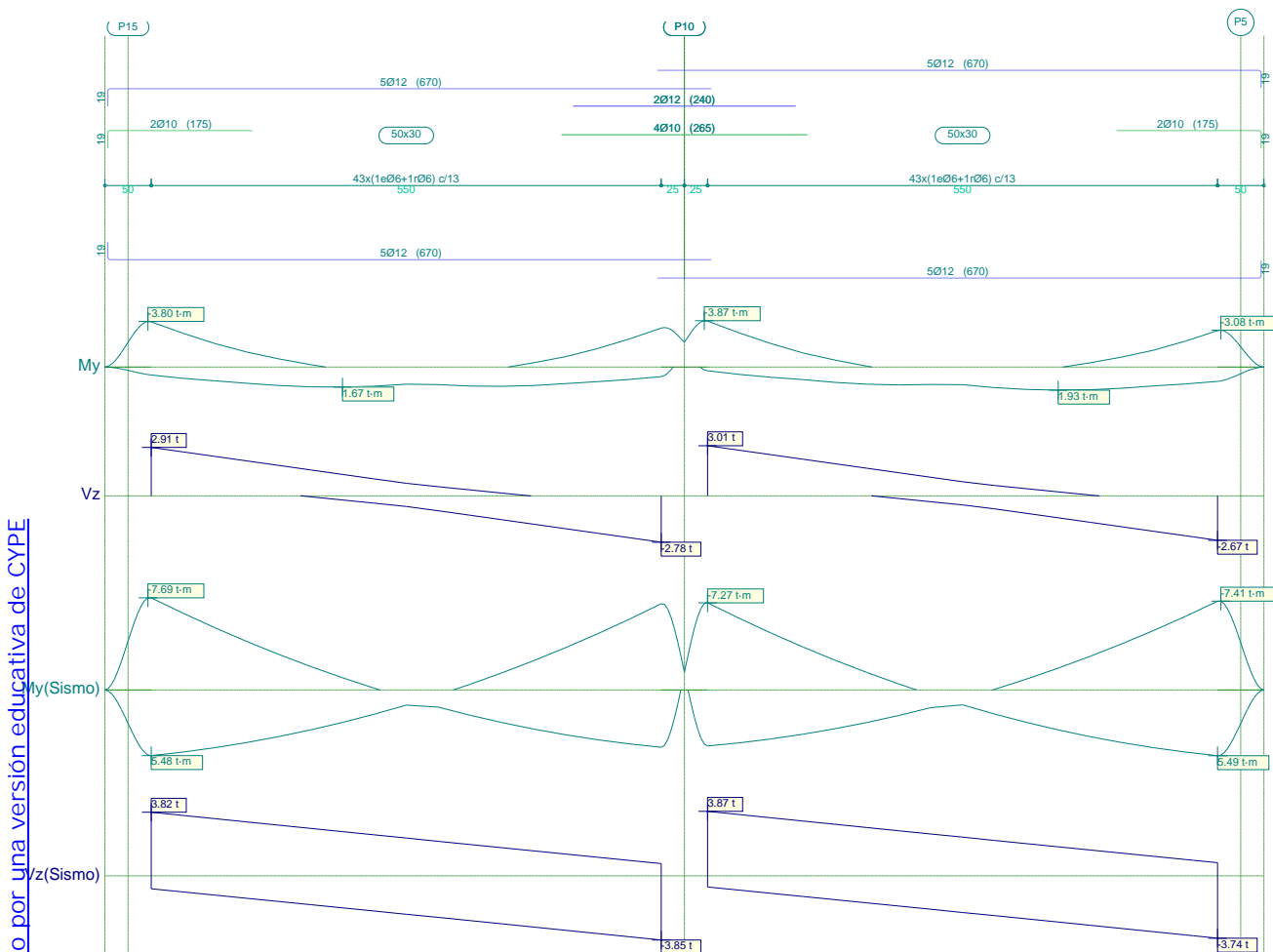
Listado de armado de vigas

Pórtico 13				Tramo: P11-P6			Tramo: P6-P1		
Sección				50x30			50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-6.37	-0.62	-6.08	-6.17	-0.60	-6.29
		[m]		0.00	2.06	5.50	0.00	3.44	5.50
	Momento máx. x	[t·m]		4.19	2.32	3.68	3.60	2.36	4.30
		[m]		0.00	2.06	5.50	0.00	3.44	5.50
	Cortante mín. x	[t]		-1.29	-2.25	-3.41	-1.22	-2.18	-3.35
		[m]		1.72	3.44	5.50	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx. x	[t]		3.38	2.21	1.25	3.45	2.29	1.33
		[m]		0.00	2.06	3.78	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	
	[m]		--	--	--	--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	5.66	5.66	10.18	10.18	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.02 mm, L/251143 (L: 5.08 m)			0.02 mm, L/262450 (L: 5.50 m)		
Activa				0.60 mm, L/9232 (L: 5.50 m)			0.07 mm, L/7668 (L: 0.55 m)		
A plazo infinito				0.93 mm, L/5925 (L: 5.50 m)			0.95 mm, L/5790 (L: 5.50 m)		

Producido por una versión educativa de CYPE



4.14.- Pórtico 14



Pórtico 14				Tramo: P15-P10			Tramo: P10-P5		
Sección				50x30			50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	x	[t-m]	-3.77	--	-3.25	-3.83	--	-3.04
			[m]	0.00	--	5.50	0.00	--	5.50
	Momento máx.	x	[t-m]	1.65	1.67	1.61	1.43	1.87	1.93
			[m]	1.72	2.06	3.78	1.72	3.44	3.78
	Cortante mín.	x	[t]	-0.06	-1.16	-2.78	--	-1.05	-2.67
			[m]	1.72	3.44	5.50	--	3.44	5.50
	Cortante máx.	x	[t]	2.91	1.29	0.17	3.01	1.39	0.24
			[m]	0.00	2.06	3.78	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín.	x	[t]	--	--	--	--	--	--
			[m]	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	x	[t]	--	--	--	--	--	--
			[m]	--	--	--	--	--	--



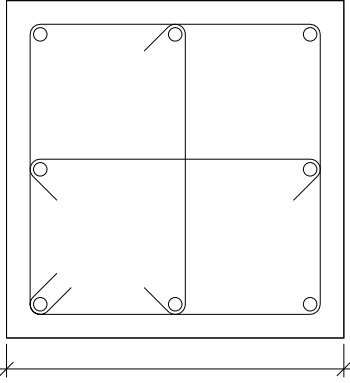
Listado de armado de vigas

Pórtico 14				Tramo: P15-P10			Tramo: P10-P5		
Sección				50x30			50x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]		-7.68	-1.02	-7.19	-7.27	-0.90	-7.40
		[m]		0.00	2.06	5.50	0.00	3.44	5.50
	Momento máx. x	[t·m]		5.48	2.71	4.78	4.67	2.70	5.49
		[m]		0.00	2.06	5.50	0.00	3.44	5.50
	Cortante mín. x	[t]		-1.73	-2.69	-3.85	-1.62	-2.58	-3.74
		[m]		1.72	3.44	5.50	1.72	3.44	5.50
	Cortante máx. x	[t]		3.82	2.65	1.69	3.87	2.71	1.74
		[m]		0.00	2.06	3.78	0.00	2.06	3.78
	Torsor mín. x	[t]		--	--	--	--	--	--
		[m]		--	--	--	--	--	--
Torsor máx. x	[t]		--	--	--	--	--	--	
	[m]		--	--	--	--	--	--	
Área Sup.		[cm²]	Real	7.23	5.66	11.06	11.06	5.66	7.23
			Nec.	6.10	5.46	5.69	5.75	5.46	5.87
Área Inf.		[cm²]	Real	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66	5.66
			Nec.	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46
Área Transv.		[cm²/m]	Real	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52	6.52
			Nec.	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
Sobrecarga				0.02 mm, L/248670 (L: 4.62 m)			0.02 mm, L/217470 (L: 5.09 m)		
Activa				0.12 mm, L/4664 (L: 0.58 m)			0.09 mm, L/6241 (L: 0.56 m)		
A plazo infinito				0.91 mm, L/6043 (L: 5.50 m)			0.98 mm, L/5623 (L: 5.50 m)		

1.- FORJADO 4 (14.1 - 15 M).....	2
2.- FORJADO 4 (11.5 - 14.1 M).....	22
3.- FORJADO 3 (10.6 - 11.5 M).....	45
4.- FORJADO 3 (8 - 10.6 M).....	68
5.- FORJADO 2 (7.1 - 8 M).....	91
6.- FORJADO 2 (4 - 7.1 M).....	114
7.- FORJADO 1 (3.1 - 4 M).....	137
8.- FORJADO 1 (0 - 3.1 M).....	160
9.- CIMENTACIÓN.....	183

Comprobaciones del pilar P7

1.- FORJADO 4 (14.1 - 15 M)

Datos del pilar	
 <p>50</p>	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 14.100/15.000 m
	Altura libre : 0.60 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 0.60 m
	Plano ZY : 0.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ10+X1rØ10+Y1rØ10
	Separación : 5 cm
	Incendio
	Resistencia requerida : R 60

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{\min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$b_{\min} \geq 250 \text{ mm}$$

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{\min}$$

$$180 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{min}$$

$$40 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{10} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\varnothing_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \varnothing_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$s_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min} \nlessgtr 300 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_t \leq b_{min}$$

$$50 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\varnothing_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$

$$10 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$\rho_l \geq 0.004$$

$$0.0101 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$102.478 \text{ t} \geq 0.357 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{3.567}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$$

$$102.478 \text{ t} \leq 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.005}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{0.577}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.039}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \frac{113.150}{\text{t}}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.048}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \frac{0.577}{\text{t}}$$

$$V_{rd2,y} : \frac{0.039}{\text{t}}$$

Comprobaciones del pilar P7

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{12.026} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.-)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.150} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-43.76} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1.996} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.150} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-43.76} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1.996} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.-)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{11.775} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{12.026} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{0.80} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1.996} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{11.775} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{12.026} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{0.80} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1.996} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{0.629} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{0.048} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.046} \quad \checkmark$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{0.629} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{rd2,y} : \underline{0.048} \text{ t}$$

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

$$V_{u2} : \underline{13.851} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-18.39} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{2.069} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

a: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-50.41} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{2.069} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

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

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{13.561} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{13.851} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{0.83} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{2.069} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{13.561} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{13.851} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{0.83} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{2.069} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

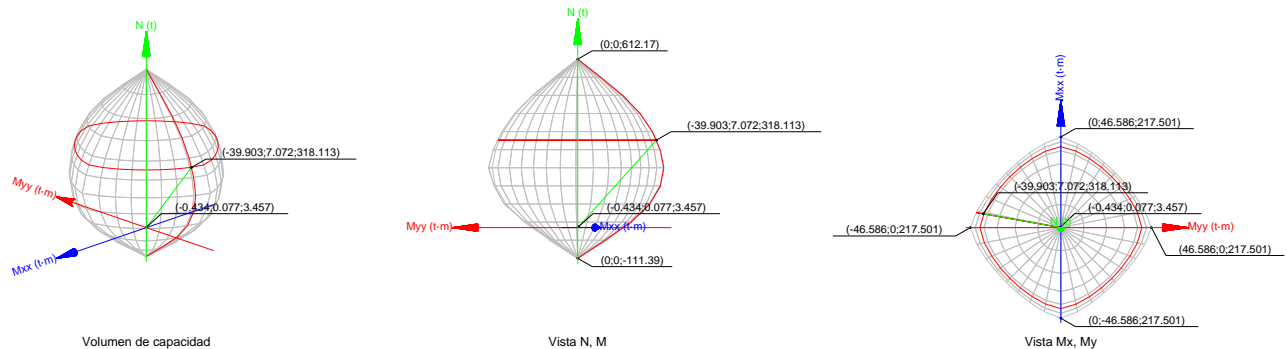
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc. +)".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.011} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{ed} &: 3.457 \text{ t} \\ M_{ed,x} &: 0.077 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{ed,y} &: -0.434 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

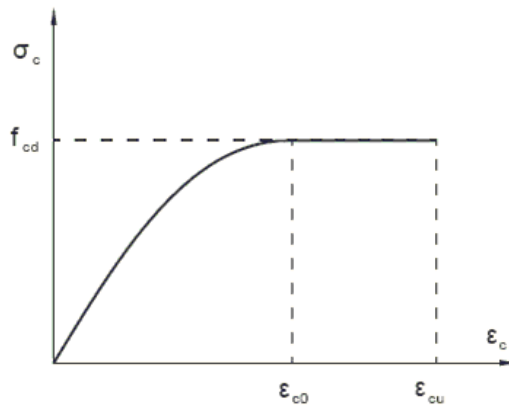
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 318.113 \text{ t} \\ M_{Rd,x} &: 7.072 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: -39.903 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

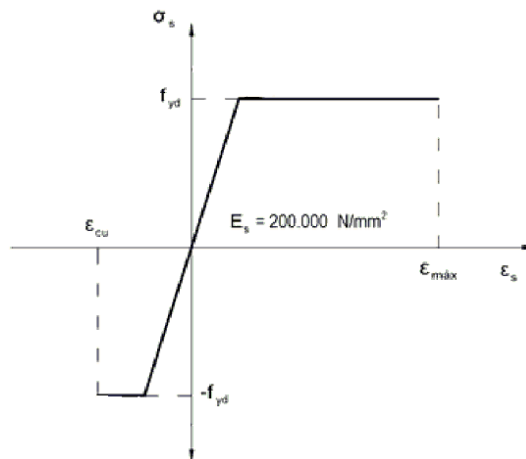
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

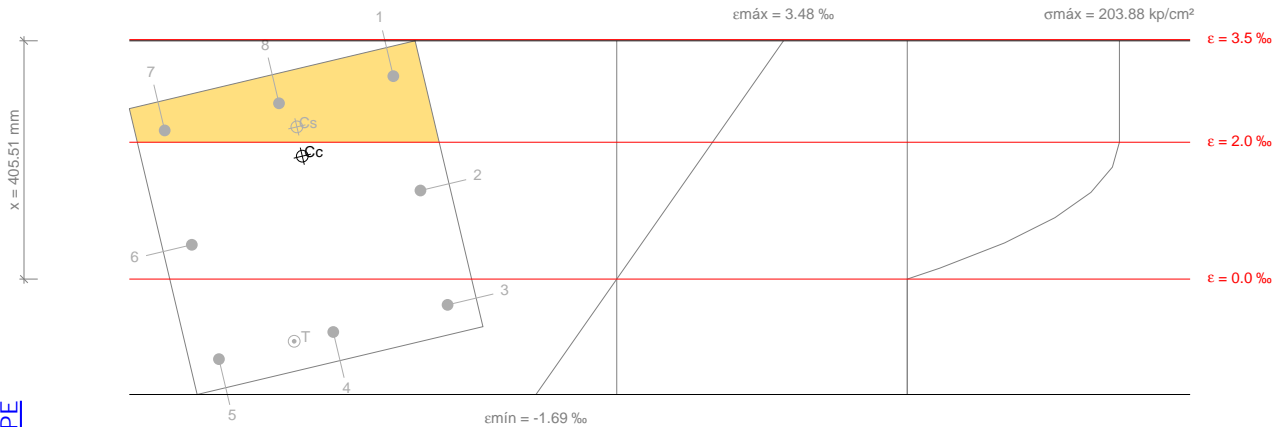
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Comprobaciones del pilar P7

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+4077.47	+0.002966
2	Ø20	0.00	200.00	+2638.94	+0.001294
3	Ø20	200.00	200.00	-768.12	-0.000377
4	Ø20	200.00	0.00	-1576.64	-0.000773
5	Ø20	200.00	-200.00	-2385.16	-0.001170
6	Ø20	0.00	-200.00	+1021.90	+0.000501
7	Ø20	-200.00	-200.00	+4077.47	+0.002172
8	Ø20	-200.00	0.00	+4077.47	+0.002569

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	283.042	-103.32	17.81
C _s	49.930	-153.93	20.35
T	14.860	200.00	-68.37

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 318.113 \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : 7.072 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : -39.903 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 283.042 \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 49.930 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 14.860 \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : -103.32 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 17.81 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : -153.93 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 20.35 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 200.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -68.37 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

e_{cmax} : 0.0035

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

e_{smax} : 0.0012

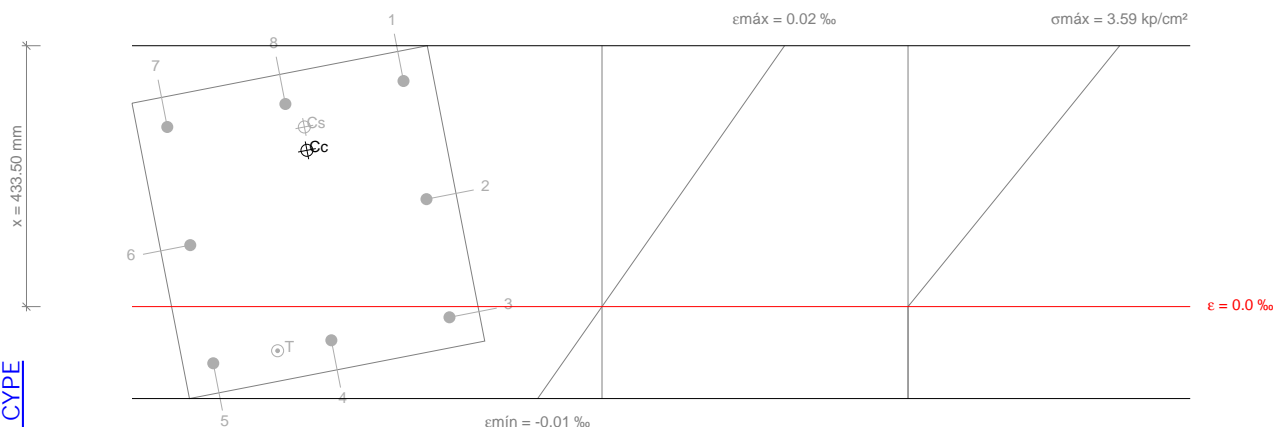
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

S_{cmax} : 203.88 kp/cm²

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

S_{smax} : 2385.16 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+31.21	+0.000015
2	Ø20	0.00	200.00	+14.87	+0.000007
3	Ø20	200.00	200.00	-1.48	-0.000001
4	Ø20	200.00	0.00	-4.66	-0.000002
5	Ø20	200.00	-200.00	-7.84	-0.000004
6	Ø20	0.00	-200.00	+8.51	+0.000004
7	Ø20	-200.00	-200.00	+24.85	+0.000012
8	Ø20	-200.00	0.00	+28.03	+0.000014

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	3.163	-117.59	20.50
Cs	0.338	-156.50	23.68
T	0.044	200.00	-91.01

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{3.457} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{0.077} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-0.434} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{3.163} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{0.338} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.044} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-117.59} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{20.50} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-156.50} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{23.68} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

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

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

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

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

$e_{T,x}$: 200.00 mm

$e_{T,y}$: -91.01 mm

e_{cmax} : 0.0000

e_{smax} : 0.0000

S_{cmax} : 3.59 kp/cm²

S_{smax} : 7.84 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

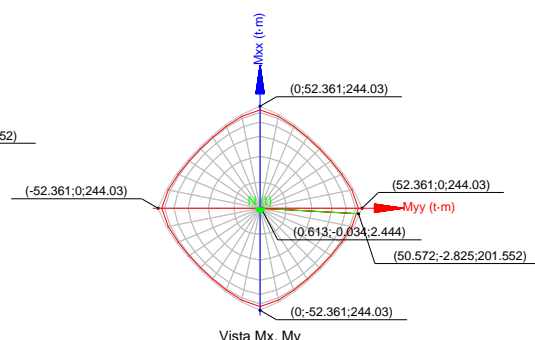
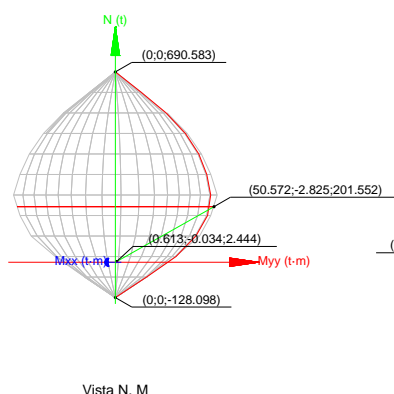
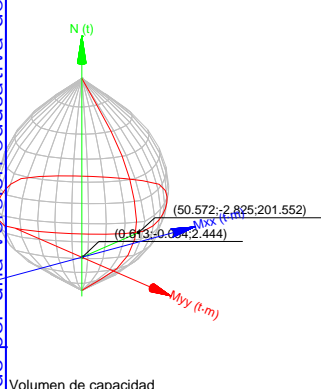
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+SX+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.012 ✓

Producido por una versión educativa de CYPE



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{ed} : 2.444 t

$M_{ed,x}$: -0.034 t·m

$M_{ed,y}$: 0.613 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 201.552 t

$M_{Rd,x}$: -2.825 t·m

$M_{Rd,y}$: 50.572 t·m

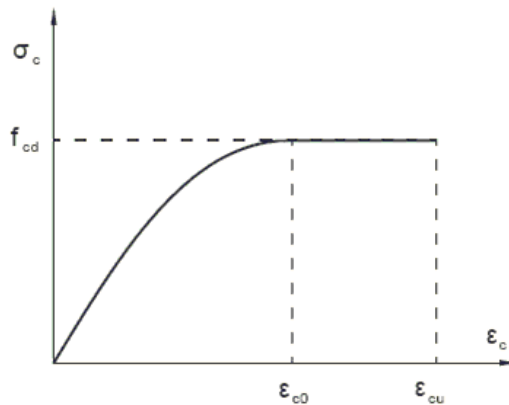
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

Comprobaciones del pilar P7

- (c) Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Diagramas de cálculo.
- (i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

ϵ_{cd0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

$$\epsilon_{cd0} : \underline{0.0020}$$

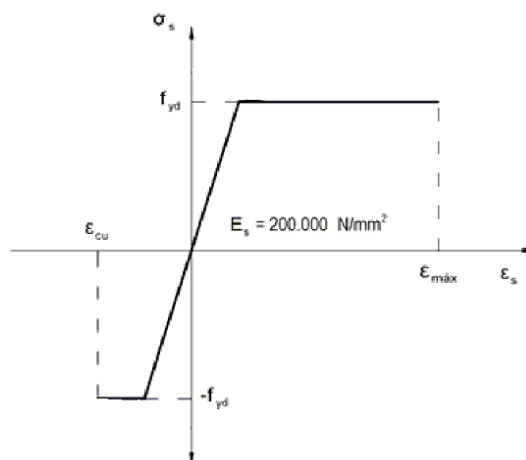
$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

Comprobaciones del pilar P7

e_{\max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{\max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

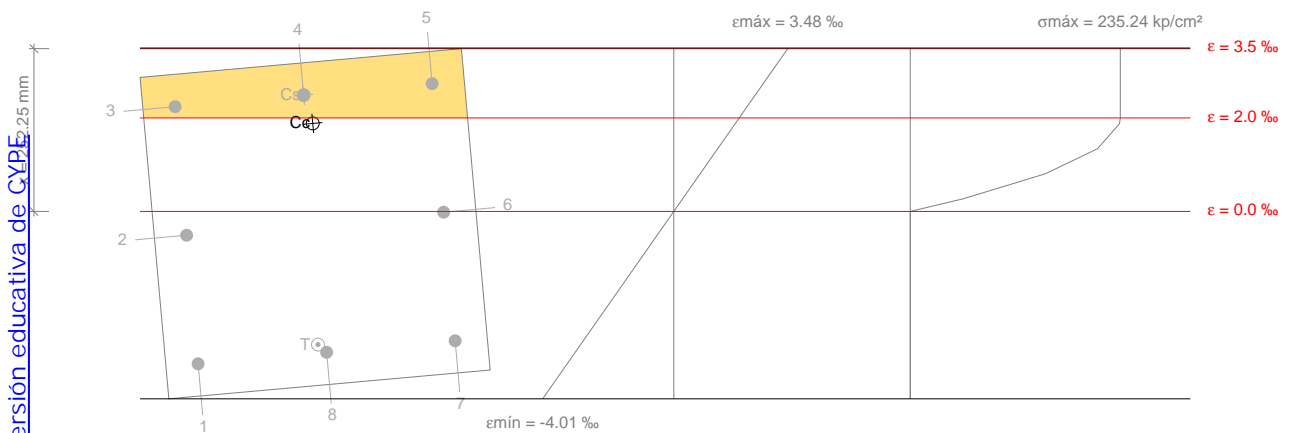
$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	-5096.84	-0.003259
2	Ø20	0.00	200.00	-1038.27	-0.000509
3	Ø20	200.00	200.00	+4077.47	+0.002241
4	Ø20	200.00	0.00	+4077.47	+0.002487
5	Ø20	200.00	-200.00	+4077.47	+0.002733
6	Ø20	0.00	-200.00	-34.09	-0.000017
7	Ø20	-200.00	-200.00	-5096.84	-0.002767
8	Ø20	-200.00	0.00	-5096.84	-0.003013

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	214.528	155.12	-10.23
Cs	38.429	200.00	0.00
T	51.406	-186.89	12.27

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{201.552 \text{ t}}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-2.825 \text{ t} \cdot \text{m}}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{50.572 \text{ t} \cdot \text{m}}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{214.528 \text{ t}}$$

Comprobaciones del pilar P7

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

C_s : 38.429 t

T : 51.406 t

$e_{cc,x}$: 155.12 mm

$e_{cc,y}$: -10.23 mm

$e_{cs,x}$: 200.00 mm

$e_{cs,y}$: 0.00 mm

$e_{T,x}$: -186.89 mm

$e_{T,y}$: 12.27 mm

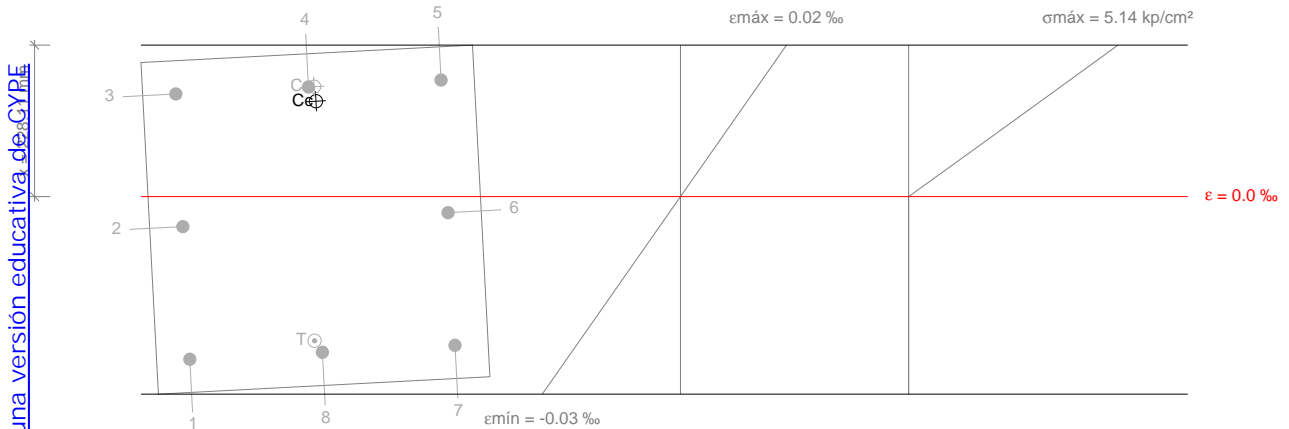
e_{cmax} : 0.0035

e_{smax} : 0.0033

s_{cmax} : 235.24 kp/cm²

s_{smax} : 5096.84 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	-48.06	-0.000024
2	Ø20	0.00	200.00	-8.86	-0.000004
3	Ø20	200.00	200.00	+30.34	+0.000015
4	Ø20	200.00	0.00	+32.40	+0.000016
5	Ø20	200.00	-200.00	+34.46	+0.000017
6	Ø20	0.00	-200.00	-4.74	-0.000002
7	Ø20	-200.00	-200.00	-43.95	-0.000022
8	Ø20	-200.00	0.00	-46.00	-0.000023

	Resultante (t)	e_x (mm)	e_y (mm)
Cc	2.615	177.99	-10.13
Cs	0.305	200.00	-8.47
T	0.476	-182.05	10.86

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : 2.444 \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : -0.034 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : 0.613 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

C_c : 2.615 t

C_s : 0.305 t

T : 0.476 t

$e_{cc,x}$: 177.99 mm

$e_{cc,y}$: -10.13 mm

$e_{cs,x}$: 200.00 mm

$e_{cs,y}$: -8.47 mm

$e_{T,x}$: -182.05 mm

$e_{T,y}$: 10.86 mm

e_{cmax} : 0.0000

e_{smax} : 0.0000

s_{cmax} : 5.14 kp/cm²

s_{smax} : 48.06 kp/cm²

Comprobaciones del pilar P7

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

Relación entre las dimensiones mayor y menor de la sección (Anejo 10, Artículo 6.3):

$$\frac{b_{\max}}{b_{\min}} \leq 2.5 \quad 1.00 \leq 2.50 \quad \checkmark$$

Donde:

b_{\max} : Dimensión máxima de la sección.

b_{\max} : 500.00 mm

b_{\min} : Dimensión mínima de la sección.

b_{\min} : 500.00 mm

Armadura longitudinal

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \geq 0.01 \cdot A_c \quad 25.13 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

A_l : 25.13 cm²

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 2500.00 cm²

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \leq 0.06 \cdot A_c \quad 25.13 \text{ cm}^2 \leq 150.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

A_l : 25.13 cm²

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 2500.00 cm²

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$n \geq 3 \quad 3 \geq 3 \quad \checkmark$$

Armadura transversal

Es necesario disponer armadura transversal que cumpla la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$\phi_{\text{trans}} \geq 8 \text{ mm} \quad 10 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre las barras de la armadura transversal no debe superar al menor de los siguientes valores (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$s_o \leq s_{\max} \quad 50 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\max} : Valor mínimo de s_1 y s_2 .

s_{\max} : 150 mm

s_1 : $15 \cdot \phi_{\min}$

s_1 : 300 mm

s_2 : 150 mm

s_2 : 150 mm

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 20 mm

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Comprobaciones del pilar P7

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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



Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado. Soportes (CTE-DB-SI, Anejo C)

Resistencia al fuego requerida

R 60



Dimensiones (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Lado menor del soporte

b_{\min} : 500.0 mm ³ 200.0 mm



Distancia mínima equivalente al eje de las armaduras (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Para aplicación de las tablas, se define como distancia mínima equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \quad (C.1)$$

a_m : 51.0 mm ³ 20.0 mm



Siendo:

A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa.

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo, considerando los revestimientos en las condiciones que mas adelante se establecen.

Sin revestimiento

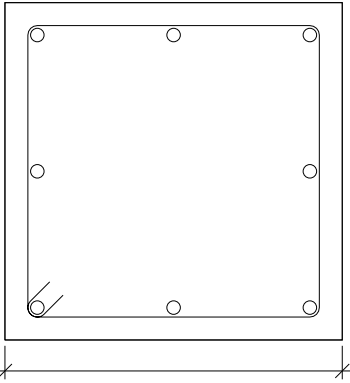
f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i .

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a los valores de la tabla C.1, siendo μ_{fi} el coeficiente de sobredimensionado de la sección en estudio, definido en el apartado 6 del SI6.

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	51.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	51.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	51.0	500.00	0.0

Comprobaciones del pilar P7

2.- FORJADO 4 (11.5 - 14.1 M)

Datos del pilar	
 <p>50</p>	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 11.500/14.100 m
	Altura libre : 2.10 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 2.10 m
	Plano ZY : 2.10 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ8
	Separación : 5 - 15 cm
	Incendio
	Resistencia requerida : R 60

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{\min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$b_{\min} \geq 250 \text{ mm}$$

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{\min}$$

$$182 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

$$\varnothing_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

$$202 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{min}$$

$$42 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

$$\varnothing_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \varnothing_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$s_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min} \nlessgtr 300 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_t \leq b_{min}$$

$$50 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$

$$\varnothing_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$8 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$\rho_l \geq 0.004$$

$$0.0101 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$102.478 \text{ t} \geq 5.336 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{53.355}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$$

$$102.478 \text{ t} \leq 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.005}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{0.577}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.039}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \frac{113.517}{\text{t}}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.037}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \frac{0.577}{\text{t}}$$

$$V_{rd2,y} : \frac{0.039}{\text{t}}$$

Comprobaciones del pilar P7

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{15.637} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen en '12.1 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.-)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.517} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-30.88} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{34.178} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.517} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-30.88} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{34.178} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 305.81 kp/cm²

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 203.87 kp/cm²

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

b_0 : 500.00 mm

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 371.20 mm

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

α : 90.0 grados

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

θ : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '12.1 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.-)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

V_{u2} : 15.377 t

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$V_{u2,min}$: 15.637 t

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

b_0 : 500.00 mm

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 371.20 mm

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

γ_c : 1.5

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

ξ : 1.73

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

f_{cv} : 305.81 kp/cm²

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 305.81 kp/cm²

σ'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

σ'_{cd} : 13.67 kp/cm²

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 34.178 t

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 2500.00 cm²

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 203.87 kp/cm²

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

ρ_l : 0.0085

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

A_s : 15.71 cm²

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{15.377} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{15.637} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{13.67} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{34.178} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{0.671} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{0.065} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{130.981} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.039} \quad \checkmark$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{0.670} \text{ t}$$

$$V_{rd2,y} : \underline{0.067} \text{ t}$$

$$V_{u2} : \underline{17.457} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '12.1 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+SX+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.981} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-37.13} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{35.266} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

a: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.981} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-37.13} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{35.266} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '12.1 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+X+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{17.157} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{17.457} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{13.67} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{34.178} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{17.157} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{17.457} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{13.67} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{34.178} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

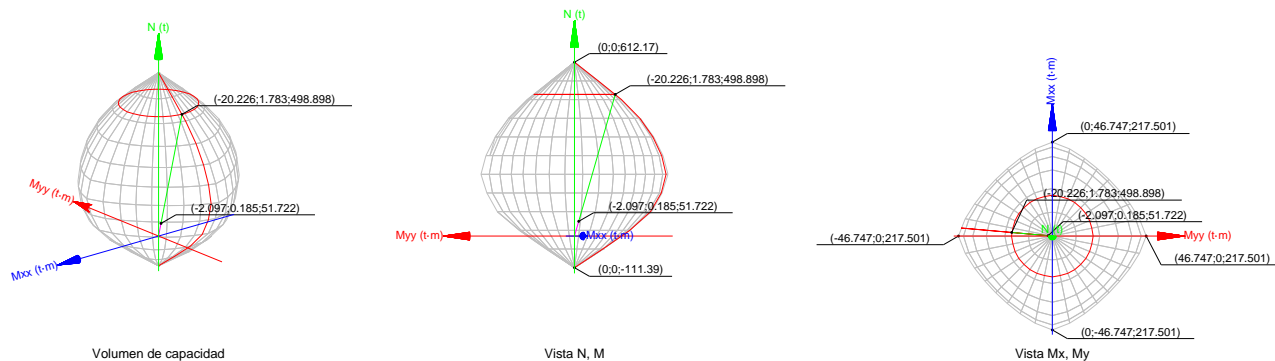
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.-)".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.104} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{array}{rcl} N_{ed} & : & 51.722 \text{ t} \\ M_{ed,x} & : & 0.185 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{ed,y} & : & -2.097 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{rcl} N_{Rd} & : & 498.898 \text{ t} \\ M_{Rd,x} & : & 1.783 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & -20.226 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$\begin{array}{rcl} e_{e,x} & : & -40.54 \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & 3.57 \text{ mm} \end{array}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : 25.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : 3.57 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : 0.185 \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 51.722 \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar P7

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-40.54} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-2.097} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{51.722} \text{ t}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.55}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.100} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.10}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{51.722} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.55}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 2.100 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nlessgtr 100$$

λ_{inf} : 100.00

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 25.00 mm

e_1 : 25.00 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.10

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 51.722 t

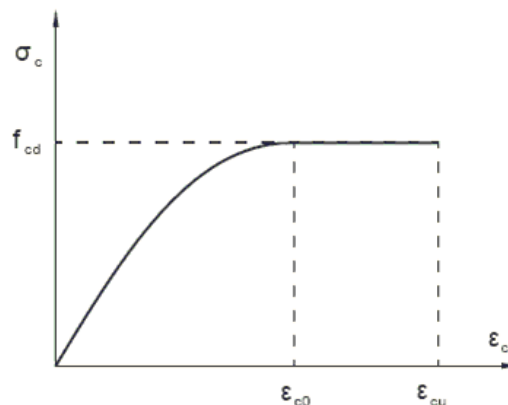
f_{cd} : 203.87 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

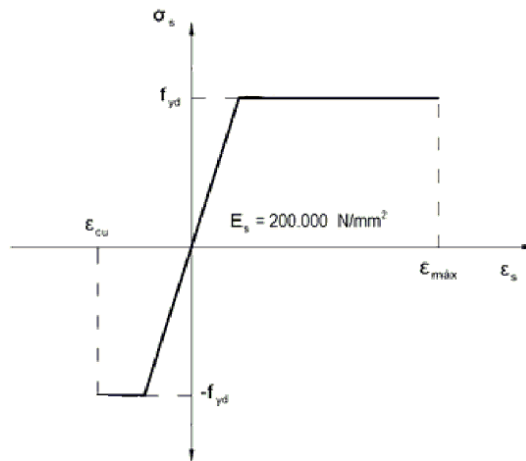
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

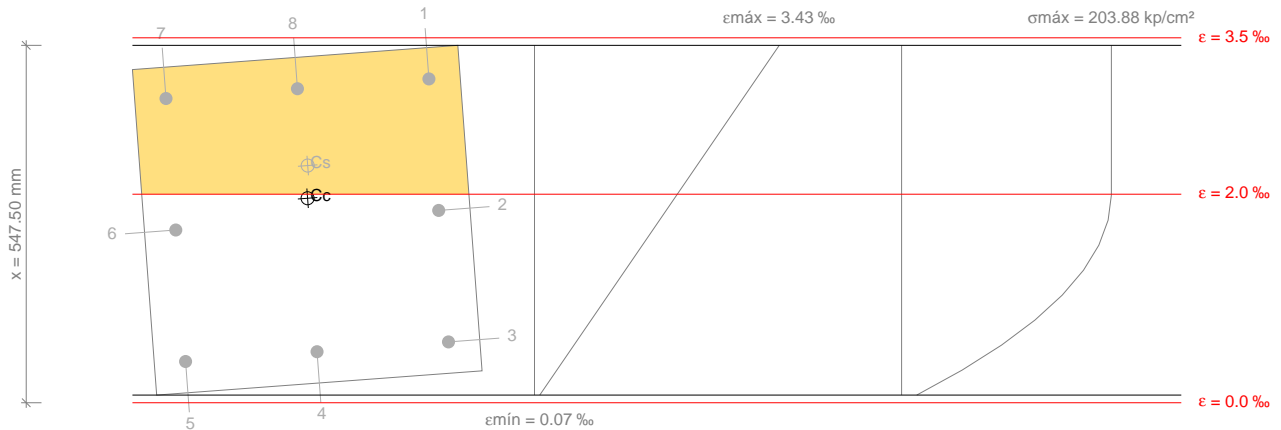
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-202.00	202.00	+4077.47	+0.003106
2	Ø20	0.00	202.00	+3760.43	+0.001844
3	Ø20	202.00	202.00	+1189.30	+0.000583
4	Ø20	202.00	0.00	+997.84	+0.000489
5	Ø20	202.00	-202.00	+806.38	+0.000396
6	Ø20	0.00	-202.00	+3377.51	+0.001657
7	Ø20	-202.00	-202.00	+4077.47	+0.002918
8	Ø20	-202.00	0.00	+4077.47	+0.003012

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	428.640	-33.51	3.03
C _s	70.258	-83.45	6.92
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{498.898} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{1.783} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-20.226} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{428.640} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{70.258} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-33.51} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{3.03} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-83.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{6.92} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0034}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

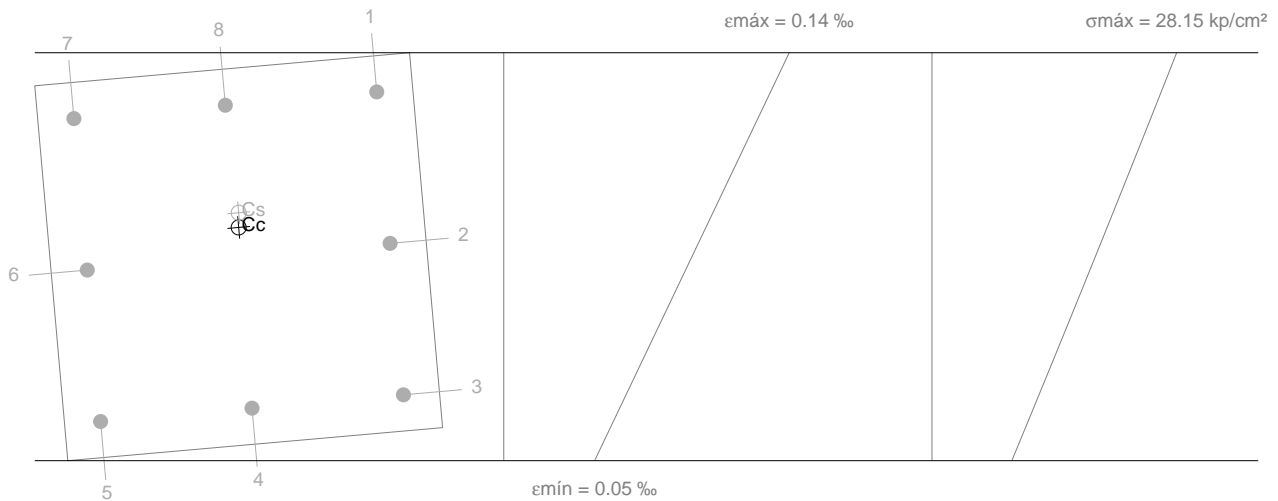
$$S_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-202.00	202.00	+272.84	+0.000134
2	Ø20	0.00	202.00	+198.94	+0.000098
3	Ø20	202.00	202.00	+125.04	+0.000061
4	Ø20	202.00	0.00	+118.53	+0.000058
5	Ø20	202.00	-202.00	+112.02	+0.000055
6	Ø20	0.00	-202.00	+185.91	+0.000091
7	Ø20	-202.00	-202.00	+259.81	+0.000127
8	Ø20	-202.00	0.00	+266.32	+0.000131

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	46.885	-38.72	3.41
Cs	4.836	-58.18	5.13
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{51.722} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{0.185} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-2.097} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{46.885} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{4.836} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-38.72} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{3.41} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-58.18} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{5.13} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0001}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{cmax} : 28.15 kp/cm²

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

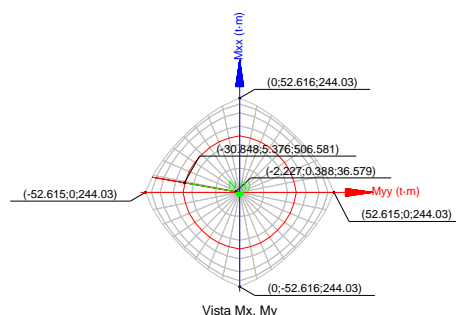
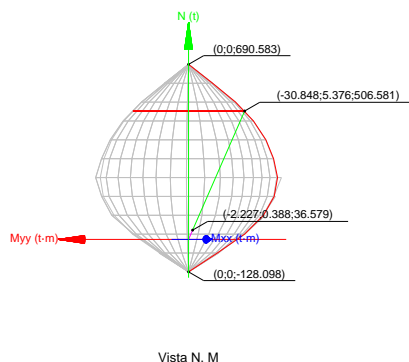
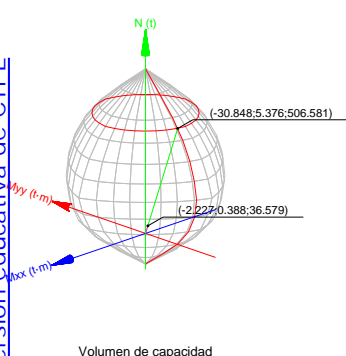
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-SX-0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.072 ✓

Producido por una versión educativa de CYPE



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{ed} : 36.579 t

$M_{ed,x}$: 0.388 t·m

$M_{ed,y}$: -2.227 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 506.581 t

$M_{Rd,x}$: 5.376 t·m

$M_{Rd,y}$: -30.848 t·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$e_{e,x}$: -60.89 mm

$e_{e,y}$: 10.61 mm

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Comprobaciones del pilar P7

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{10.61} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{0.388} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{36.579} \text{ t}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-60.89} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-2.227} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{36.579} \text{ t}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.55}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.100} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.06}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{36.579} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : \underline{14.55}$$

$$l_0 : \underline{2.100} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nlessgtr 100$$

$$l_{inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.06}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{36.579} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

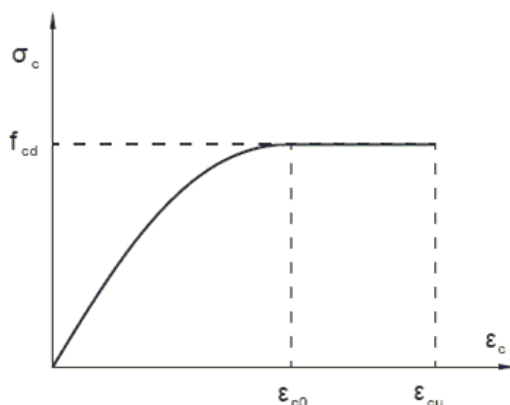
$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

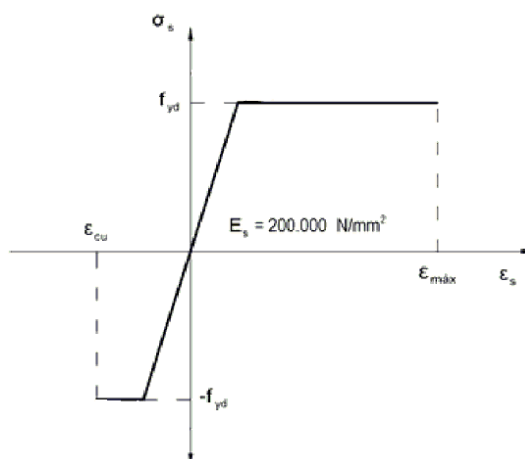
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

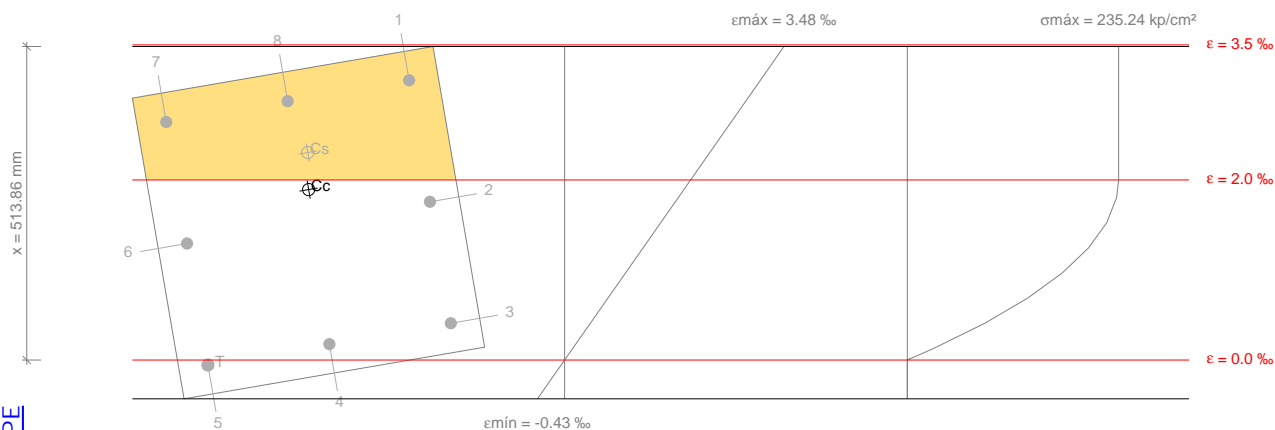
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P7

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-202.00	202.00	+4077.47	+0.003107
2	Ø20	0.00	202.00	+3583.32	+0.001758
3	Ø20	202.00	202.00	+832.62	+0.000408
4	Ø20	202.00	0.00	+360.21	+0.000177
5	Ø20	202.00	-202.00	-112.21	-0.000055
6	Ø20	0.00	-202.00	+2638.48	+0.001294
7	Ø20	-202.00	-202.00	+4077.47	+0.002643
8	Ø20	-202.00	0.00	+4077.47	+0.002875

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	445.210	-53.39	9.38
C _s	61.723	-113.50	18.27
T	0.353	202.00	-202.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 506.581 \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : 5.376 \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : -30.848 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 445.210 \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 61.723 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.353 \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : -53.39 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 9.38 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : -113.50 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 18.27 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 202.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -202.00 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0001}$$

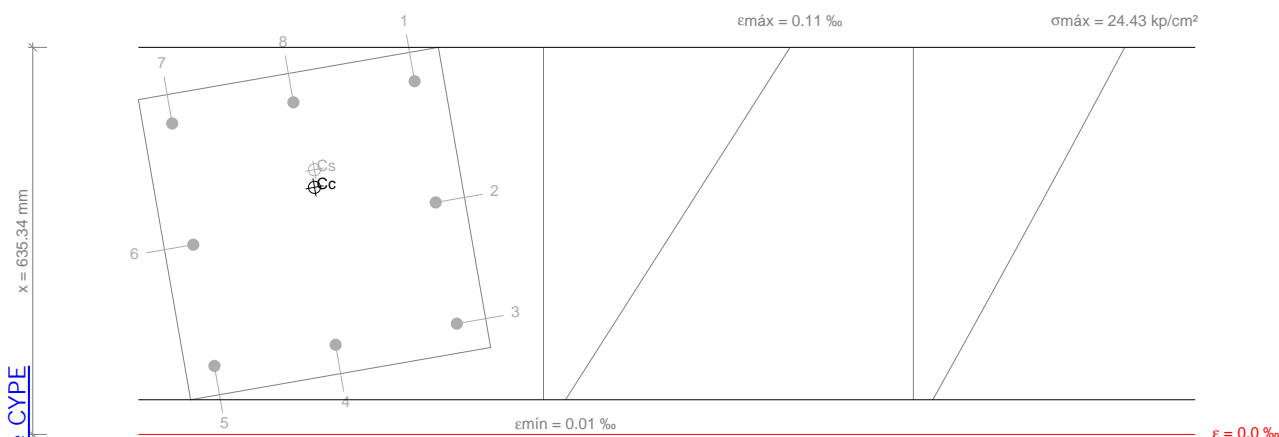
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$S_{smax} : \underline{112.21} \text{ kp/cm}^2$$

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-202.00	202.00	+198.51	+0.000097
2	Ø20	0.00	202.00	+130.38	+0.000064
3	Ø20	202.00	202.00	+62.25	+0.000031
4	Ø20	202.00	0.00	+50.37	+0.000025
5	Ø20	202.00	-202.00	+38.50	+0.000019
6	Ø20	0.00	-202.00	+106.63	+0.000052
7	Ø20	-202.00	-202.00	+174.76	+0.000086
8	Ø20	-202.00	0.00	+186.63	+0.000092

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	33.600	-58.57	10.21
Cs	2.978	-87.10	15.18
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{36.579} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{0.388} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-2.227} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{33.600} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{2.978} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-58.57} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{10.21} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-87.10} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{15.18} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0001}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

$$s_{cmax} : \underline{24.43} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$s_{smax} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

Relación entre las dimensiones mayor y menor de la sección (Anejo 10, Artículo 6.3):

$$\frac{b_{max}}{b_{min}} \leq 2.5$$

$$1.00 \leq 2.50 \quad \checkmark$$

Donde:

b_{max} : Dimensión máxima de la sección.

$$b_{max} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \geq 0.01 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \leq 0.06 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \leq 150.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$n \geq 3$$

$$3 \geq 3 \quad \checkmark$$

Armadura transversal

Es necesario disponer armadura transversal que cumpla la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$\phi_{trans} \geq 8 \text{ mm}$$

$$8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre las barras de la armadura transversal no debe superar al menor de los siguientes valores (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$s_o \leq s_{max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 y s_2 .

$$s_{max} : \underline{150} \text{ mm}$$

s_1 : $15 \cdot \phi_{min}$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

s_2 : 150 mm

$$s_2 : \underline{150} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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

Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado. Soportes (CTE-DB-SI, Anejo)

Resistencia al fuego requerida

R 60 ✓

Dimensiones (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Lado menor del soporte

b_{min} : 500.0 mm ³ 200.0 mm ✓

Distancia mínima equivalente al eje de las armaduras (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Para aplicación de las tablas, se define como distancia mínima equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \quad (C.1)$$

a_m : 49.0 mm ³ 20.0 mm ✓

Siendo:

A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa.

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo, considerando los revestimientos en las condiciones que mas adelante se establecen.

Sin revestimiento

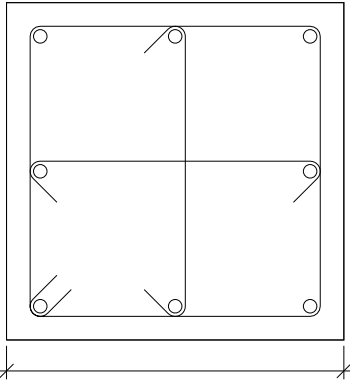
f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i .

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a los valores de la tabla C.1, siendo μ_r el coeficiente de sobredimensionado de la sección en estudio, definido en el apartado 6 del SI6.

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	49.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	49.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	49.0	500.00	0.0

Comprobaciones del pilar P7

3.- FORJADO 3 (10.6 - 11.5 M)

Datos del pilar	
 <p>50</p>	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 10.600/11.500 m
	Altura libre : 0.60 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 0.60 m
	Plano ZY : 0.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ10+X1rØ10+Y1rØ10
	Separación : 5 cm
	Incendio
	Resistencia requerida : R 60

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{\min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$b_{\min} \geq 250 \text{ mm}$$

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{\min}$$

$$180 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{min}$$

$$40 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

$$\varnothing_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \varnothing_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$s_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min} \nlessgtr 300 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_t \leq b_{min}$$

$$50 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$

$$\varnothing_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$10 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$\rho_l \geq 0.004$$

$$0.0101 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$102.478 \text{ t} \geq 5.691 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{56.911}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$$

$$102.478 \text{ t} \leq 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.012}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{1.250}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.493}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \frac{113.150}{\text{t}}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.084}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \frac{1.250}{\text{t}}$$

$$V_{rd2,y} : \frac{0.493}{\text{t}}$$

Comprobaciones del pilar P7

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{15.941} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.-)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.150} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-29.65} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{37.263} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.150} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-29.65} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{37.263} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.-)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{15.690} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{15.941} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

g_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$g_c : \underline{1.5}$$

x : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$x : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{14.91} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{37.263} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{15.690} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{15.941} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{14.91} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{37.263} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.009} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{0.219} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{1.166} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.067} \quad \checkmark$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{0.218} \text{ t}$$

$$V_{rd2,y} : \underline{1.163} \text{ t}$$

$$V_{u2} : \underline{17.757} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

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

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-35.85} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{38.483} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

a: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-35.85} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{38.483} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

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

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{17.468} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{17.757} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{14.91} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{37.263} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{17.468} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{17.757} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{14.91} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{37.263} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

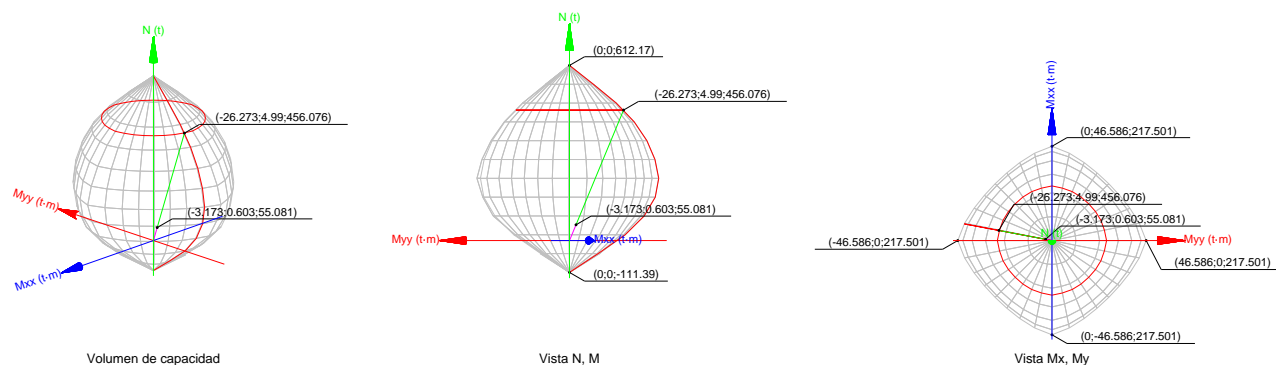
Los esfuerzos sollicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.-)".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta_1 : \underline{0.121} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{ed} &: \underline{55.081} \text{ t} \\ M_{ed,x} &: \underline{0.603} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{ed,y} &: \underline{-3.173} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{456.076} \text{ t} \\ M_{Rd,x} &: \underline{4.990} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{-26.273} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: \underline{-57.61} \text{ mm} \\ e_{e,y} &: \underline{10.94} \text{ mm} \end{aligned}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{10.94} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{0.603} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{55.081} \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar P7

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-57.61} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-3.173} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{55.081} \text{ t}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{4.16}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{0.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.11}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{55.081} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{4.16}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 0.600 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nlessgtr 100$$

λ_{inf} : 100.00

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 25.00 mm

e_1 : 25.00 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.11

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 55.081 t

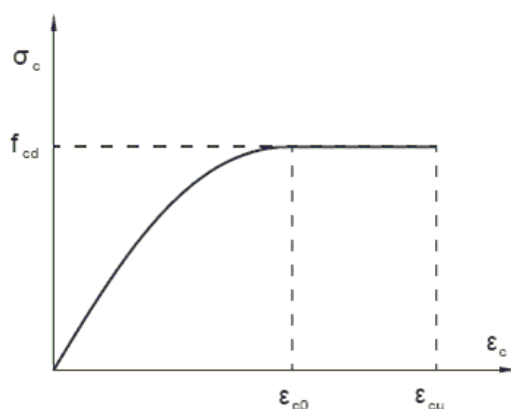
f_{cd} : 203.87 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

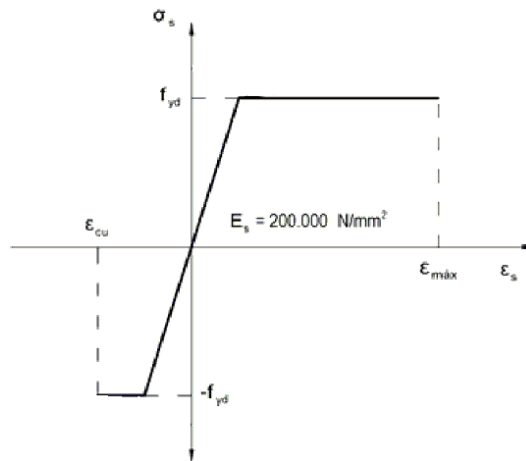
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

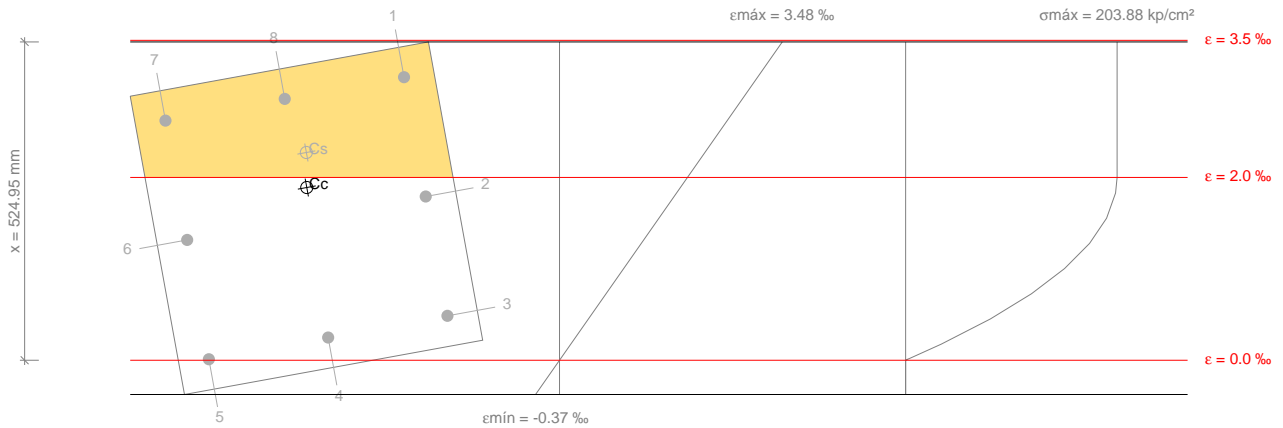
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

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)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+4077.47	+0.003097
2	Ø20	0.00	200.00	+3652.26	+0.001791
3	Ø20	200.00	200.00	+991.01	+0.000486
4	Ø20	200.00	0.00	+506.73	+0.000249
5	Ø20	200.00	-200.00	+22.45	+0.000011
6	Ø20	0.00	-200.00	+2683.71	+0.001316
7	Ø20	-200.00	-200.00	+4077.47	+0.002622
8	Ø20	-200.00	0.00	+4077.47	+0.002859

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	392.965	-49.73	9.60
Cs	63.110	-106.65	19.29
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{456.076} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{4.990} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-26.273} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{392.965} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{63.110} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-49.73} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{9.60} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-106.65} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{19.29} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

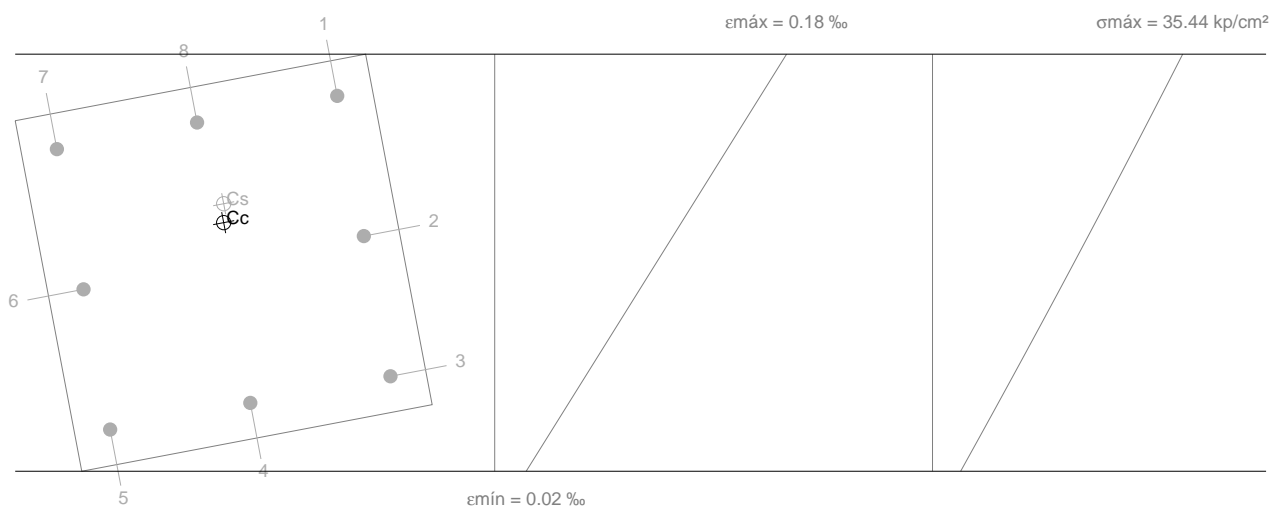
$$S_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+338.14	+0.000166
2	Ø20	0.00	200.00	+226.80	+0.000111
3	Ø20	200.00	200.00	+115.46	+0.000057
4	Ø20	200.00	0.00	+94.31	+0.000046
5	Ø20	200.00	-200.00	+73.16	+0.000036
6	Ø20	0.00	-200.00	+184.51	+0.000091
7	Ø20	-200.00	-200.00	+295.85	+0.000145
8	Ø20	-200.00	0.00	+317.00	+0.000155

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	49.912	-55.16	10.48
Cs	5.169	-81.21	15.43
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{55.081} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{0.603} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-3.173} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{49.912} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{5.169} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-55.16} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{10.48} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-81.21} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{15.43} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0002}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{cmax} : 35.44 kp/cm²

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

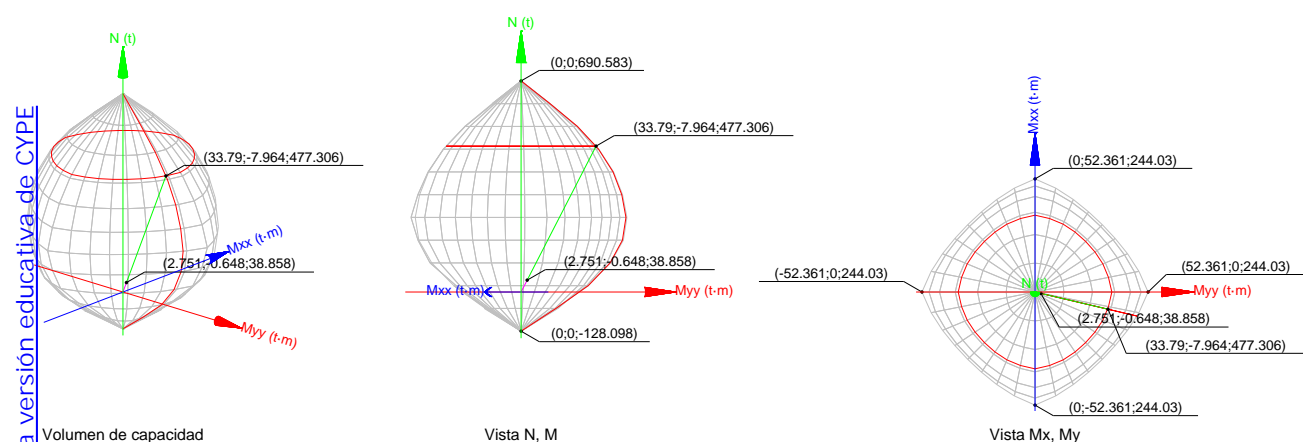
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

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

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η_1 : 0.081 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{ed} : 38.858 t

$M_{ed,x}$: -0.648 t·m

$M_{ed,y}$: 2.751 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 477.306 t

$M_{Rd,x}$: -7.964 t·m

$M_{Rd,y}$: 33.790 t·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$e_{e,x}$: 70.79 mm

$e_{e,y}$: -16.69 mm

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Comprobaciones del pilar P7

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-16.69} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-0.648} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{38.858} \text{ t}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{70.79} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{2.751} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{38.858} \text{ t}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{4.16}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{0.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.07}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{38.858} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : \underline{4.16}$$

$$l_0 : \underline{0.600} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$e_2 : \underline{70.79} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{70.79} \text{ mm}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.07}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{38.858} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

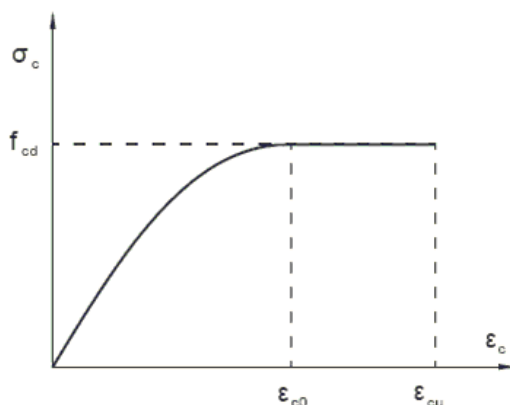
$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

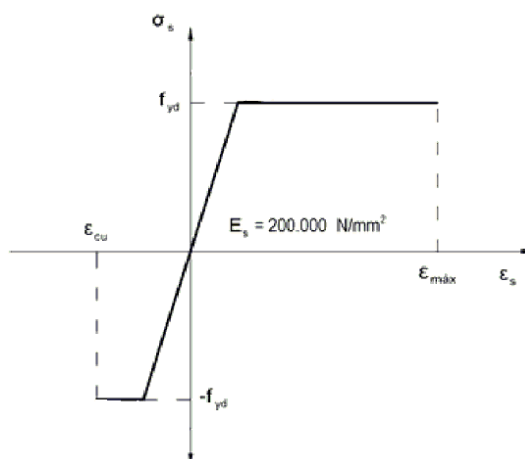
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

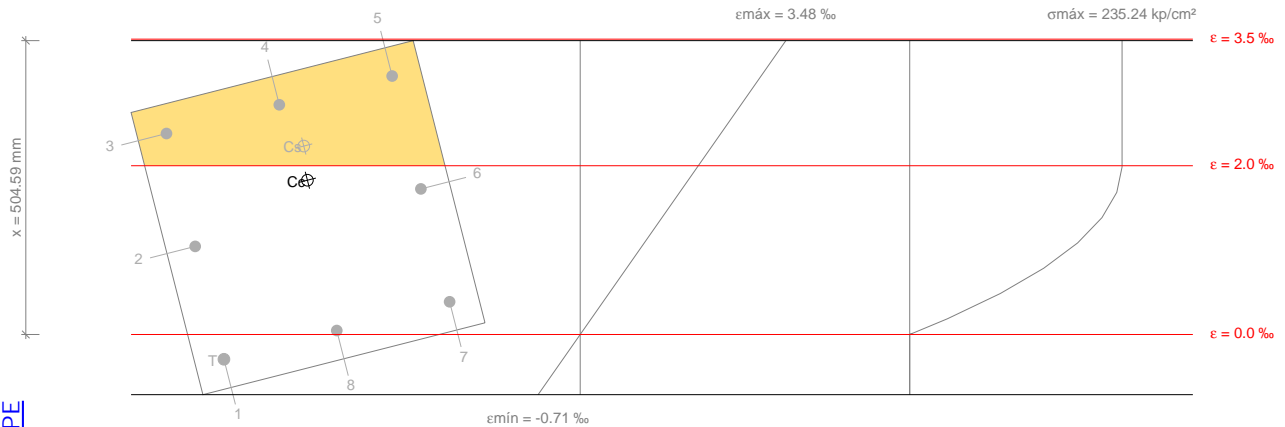
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P7

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	S_s (kp/cm²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	-598.43	-0.000294
2	Ø20	0.00	200.00	+2128.66	+0.001044
3	Ø20	200.00	200.00	+4077.47	+0.002382
4	Ø20	200.00	0.00	+4077.47	+0.002722
5	Ø20	200.00	-200.00	+4077.47	+0.003063
6	Ø20	0.00	-200.00	+3517.44	+0.001725
7	Ø20	-200.00	-200.00	+790.35	+0.000388
8	Ø20	-200.00	0.00	+95.96	+0.000047

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	420.235	62.55	-14.80
Cs	58.952	120.93	-23.23
T	1.880	-200.00	200.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 477.306 \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : -7.964 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : 33.790 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 420.235 \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 58.952 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 1.880 \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : 62.55 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -14.80 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : 120.93 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -23.23 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : -200.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 200.00 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

e_{cmax} : 0.0035

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

e_{smax} : 0.0003

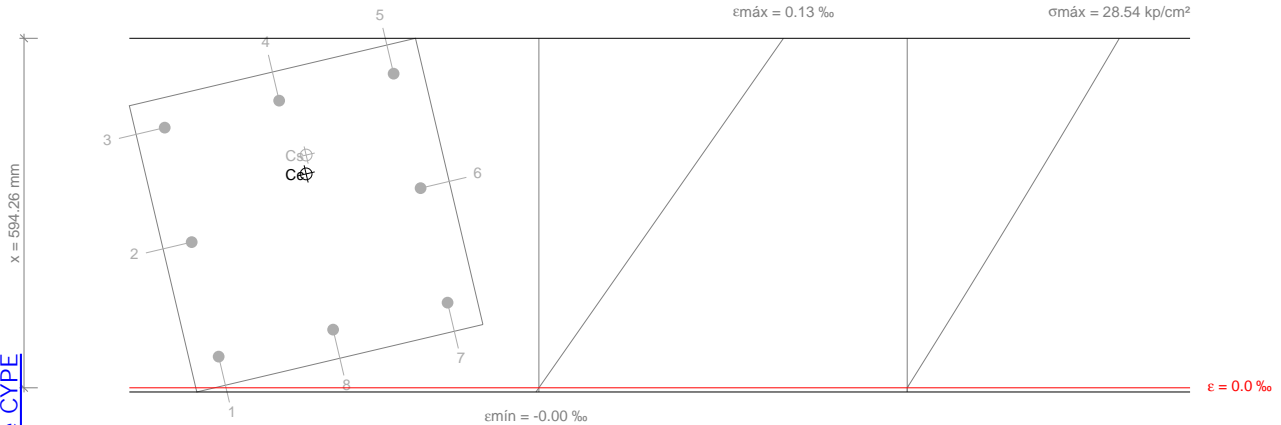
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

S_{cmax} : 235.24 kp/cm²

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

S_{smax} : 598.43 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+22.78	+0.000011
2	Ø20	0.00	200.00	+106.42	+0.000052
3	Ø20	200.00	200.00	+190.07	+0.000093
4	Ø20	200.00	0.00	+209.78	+0.000103
5	Ø20	200.00	-200.00	+229.49	+0.000113
6	Ø20	0.00	-200.00	+145.85	+0.000072
7	Ø20	-200.00	-200.00	+62.21	+0.000031
8	Ø20	-200.00	0.00	+42.50	+0.000021

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	35.687	68.24	-16.08
Cs	3.170	99.46	-23.44
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : 38.858 \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : -0.648 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : 2.751 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 35.687 \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 3.170 \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.000 \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : 68.24 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -16.08 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : 99.46 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -23.44 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0001}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

$$s_{cmax} : \underline{28.54} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$s_{smax} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

Relación entre las dimensiones mayor y menor de la sección (Anejo 10, Artículo 6.3):

$$\frac{b_{max}}{b_{min}} \leq 2.5$$

$$1.00 \leq 2.50 \quad \checkmark$$

Donde:

b_{max} : Dimensión máxima de la sección.

$$b_{max} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \geq 0.01 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \leq 0.06 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \leq 150.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$n \geq 3$$

$$3 \geq 3 \quad \checkmark$$

Armadura transversal

Es necesario disponer armadura transversal que cumpla la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$\phi_{trans} \geq 8 \text{ mm}$$

$$10 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre las barras de la armadura transversal no debe superar al menor de los siguientes valores (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$s_o \leq s_{max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 y s_2 .

$$s_{max} : \underline{150} \text{ mm}$$

s_1 : $15 \cdot \phi_{min}$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

s_2 : 150 mm

$$s_2 : \underline{150} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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

Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado. Soportes (CTE-DB-SI, Anejo)

Resistencia al fuego requerida

R 60 ✓

Dimensiones (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Lado menor del soporte

b_{min} : 500.0 mm ³ 200.0 mm ✓

Distancia mínima equivalente al eje de las armaduras (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Para aplicación de las tablas, se define como distancia mínima equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \quad (C.1)$$

a_m : 51.0 mm ³ 20.0 mm ✓

Siendo:

A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa.

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo, considerando los revestimientos en las condiciones que mas adelante se establecen.

Sin revestimiento

f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i .

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a los valores de la tabla C.1, siendo μ_{ri} el coeficiente de sobredimensionado de la sección en estudio, definido en el apartado 6 del SI6.

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	51.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	51.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	51.0	500.00	0.0

Comprobaciones del pilar P7

4.- FORJADO 3 (8 - 10.6 M)

Datos del pilar	
 <p>50</p>	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 8.000/10.600 m
	Altura libre : 2.10 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 2.10 m
	Plano ZY : 2.10 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ8
	Separación : 5 - 15 cm
	Incendio
	Resistencia requerida : R 60

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{\min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$b_{\min} \geq 250 \text{ mm}$$

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{\min}$$

$$182 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

$$202 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{min}$$

$$42 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

$$\varnothing_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \varnothing_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$s_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min} \nlessgtr 300 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_t \leq b_{min}$$

$$50 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$

$$\varnothing_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$8 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$\rho_l \geq 0.004$$

$$0.0101 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$102.478 \text{ t} \geq 10.859 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{108.594}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$$

$$102.478 \text{ t} \leq 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.012}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{1.250}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.493}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \frac{113.517}{\text{t}}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.070}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \frac{1.250}{\text{t}}$$

$$V_{rd2,y} : \frac{0.493}{\text{t}}$$

Comprobaciones del pilar P7

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.-)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

$$V_{u2} : \underline{19.301} \text{ t}$$

$$V_{u1} : \underline{113.517} \text{ t}$$

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} : \underline{-17.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$N_d : \underline{67.079} \text{ t}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{u1} : \underline{113.517} \text{ t}$$

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} : \underline{-17.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$N_d : \underline{67.079} \text{ t}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.-)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{19.041} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{19.301} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{26.83} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{67.079} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{19.041} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{19.301} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{26.83} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{67.079} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.009} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{0.207} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{1.186} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{130.981} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.057} \quad \checkmark$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{0.207} \text{ t}$$

$$V_{rd2,y} : \underline{1.184} \text{ t}$$

$$V_{u2} : \underline{21.121} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.981} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-23.11} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{70.332} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

a: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.981} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-23.11} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{70.332} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{20.821} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{21.121} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{26.83} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{67.079} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{20.821} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{21.121} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{371.20} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{26.83} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{67.079} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

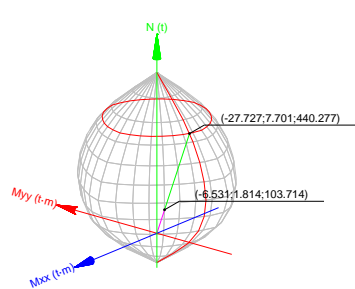
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.-)".

Se debe satisfacer:

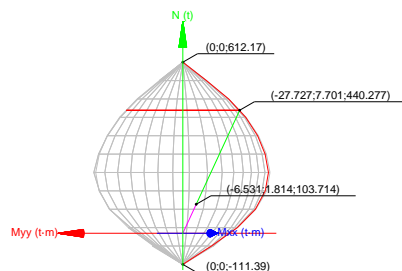
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta_1 : \underline{0.236} \checkmark$$

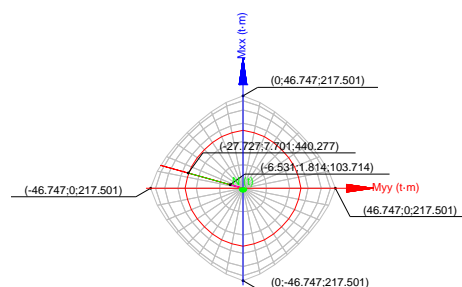
Comprobaciones del pilar P7



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{ed} : \frac{103.714}{t}$$

$$M_{ed,x} : \frac{1.814}{t \cdot m}$$

$$M_{ed,y} : \frac{-6.531}{t \cdot m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \frac{440.277}{t}$$

$$M_{Rd,x} : \frac{7.701}{t \cdot m}$$

$$M_{Rd,y} : \frac{-27.727}{t \cdot m}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$e_{e,x} : \frac{-62.98}{mm}$$

$$e_{e,y} : \frac{17.49}{mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : \frac{25.00}{mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \frac{500.00}{mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \frac{17.49}{mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \frac{1.814}{t \cdot m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{103.714}{t}$$

Comprobaciones del pilar P7

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-62.98} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-6.531} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{103.714} \text{ t}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.55}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.100} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{85.63}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.20}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{103.714} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.55}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 2.100 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

λ_{inf} : 85.63

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 25.00 mm

e_1 : 25.00 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.20

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 103.714 t

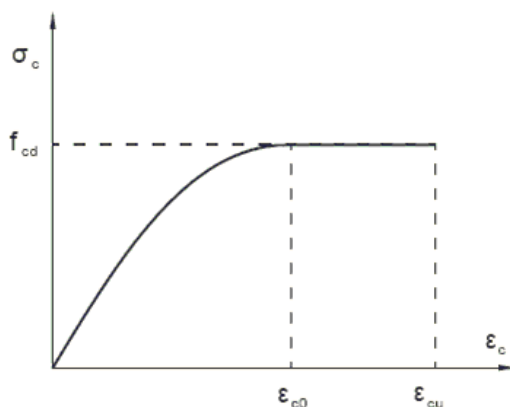
f_{cd} : 203.87 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

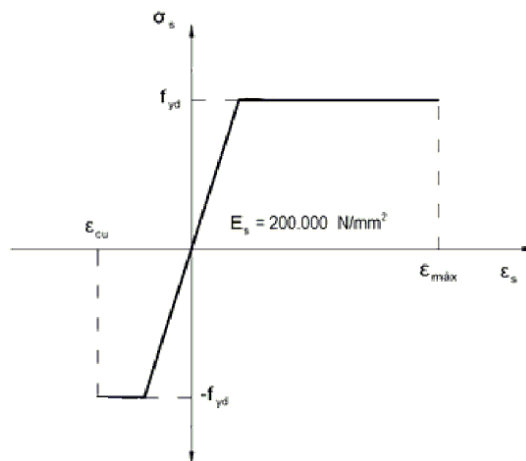
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

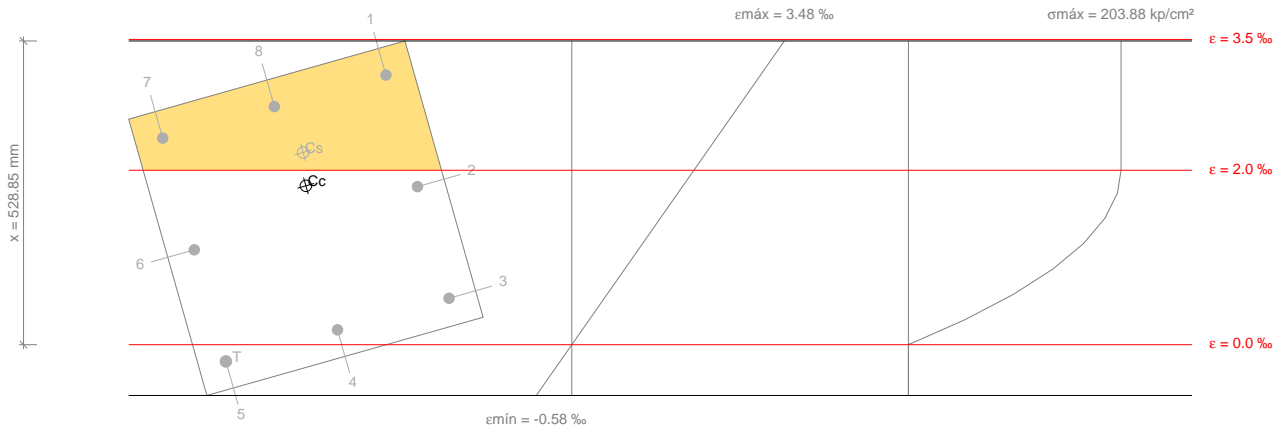
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

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)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-202.00	202.00	+4077.47	+0.003092
2	Ø20	0.00	202.00	+3694.99	+0.001812
3	Ø20	202.00	202.00	+1085.61	+0.000532
4	Ø20	202.00	0.00	+347.12	+0.000170
5	Ø20	202.00	-202.00	-391.37	-0.000192
6	Ø20	0.00	-202.00	+2218.01	+0.001088
7	Ø20	-202.00	-202.00	+4077.47	+0.002368
8	Ø20	-202.00	0.00	+4077.47	+0.002730

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	380.000	-54.28	15.33
Cs	61.507	-111.43	26.44
T	1.230	202.00	-202.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{440.277} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{7.701} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-27.727} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{380.000} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{61.507} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{1.230} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-54.28} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{15.33} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-111.43} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{26.44} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0002}$$

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

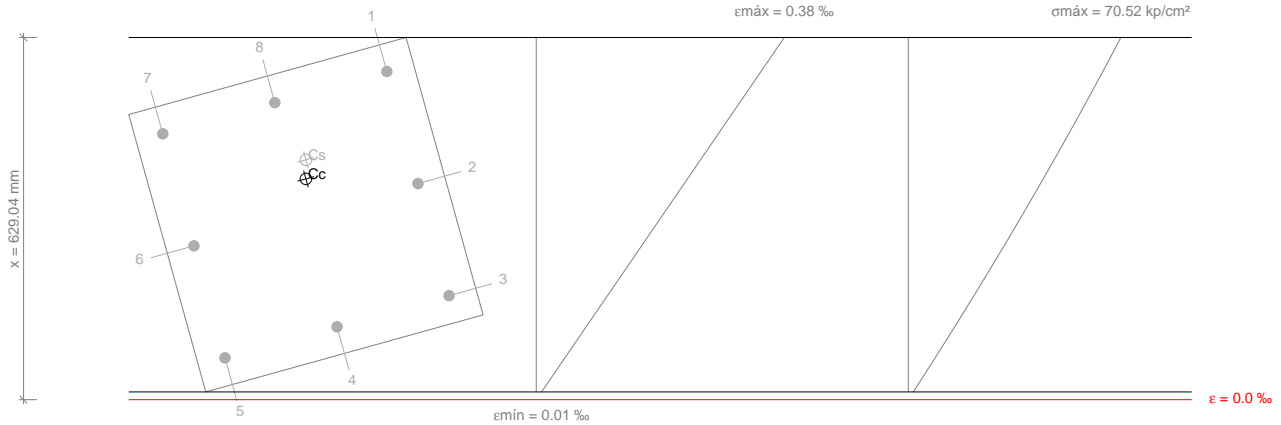
$$s_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{smax} : 391.37 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-202.00	202.00	+706.45	+0.000347
2	Ø20	0.00	202.00	+465.20	+0.000228
3	Ø20	202.00	202.00	+223.95	+0.000110
4	Ø20	202.00	0.00	+156.94	+0.000077
5	Ø20	202.00	-202.00	+89.94	+0.000044
6	Ø20	0.00	-202.00	+331.19	+0.000162
7	Ø20	-202.00	-202.00	+572.44	+0.000281
8	Ø20	-202.00	0.00	+639.44	+0.000314

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	93.706	-59.90	16.64
Cs	10.008	-91.79	25.49
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{103.714} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{1.814} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-6.531} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{93.706} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{10.008} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-59.90} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{16.64} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-91.79} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{25.49} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{cmax} : 70.52 kp/cm²

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

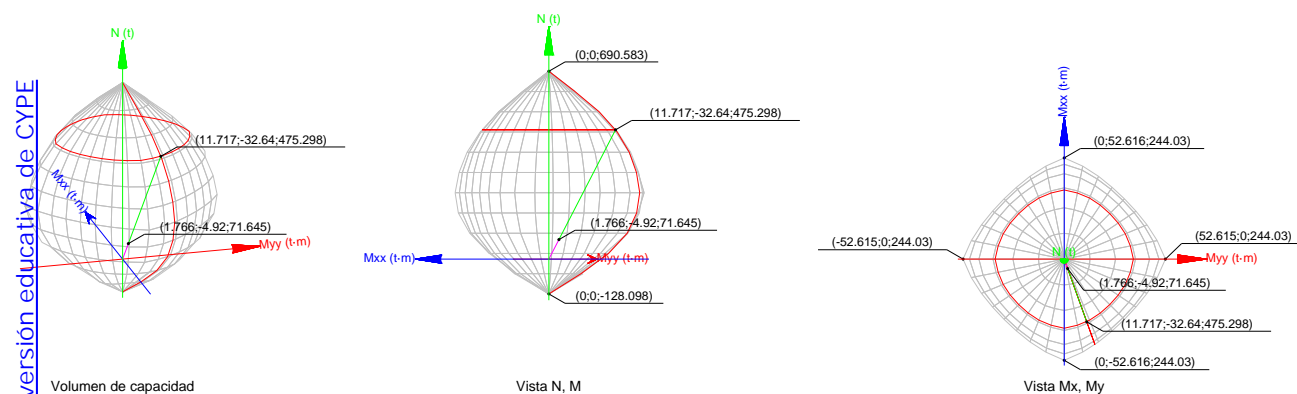
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

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

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.151 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{ed} : 71.645 t

$M_{ed,x}$: -4.920 t·m

$M_{ed,y}$: 1.766 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 475.298 t

$M_{Rd,x}$: -32.640 t·m

$M_{Rd,y}$: 11.717 t·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$e_{e,x}$: 24.65 mm

$e_{e,y}$: -68.67 mm

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Comprobaciones del pilar P7

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-68.67} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-4.920} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{71.645} \text{ t}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{24.65} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{1.766} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{71.645} \text{ t}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.55}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.100} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.12}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{71.645} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : \underline{14.55}$$

$$l_0 : \underline{2.100} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.12}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{71.645} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

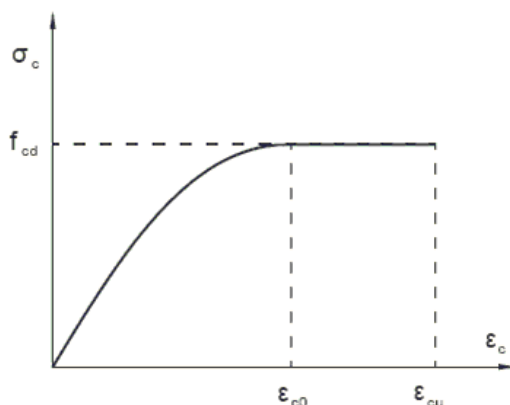
$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

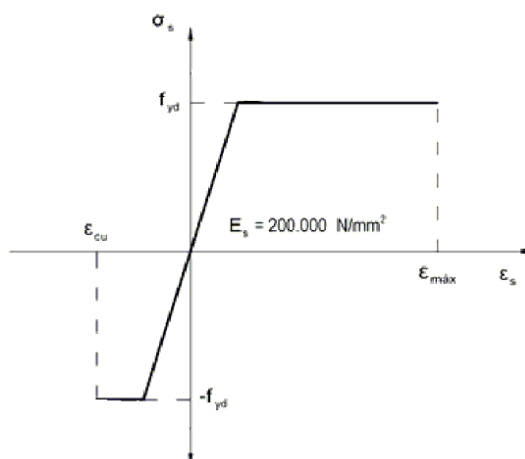
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

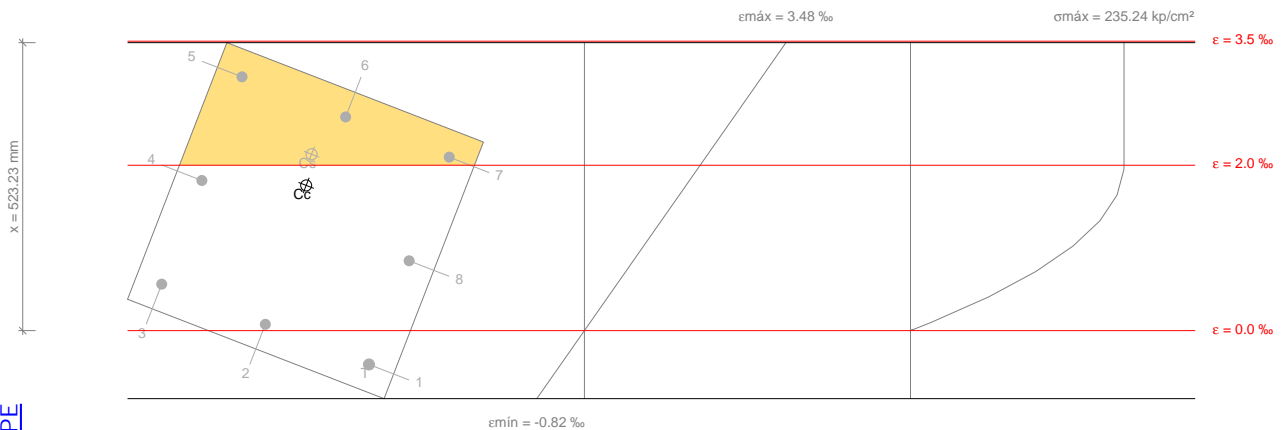
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P7

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-202.00	202.00	-834.72	-0.000409
2	Ø20	0.00	202.00	+155.27	+0.000076
3	Ø20	202.00	202.00	+1145.27	+0.000562
4	Ø20	202.00	0.00	+3701.27	+0.001815
5	Ø20	202.00	-202.00	+4077.47	+0.003069
6	Ø20	0.00	-202.00	+4077.47	+0.002584
7	Ø20	-202.00	-202.00	+4077.47	+0.002098
8	Ø20	-202.00	0.00	+1721.29	+0.000844

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	418.369	22.00	-60.17
C _s	59.551	33.30	-116.50
T	2.622	-202.00	202.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{475.298} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-32.640} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{11.717} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{418.369} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{59.551} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{2.622} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{22.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-60.17} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{33.30} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-116.50} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{-202.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{202.00} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

e_{cmax} : 0.0035

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

e_{smax} : 0.0004

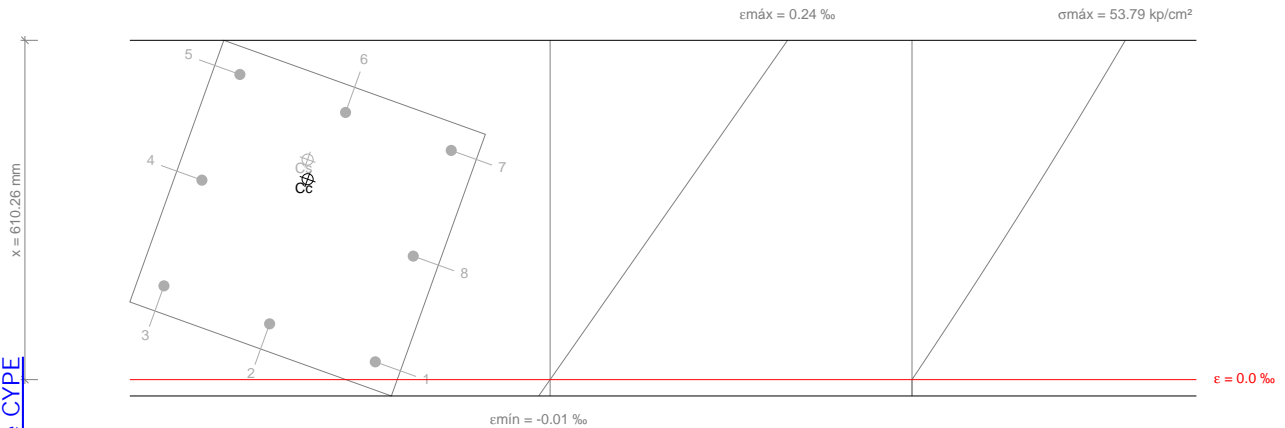
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

S_{cmax} : 235.24 kp/cm²

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

S_{smax} : 834.72 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-202.00	202.00	+26.06	+0.000013
2	Ø20	0.00	202.00	+81.63	+0.000040
3	Ø20	202.00	202.00	+137.20	+0.000067
4	Ø20	202.00	0.00	+291.85	+0.000143
5	Ø20	202.00	-202.00	+446.49	+0.000219
6	Ø20	0.00	-202.00	+390.92	+0.000192
7	Ø20	-202.00	-202.00	+335.35	+0.000164
8	Ø20	-202.00	0.00	+180.70	+0.000089

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	65.706	23.66	-65.92
Cs	5.938	35.63	-99.16
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : 71.645 \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : -4.920 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : 1.766 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 65.706 \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 5.938 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.000 \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : 23.66 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -65.92 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : 35.63 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -99.16 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0002}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

$$s_{cmax} : \underline{53.79} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$s_{smax} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

Relación entre las dimensiones mayor y menor de la sección (Anejo 10, Artículo 6.3):

$$\frac{b_{max}}{b_{min}} \leq 2.5$$

$$1.00 \leq 2.50 \quad \checkmark$$

Donde:

b_{max} : Dimensión máxima de la sección.

$$b_{max} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \geq 0.01 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \leq 0.06 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \leq 150.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$n \geq 3$$

$$3 \geq 3 \quad \checkmark$$

Armadura transversal

Es necesario disponer armadura transversal que cumpla la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$\phi_{trans} \geq 8 \text{ mm}$$

$$8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre las barras de la armadura transversal no debe superar al menor de los siguientes valores (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$s_o \leq s_{max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 y s_2 .

$$s_{max} : \underline{150} \text{ mm}$$

s_1 : $15 \cdot \phi_{min}$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

s_2 : 150 mm

$$s_2 : \underline{150} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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

Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado. Soportes (CTE-DB-SI, Anejo)

Resistencia al fuego requerida

R 60 ✓

Dimensiones (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Lado menor del soporte

b_{min} : 500.0 mm ³ 200.0 mm ✓

Distancia mínima equivalente al eje de las armaduras (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Para aplicación de las tablas, se define como distancia mínima equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \quad (C.1)$$

a_m : 49.0 mm ³ 20.0 mm ✓

Siendo:

A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa.

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo, considerando los revestimientos en las condiciones que mas adelante se establecen.

Sin revestimiento

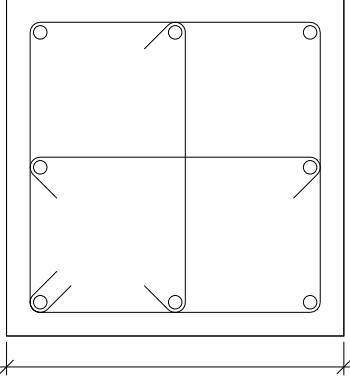
f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i .

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a los valores de la tabla C.1, siendo μ_r el coeficiente de sobredimensionado de la sección en estudio, definido en el apartado 6 del SI6.

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	49.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	49.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	49.0	500.00	0.0

Comprobaciones del pilar P7

5.- FORJADO 2 (7.1 - 8 M)

Datos del pilar	
 <p>50</p>	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 7.100/8.000 m
	Altura libre : 0.60 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 0.60 m
	Plano ZY : 0.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ10+X1rØ10+Y1rØ10
	Separación : 5 cm
	Incendio
	Resistencia requerida : R 60

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{\min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$b_{\min} \geq 250 \text{ mm}$$

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{\min}$$

$$180 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{min}$$

$$40 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

$$\varnothing_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \varnothing_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$s_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min} \nlessgtr 300 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_t \leq b_{min}$$

$$50 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$

$$\varnothing_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$10 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$\rho_l \geq 0.004$$

$$0.0101 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$102.478 \text{ t} \geq 11.313 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{113.133}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$$

$$102.478 \text{ t} \leq 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.011}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{1.178}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.501}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \frac{113.150}{\text{t}}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.066}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \frac{1.184}{\text{t}}$$

$$V_{rd2,y} : \frac{0.495}{\text{t}}$$

Comprobaciones del pilar P7

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{19.593} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.150} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-6.67} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{94.722} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.150} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-6.67} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{94.722} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{19.342} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{19.593} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

g_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$g_c : \underline{1.5}$$

x : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$x : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{28.07} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{70.164} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{19.342} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{19.593} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{28.07} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{70.164} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{0.365} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{0.958} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.048} \quad \checkmark$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{0.362} \text{ t}$$

$$V_{rd2,y} : \underline{0.956} \text{ t}$$

$$V_{u2} : \underline{21.409} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

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

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-21.74} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{73.745} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-21.74} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{73.745} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

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

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{21.120} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{21.409} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{28.07} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{70.164} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{21.120} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{21.409} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{28.07} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{70.164} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

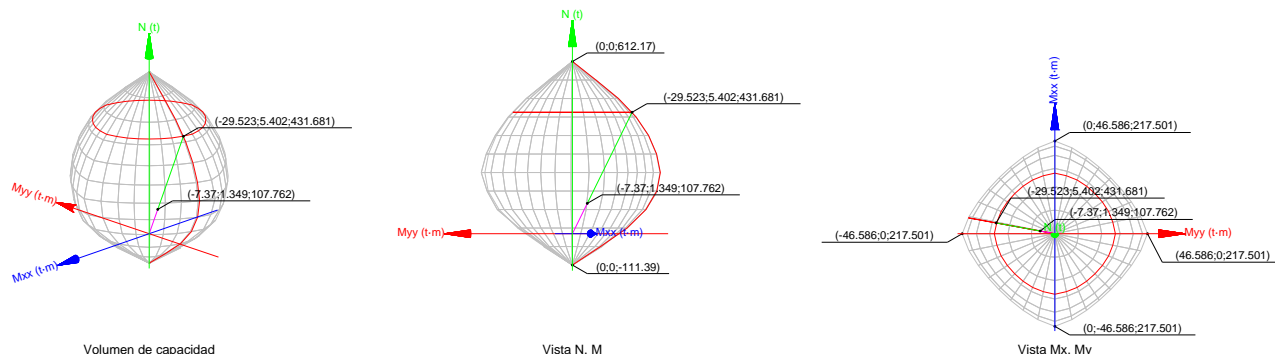
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.-)".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.250} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{ed} : \frac{107.762}{t}$$

$$M_{ed,x} : \frac{1.349}{t \cdot m}$$

$$M_{ed,y} : \frac{-7.370}{t \cdot m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \frac{431.681}{t}$$

$$M_{Rd,x} : \frac{5.402}{t \cdot m}$$

$$M_{Rd,y} : \frac{-29.523}{t \cdot m}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$e_{e,x} : \frac{-68.39}{mm}$$

$$e_{e,y} : \frac{12.51}{mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : \frac{25.00}{mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \frac{500.00}{mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \frac{12.51}{mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \frac{1.349}{t \cdot m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{107.762}{t}$$

Comprobaciones del pilar P7

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-68.39} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-7.370} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{107.762} \text{ t}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{4.16}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{0.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{84.01}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.21}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{107.762} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{4.16}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 0.600 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

λ_{inf} : 84.01

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 25.00 mm

e_1 : 25.00 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.21

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 107.762 t

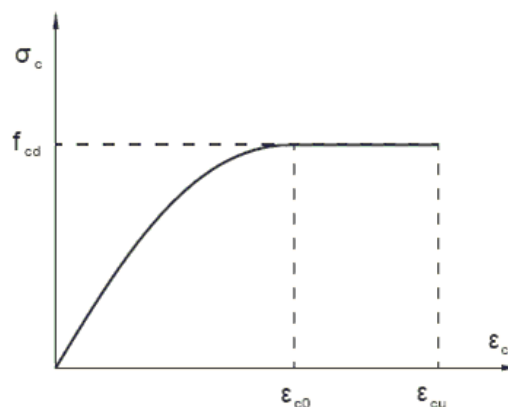
f_{cd} : 203.87 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

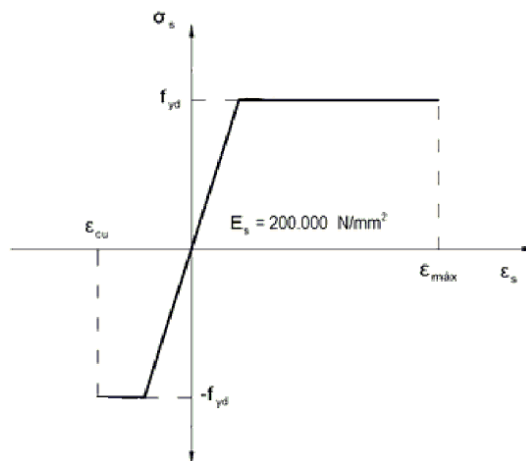
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

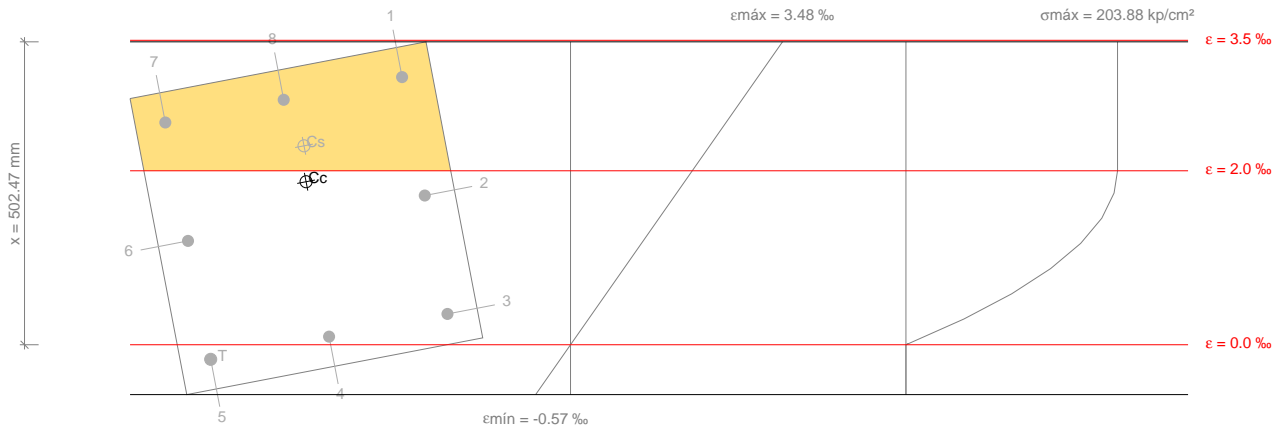
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

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)	S_s (kp/cm²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+4077.47	+0.003077
2	Ø20	0.00	200.00	+3497.52	+0.001716
3	Ø20	200.00	200.00	+722.00	+0.000354
4	Ø20	200.00	0.00	+190.11	+0.000093
5	Ø20	200.00	-200.00	-341.79	-0.000168
6	Ø20	0.00	-200.00	+2433.73	+0.001194
7	Ø20	-200.00	-200.00	+4077.47	+0.002555
8	Ø20	-200.00	0.00	+4077.47	+0.002816

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	372.826	-59.53	10.90
Cs	59.928	-118.69	18.72
T	1.074	200.00	-200.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{431.681} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{5.402} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-29.523} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{372.826} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{59.928} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{1.074} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-59.53} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{10.90} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-118.69} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{18.72} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-200.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0002}$$

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

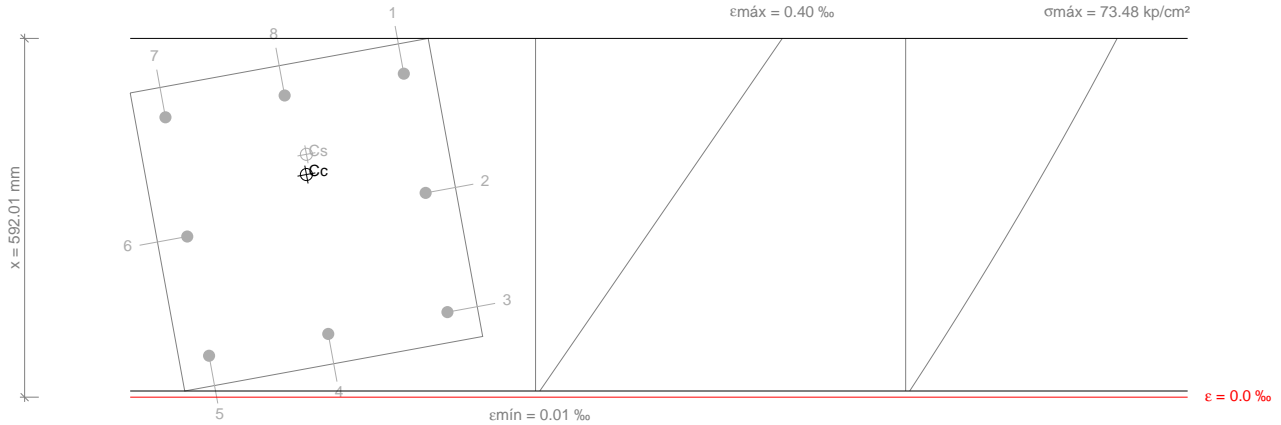
$$\sigma_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{smax} : 341.79 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+736.32	+0.000361
2	Ø20	0.00	200.00	+464.96	+0.000228
3	Ø20	200.00	200.00	+193.60	+0.000095
4	Ø20	200.00	0.00	+143.94	+0.000071
5	Ø20	200.00	-200.00	+94.29	+0.000046
6	Ø20	0.00	-200.00	+365.65	+0.000179
7	Ø20	-200.00	-200.00	+637.01	+0.000312
8	Ø20	-200.00	0.00	+686.67	+0.000337

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	97.324	-65.21	11.93
Cs	10.438	-98.01	17.93
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{107.762} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{1.349} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-7.370} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{97.324} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{10.438} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-65.21} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{11.93} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-98.01} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{17.93} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{cmax} : 73.48 kp/cm²

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

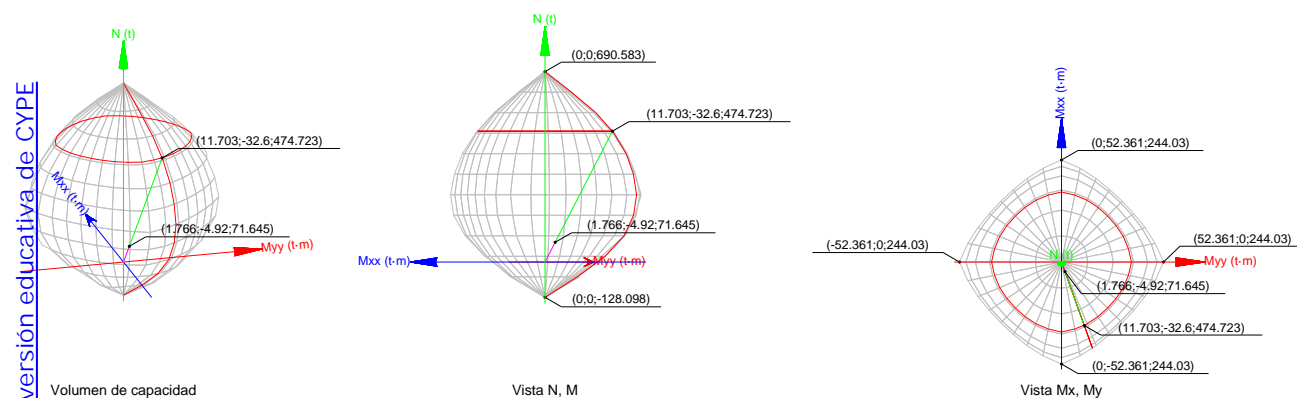
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.151 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{ed} : 71.645 t

$M_{ed,x}$: -4.920 t·m

$M_{ed,y}$: 1.766 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 474.723 t

$M_{Rd,x}$: -32.600 t·m

$M_{Rd,y}$: 11.703 t·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$e_{e,x}$: 24.65 mm

$e_{e,y}$: -68.67 mm

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Comprobaciones del pilar P7

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-68.67} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-4.920} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{71.645} \text{ t}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{24.65} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{1.766} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{71.645} \text{ t}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.55}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.100} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.12}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{71.645} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : \underline{14.55}$$

$$l_0 : \underline{2.100} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.12}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{71.645} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

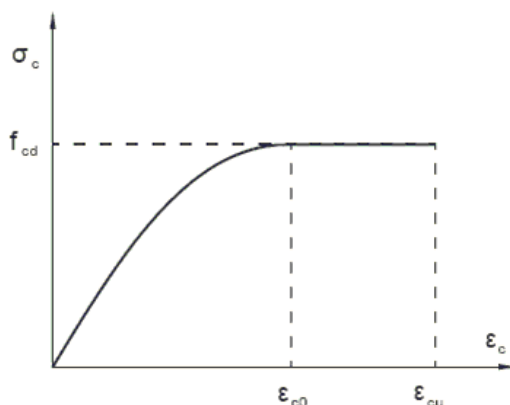
$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

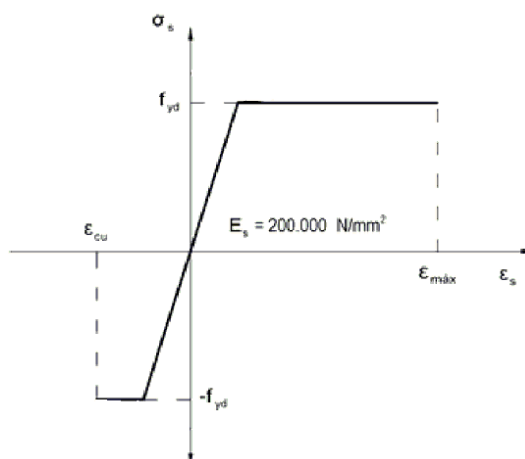
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

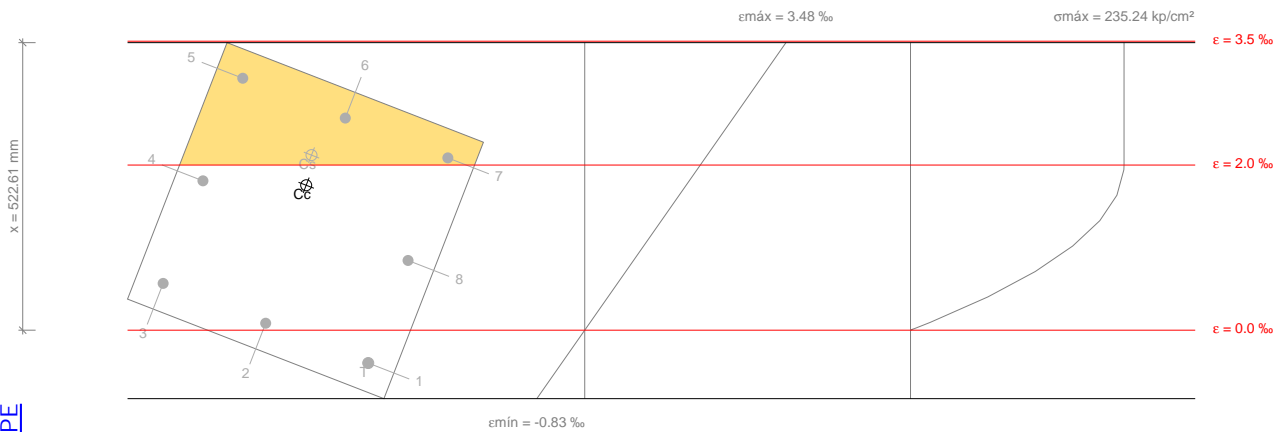
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P7

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	-811.47	-0.000398
2	Ø20	0.00	200.00	+171.76	+0.000084
3	Ø20	200.00	200.00	+1154.99	+0.000567
4	Ø20	200.00	0.00	+3687.93	+0.001809
5	Ø20	200.00	-200.00	+4077.47	+0.003051
6	Ø20	0.00	-200.00	+4077.47	+0.002569
7	Ø20	-200.00	-200.00	+4077.47	+0.002087
8	Ø20	-200.00	0.00	+1721.46	+0.000844

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	417.681	22.10	-60.42
C _s	59.592	32.91	-114.99
T	2.549	-200.00	200.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{474.723} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-32.600} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{11.703} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{417.681} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{59.592} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{2.549} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{22.10} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-60.42} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{32.91} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-114.99} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{-200.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{200.00} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

e_{cmax} : 0.0035

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

e_{smax} : 0.0004

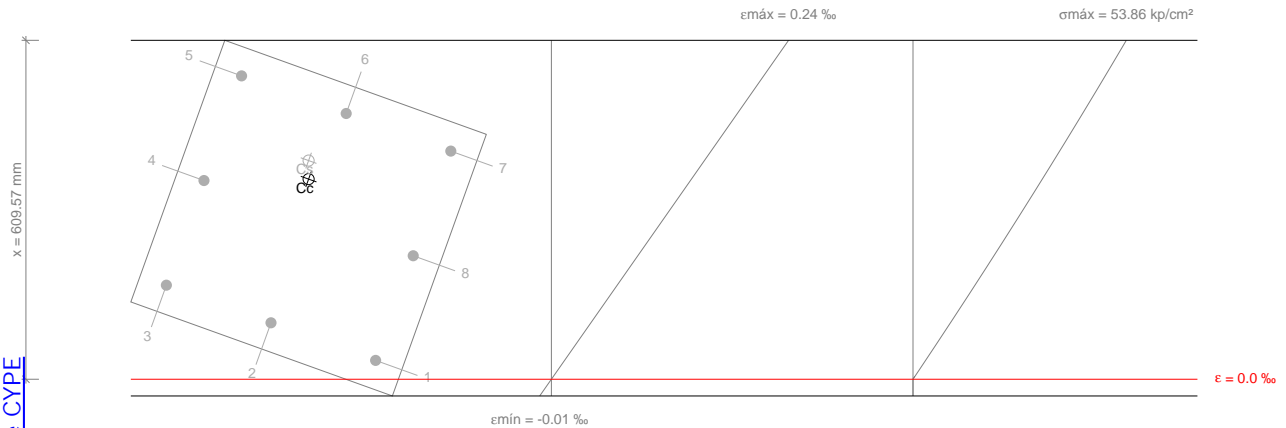
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

S_{cmax} : 235.24 kp/cm²

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

S_{smax} : 811.47 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+27.64	+0.000014
2	Ø20	0.00	200.00	+82.80	+0.000041
3	Ø20	200.00	200.00	+137.95	+0.000068
4	Ø20	200.00	0.00	+291.44	+0.000143
5	Ø20	200.00	-200.00	+444.92	+0.000218
6	Ø20	0.00	-200.00	+389.76	+0.000191
7	Ø20	-200.00	-200.00	+334.61	+0.000164
8	Ø20	-200.00	0.00	+181.12	+0.000089

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	65.706	23.72	-66.07
Cs	5.938	35.02	-97.44
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{71.645} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{-4.920} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{1.766} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{65.706} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{5.938} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{23.72} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-66.07} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{35.02} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-97.44} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0002}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

$$s_{cmax} : \underline{53.86} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$s_{smax} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

Relación entre las dimensiones mayor y menor de la sección (Anejo 10, Artículo 6.3):

$$\frac{b_{max}}{b_{min}} \leq 2.5$$

$$1.00 \leq 2.50 \quad \checkmark$$

Donde:

b_{max} : Dimensión máxima de la sección.

$$b_{max} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \geq 0.01 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \leq 0.06 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \leq 150.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$n \geq 3$$

$$3 \geq 3 \quad \checkmark$$

Armadura transversal

Es necesario disponer armadura transversal que cumpla la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$\phi_{trans} \geq 8 \text{ mm}$$

$$10 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre las barras de la armadura transversal no debe superar al menor de los siguientes valores (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$s_o \leq s_{max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 y s_2 .

$$s_{max} : \underline{150} \text{ mm}$$

s_1 : $15 \cdot \phi_{min}$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

s_2 : 150 mm

$$s_2 : \underline{150} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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

Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado. Soportes (CTE-DB-SI, Anejo)

Resistencia al fuego requerida

R 60 ✓

Dimensiones (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Lado menor del soporte

b_{min} : 500.0 mm ³ 200.0 mm ✓

Distancia mínima equivalente al eje de las armaduras (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Para aplicación de las tablas, se define como distancia mínima equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \quad (C.1)$$

a_m : 51.0 mm ³ 20.0 mm ✓

Siendo:

A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa.

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo, considerando los revestimientos en las condiciones que mas adelante se establecen.

Sin revestimiento

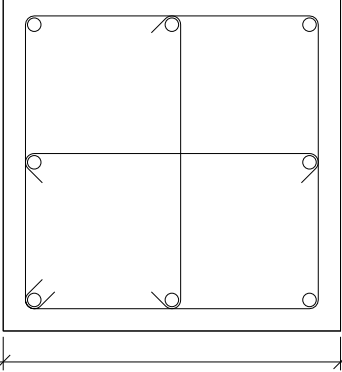
f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i .

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a los valores de la tabla C.1, siendo μ_r el coeficiente de sobredimensionado de la sección en estudio, definido en el apartado 6 del SI6.

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	51.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	51.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	51.0	500.00	0.0

Comprobaciones del pilar P7

6.- FORJADO 2 (4 - 7.1 M)

Datos del pilar	
 <p>50</p>	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 4.000/7.100 m
	Altura libre : 2.60 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 2.60 m
	Plano ZY : 2.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6+X1rØ6+Y1rØ6
	Separación : 6 - 15 cm
	Incendio
	Resistencia requerida : R 60

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{\min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$b_{\min} \geq 250 \text{ mm}$$

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{\min}$$

$$184 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

$$204 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{min}$$

$$54 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

$$s_3 : \underline{6} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\varnothing_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \varnothing_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$s_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min} \nlessgtr 300 \text{ mm}$$

$$60 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_t \leq b_{min}$$

$$60 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\varnothing_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$

$$6 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$\rho_l \geq 0.004$$

$$0.0101 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$102.478 \text{ t} \geq 18.017 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{180.171}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$$

$$102.478 \text{ t} \leq 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.011}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{1.184}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.495}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \frac{113.884}{\text{t}}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.056}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \frac{1.184}{\text{t}}$$

$$V_{rd2,y} : \frac{0.495}{\text{t}}$$

Comprobaciones del pilar P7

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{23.007} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen en '4.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.884} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-4.64} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{99.800} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.884} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-4.64} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{99.800} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{22.738} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{23.007} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{39.92} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{99.800} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{22.738} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{23.007} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{39.92} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{99.800} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{0.384} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{1.004} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.043} \quad \checkmark$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{0.380} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{rd2,y} : \underline{1.002} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

$$V_{u2} : \underline{24.831} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-7.86} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{108.449} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

a: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-7.86} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{108.449} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM-0.3·SX-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{24.520} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{24.831} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{39.92} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{99.800} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{24.520} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{24.831} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{39.92} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{99.800} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

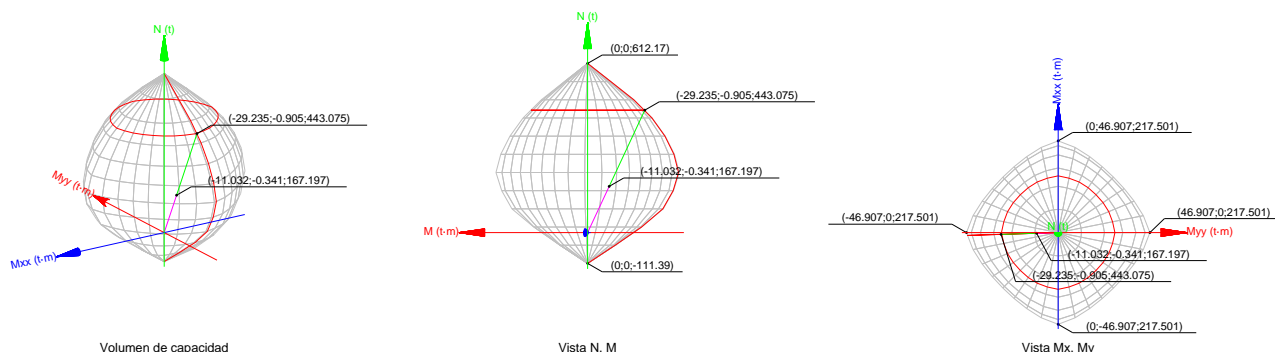
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc. +)".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.377} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{ed} &: 167.197 \text{ t} \\ M_{ed,x} &: -0.341 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{ed,y} &: -11.032 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 443.075 \text{ t} \\ M_{Rd,x} &: -0.905 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: -29.235 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: -65.98 \text{ mm} \\ e_{e,y} &: -2.04 \text{ mm} \end{aligned}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : 25.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : -2.04 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : -0.341 \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 167.197 \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar P7

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-65.98} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-11.032} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{167.197} \text{ t}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{18.01}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{67.44}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.33}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{167.197} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{18.01}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 2.600 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nlessgtr 100$$

λ_{inf} : 67.44

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 25.00 mm

e_1 : 25.00 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.33

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 167.197 t

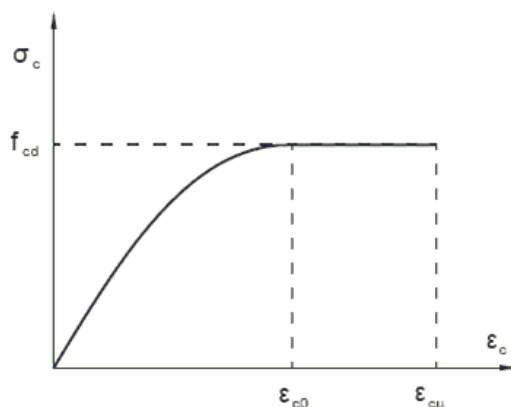
f_{cd} : 203.87 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

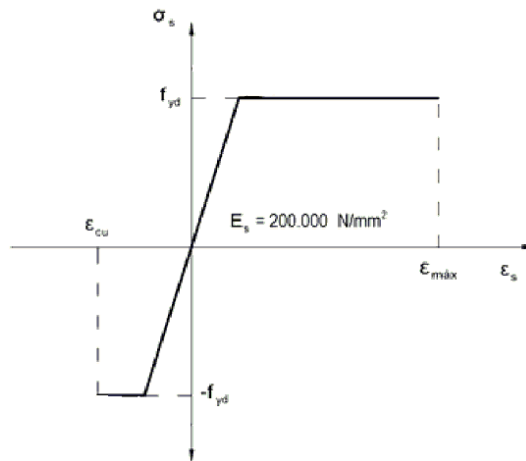
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

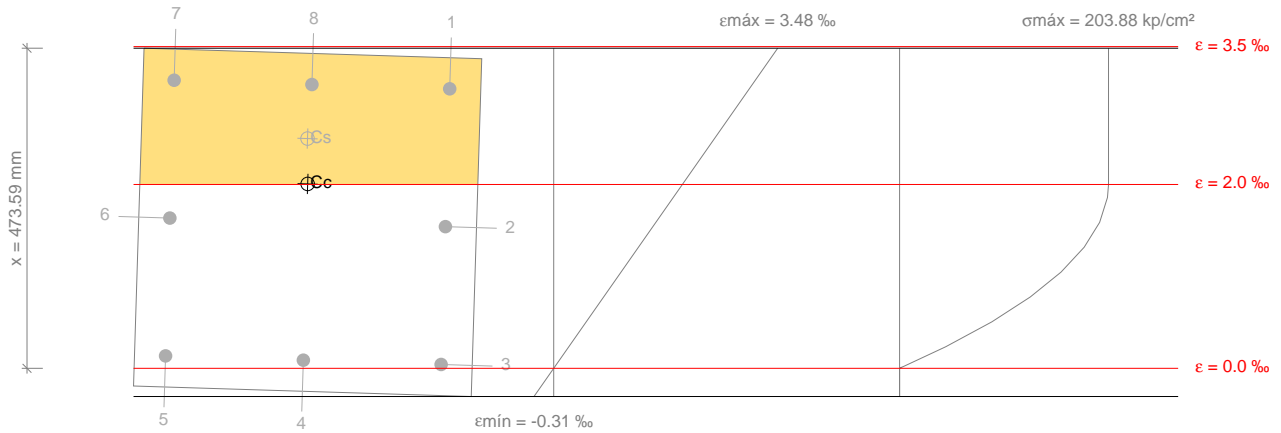
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+4077.47	+0.003041
2	Ø20	0.00	204.00	+3142.12	+0.001541
3	Ø20	204.00	204.00	+85.29	+0.000042
4	Ø20	204.00	0.00	+180.40	+0.000088
5	Ø20	204.00	-204.00	+275.50	+0.000135
6	Ø20	0.00	-204.00	+3332.34	+0.001635
7	Ø20	-204.00	-204.00	+4077.47	+0.003134
8	Ø20	-204.00	0.00	+4077.47	+0.003087

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	382.605	-56.83	-1.73
C _s	60.470	-123.91	-4.03
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{443.075} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-0.905} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-29.235} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{382.605} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{60.470} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-56.83} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-1.73} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-123.91} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-4.03} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

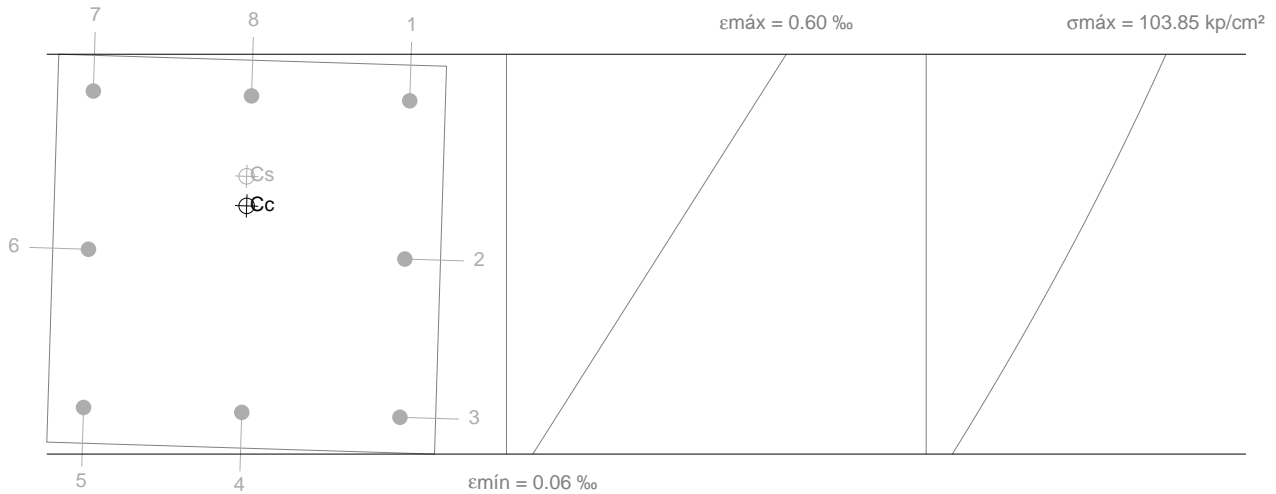
$$S_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+1092.49	+0.000536
2	Ø20	0.00	204.00	+654.59	+0.000321
3	Ø20	204.00	204.00	+216.69	+0.000106
4	Ø20	204.00	0.00	+230.24	+0.000113
5	Ø20	204.00	-204.00	+243.79	+0.000120
6	Ø20	0.00	-204.00	+681.69	+0.000334
7	Ø20	-204.00	-204.00	+1119.59	+0.000549
8	Ø20	-204.00	0.00	+1106.04	+0.000543

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	150.405	-62.15	-1.92
Cs	16.792	-100.28	-3.10
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{167.197} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{-0.341} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-11.032} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{150.405} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{16.792} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-62.15} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-1.92} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-100.28} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-3.10} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0006}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{cmax} : 103.85 kp/cm²

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

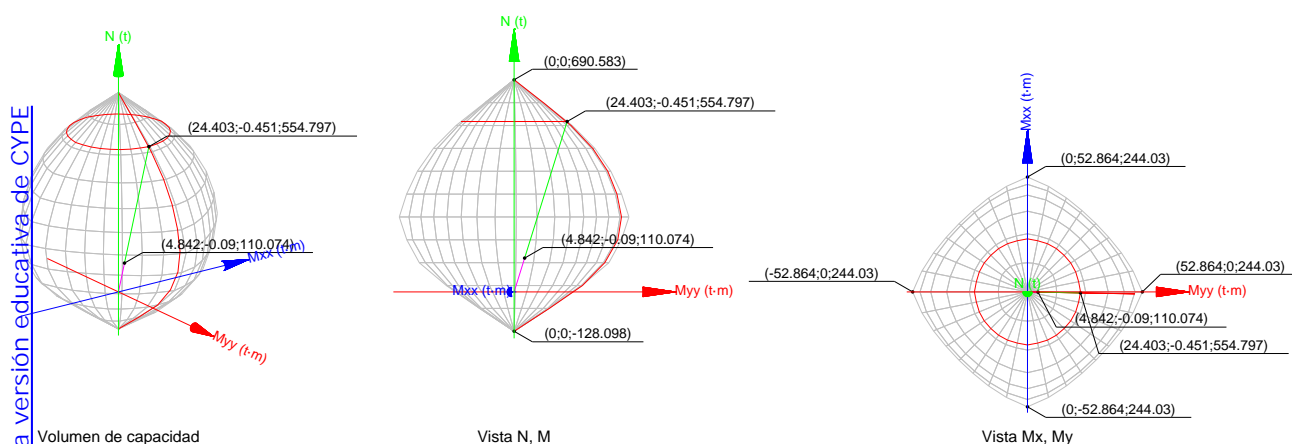
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

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

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.198 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{ed} : 110.074 t

$M_{ed,x}$: -0.090 t·m

$M_{ed,y}$: 4.842 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 554.797 t

$M_{Rd,x}$: -0.451 t·m

$M_{Rd,y}$: 24.403 t·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$e_{e,x}$: 43.98 mm

$e_{e,y}$: -0.81 mm

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Comprobaciones del pilar P7

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-0.81} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-0.090} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{110.074} \text{ t}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{43.98} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{4.842} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{110.074} \text{ t}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{18.01}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{89.28}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.19}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{110.074} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : \underline{18.01}$$

$$l_0 : \underline{2.600} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nlessgtr 100$$

$$l_{inf} : \underline{71.58}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$e_2 : \underline{43.98} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{43.98} \text{ mm}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.19}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{110.074} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

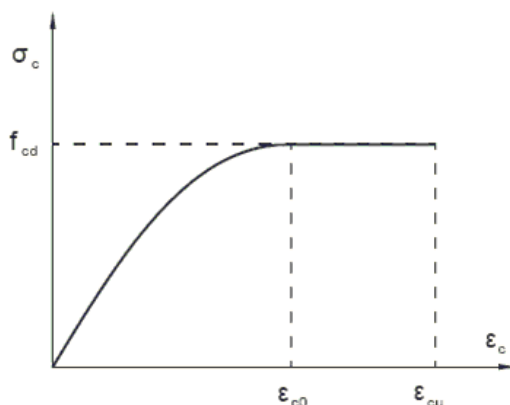
$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{cd0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{cd0} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

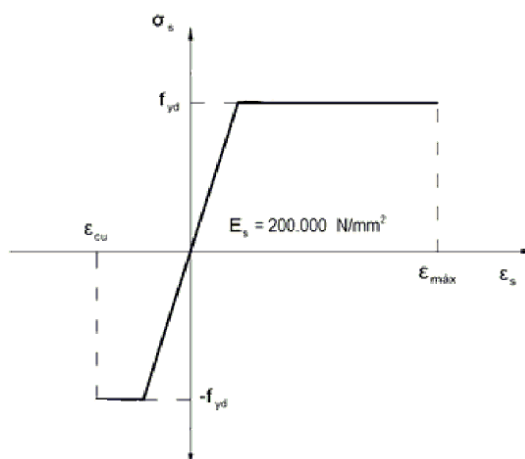
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

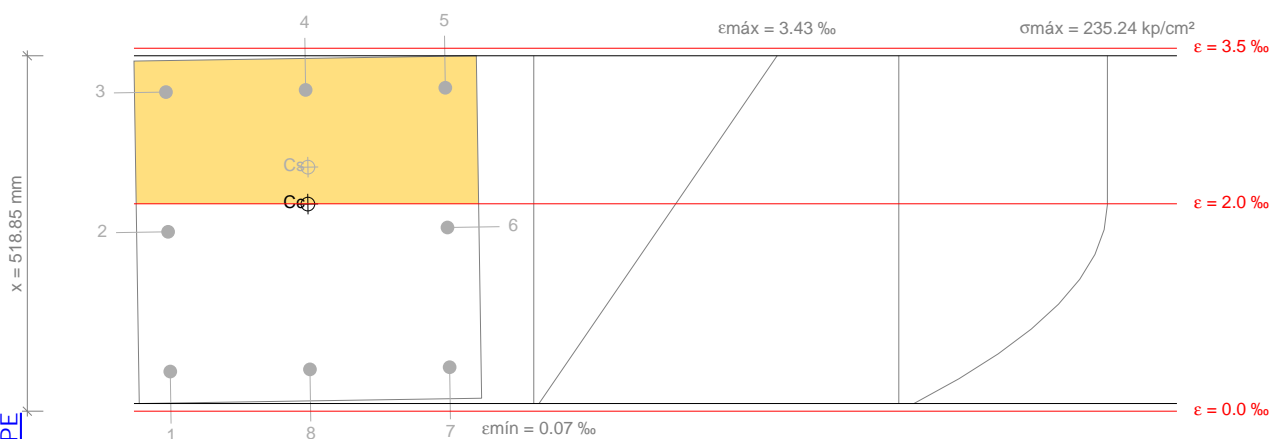
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P7

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+779.56	+0.000382
2	Ø20	0.00	204.00	+3526.55	+0.001730
3	Ø20	204.00	204.00	+4077.47	+0.003077
4	Ø20	204.00	0.00	+4077.47	+0.003098
5	Ø20	204.00	-204.00	+4077.47	+0.003119
6	Ø20	0.00	-204.00	+3611.54	+0.001771
7	Ø20	-204.00	-204.00	+864.55	+0.000424
8	Ø20	-204.00	0.00	+822.05	+0.000403

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	486.195	37.32	-0.70
C _s	68.602	91.24	-1.59
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 554.797 \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : -0.451 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : 24.403 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 486.195 \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 68.602 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.000 \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : 37.32 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -0.70 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : 91.24 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -1.59 \text{ mm}$$

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

$$e_T : 0.00 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

e_{cmax} : 0.0034

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

e_{smax} : 0.0000

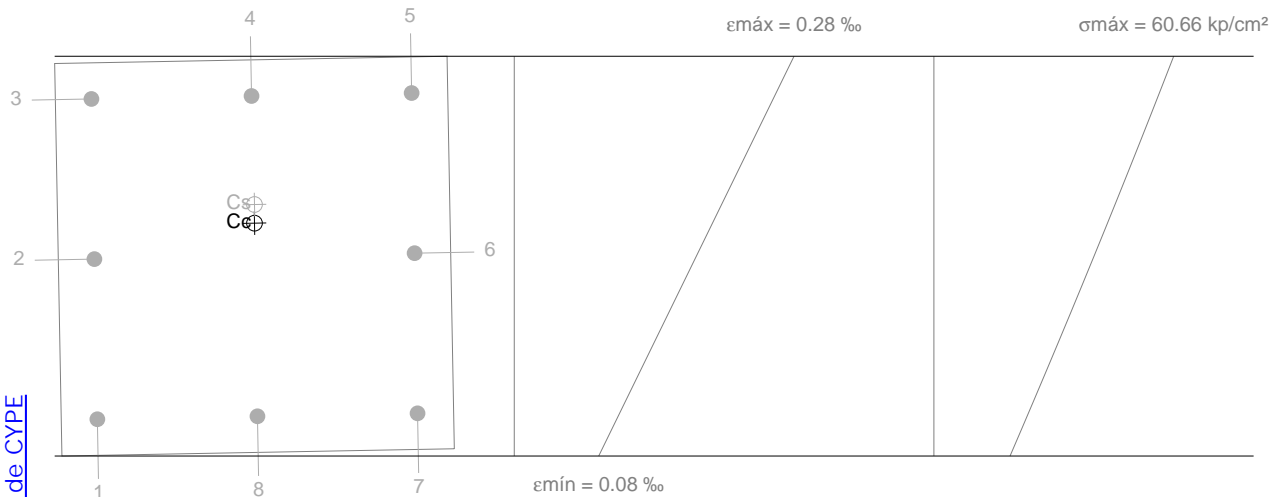
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

S_{cmax} : 235.24 kp/cm²

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+206.77	+0.000101
2	Ø20	0.00	204.00	+364.74	+0.000179
3	Ø20	204.00	204.00	+522.72	+0.000256
4	Ø20	204.00	0.00	+525.64	+0.000258
5	Ø20	204.00	-204.00	+528.56	+0.000259
6	Ø20	0.00	-204.00	+370.59	+0.000182
7	Ø20	-204.00	-204.00	+212.61	+0.000104
8	Ø20	-204.00	0.00	+209.69	+0.000103

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	100.834	41.99	-0.78
Cs	9.240	65.74	-1.22
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{110.074} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{-0.090} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{4.842} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{100.834} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{9.240} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{41.99} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-0.78} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{65.74} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-1.22} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

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

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

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

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

e_T	:	0.00	mm
e_{cmax}	:	0.0003	
e_{smax}	:	0.0000	
s_{cmax}	:	60.66	kp/cm ²
s_{smax}	:	0.00	kp/cm ²

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

Relación entre las dimensiones mayor y menor de la sección (Anejo 10, Artículo 6.3):

$$\frac{b_{max}}{b_{min}} \leq 2.5$$

$$1.00 \leq 2.50 \quad \checkmark$$

Donde:

b_{max} : Dimensión máxima de la sección.

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

b_{max}	:	500.00	mm
b_{min}	:	500.00	mm

Armadura longitudinal

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \geq 0.01 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_l	:	25.13	cm ²
A_c	:	2500.00	cm ²

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \leq 0.06 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \leq 150.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_l	:	25.13	cm ²
A_c	:	2500.00	cm ²

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$n \geq 3$$

$$3 \geq 3 \quad \checkmark$$

Armadura transversal

Es necesario disponer armadura transversal que cumpla la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$\phi_{trans} \geq 8 \text{ mm}$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre las barras de la armadura transversal no debe superar al menor de los siguientes valores (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$s_o \leq s_{max}$$

$$60 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 y s_2 .

s_1 : $15 \cdot \phi_{min}$

s_2 : 150 mm

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

s_{max}	:	150	mm
s_1	:	300	mm
s_2	:	150	mm

ϕ_{min}	:	20	mm
--------------	---	----	----

Comprobaciones del pilar P7

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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

Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado. Soportes (CTE-DB-SI, Anejo)

Resistencia al fuego requerida

R 60 ✓

Dimensiones (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Lado menor del soporte

b_{min} : 500.0 mm ³ 200.0 mm ✓

Distancia mínima equivalente al eje de las armaduras (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Para aplicación de las tablas, se define como distancia mínima equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \quad (C.1)$$

a_m : 47.0 mm ³ 20.0 mm ✓

Siendo:

A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa.

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo, considerando los revestimientos en las condiciones que mas adelante se establecen.

Sin revestimiento

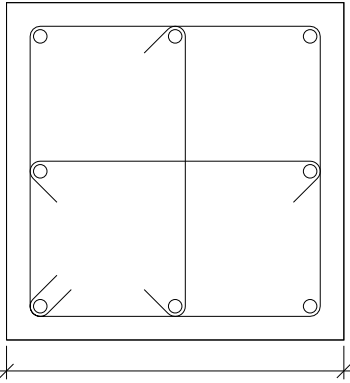
f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i .

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a los valores de la tabla C.1, siendo μ_r el coeficiente de sobredimensionado de la sección en estudio, definido en el apartado 6 del SI6.

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	47.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	47.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	47.0	500.00	0.0

Comprobaciones del pilar P7

7.- FORJADO 1 (3.1 - 4 M)

Datos del pilar	
 <p>50</p>	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 3.100/4.000 m
	Altura libre : 0.60 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 0.60 m
	Plano ZY : 0.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ10+X1rØ10+Y1rØ10
	Separación : 5 cm
	Incendio
	Resistencia requerida : R 60

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{\min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$b_{\min} \geq 250 \text{ mm}$$

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{\min}$$

$$180 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{min}$$

$$40 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

$$\varnothing_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \varnothing_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$s_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min} \nlessgtr 300 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_t \leq b_{min}$$

$$50 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$

$$\varnothing_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$10 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$\rho_l \geq 0.004$$

$$0.0101 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$102.478 \text{ t} \geq 18.471 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{184.711}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$$

$$102.478 \text{ t} \leq 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.018}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{2.117}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.620}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1,x} : \frac{126.787}{\text{t}}$$

$$V_{u1,y} : \frac{113.150}{\text{t}}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.095}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \frac{2.117}{\text{t}}$$

$$V_{rd2,y} : \frac{0.620}{\text{t}}$$

Comprobaciones del pilar P7

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{23.260} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{126.787} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.12}$$

$$0 < \sigma'_{cd} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{24.57} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{103.198} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.150} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-3.28} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{103.198} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{23.009} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{23.260} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{41.28} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{103.198} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{23.009} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{23.260} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{41.28} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{103.198} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.013} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{0.497} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{1.619} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.068} \quad \checkmark$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{0.497} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{rd2,y} : \underline{1.619} \text{ t}$$

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

$$V_{u2} : \underline{25.076} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-9.96} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{103.198} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

a: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-9.96} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{103.198} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

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

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{24.786} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{25.076} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{41.28} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{103.198} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{24.786} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{25.076} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{41.28} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{103.198} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

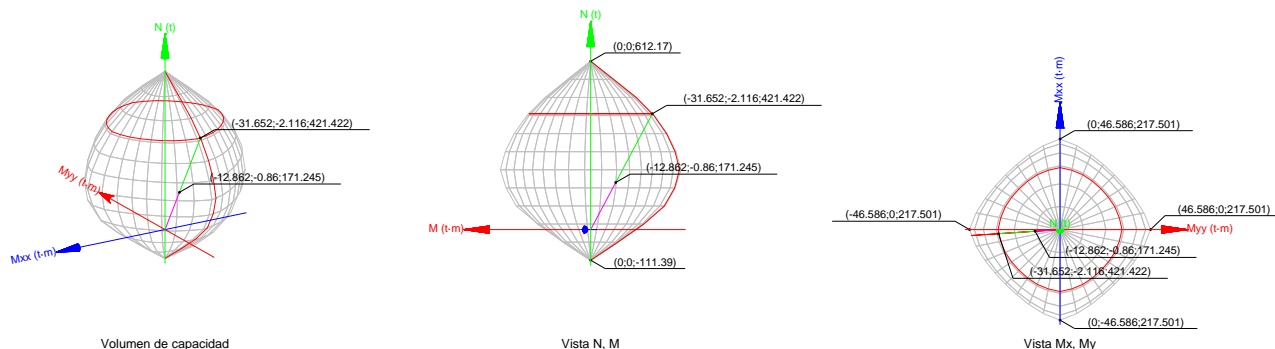
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc. +)".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.406} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{ed} &: \underline{171.245} \text{ t} \\ M_{ed,x} &: \underline{-0.860} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{ed,y} &: \underline{-12.862} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{421.422} \text{ t} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-2.116} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{-31.652} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: \underline{-75.11} \text{ mm} \\ e_{e,y} &: \underline{-5.02} \text{ mm} \end{aligned}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-5.02} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-0.860} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{171.245} \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar P7

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-75.11} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-12.862} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{171.245} \text{ t}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{4.16}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{0.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nlessgtr 100$$

$$l_{\inf} : \underline{66.64}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.34}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{171.245} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{4.16}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 0.600 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

λ_{inf} : 66.64

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 25.00 mm

e_1 : 25.00 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.34

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 171.245 t

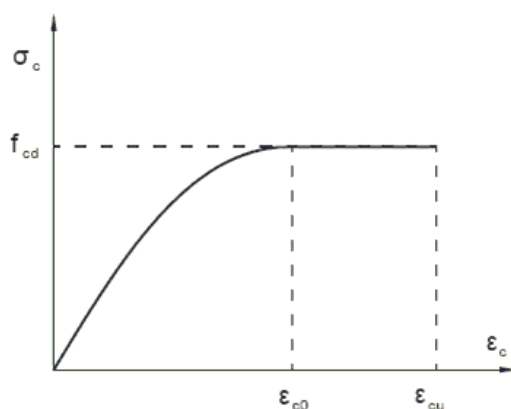
f_{cd} : 203.87 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

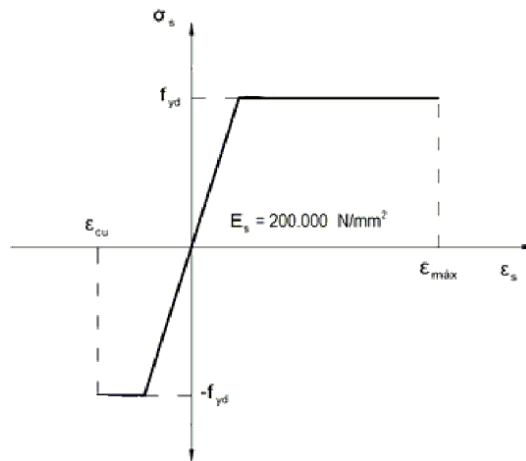
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

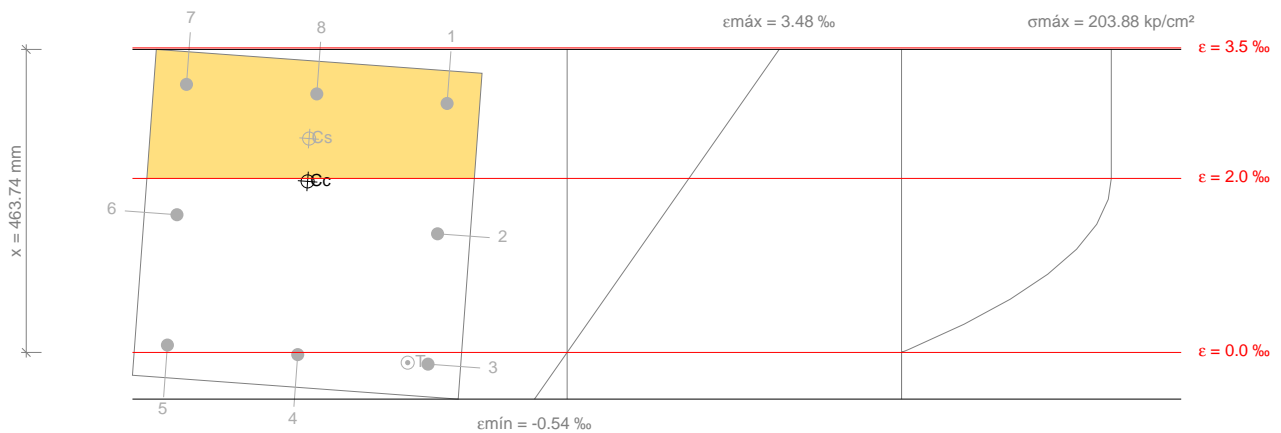
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+4077.47	+0.002861
2	Ø20	0.00	200.00	+2779.74	+0.001363
3	Ø20	200.00	200.00	-274.12	-0.000134
4	Ø20	200.00	0.00	-50.64	-0.000025
5	Ø20	200.00	-200.00	+172.83	+0.000085
6	Ø20	0.00	-200.00	+3226.70	+0.001583
7	Ø20	-200.00	-200.00	+4077.47	+0.003081
8	Ø20	-200.00	0.00	+4077.47	+0.002971

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	364.600	-65.47	-4.26
C _s	57.842	-131.00	-6.73
T	1.020	200.00	168.81

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{421.422} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-2.116} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-31.652} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{364.600} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{57.842} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{1.020} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-65.47} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-4.26} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-131.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-6.73} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{168.81} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0001}$$

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

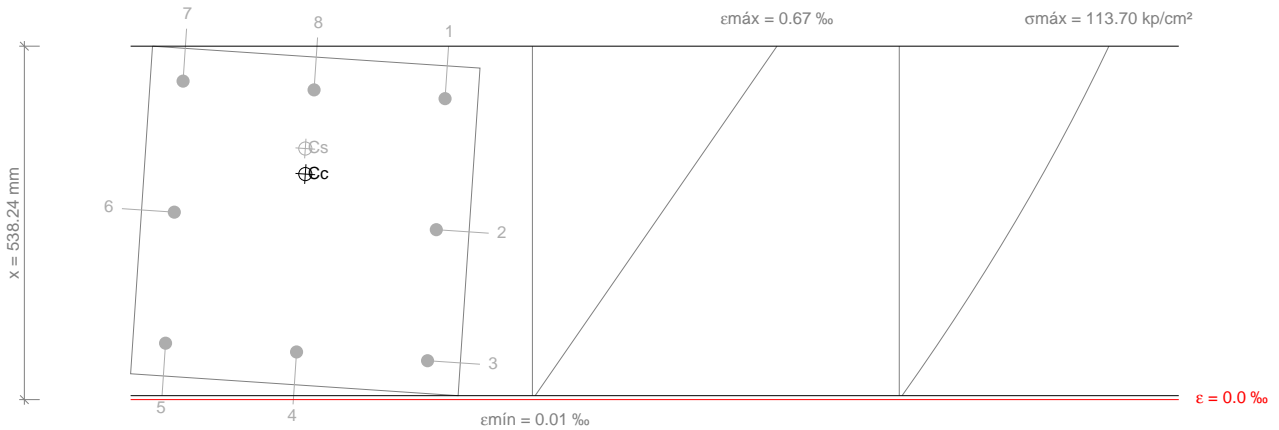
$$s_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{smax} : 274.12 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+1162.97	+0.000570
2	Ø20	0.00	200.00	+656.63	+0.000322
3	Ø20	200.00	200.00	+150.29	+0.000074
4	Ø20	200.00	0.00	+184.14	+0.000090
5	Ø20	200.00	-200.00	+217.98	+0.000107
6	Ø20	0.00	-200.00	+724.32	+0.000355
7	Ø20	-200.00	-200.00	+1230.66	+0.000604
8	Ø20	-200.00	0.00	+1196.81	+0.000587

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	153.891	-71.17	-4.76
Cs	17.354	-110.00	-7.35
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{171.245} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{-0.860} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-12.862} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{153.891} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{17.354} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-71.17} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-4.76} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-110.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-7.35} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0007}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{cmax} : 113.70 kp/cm²

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

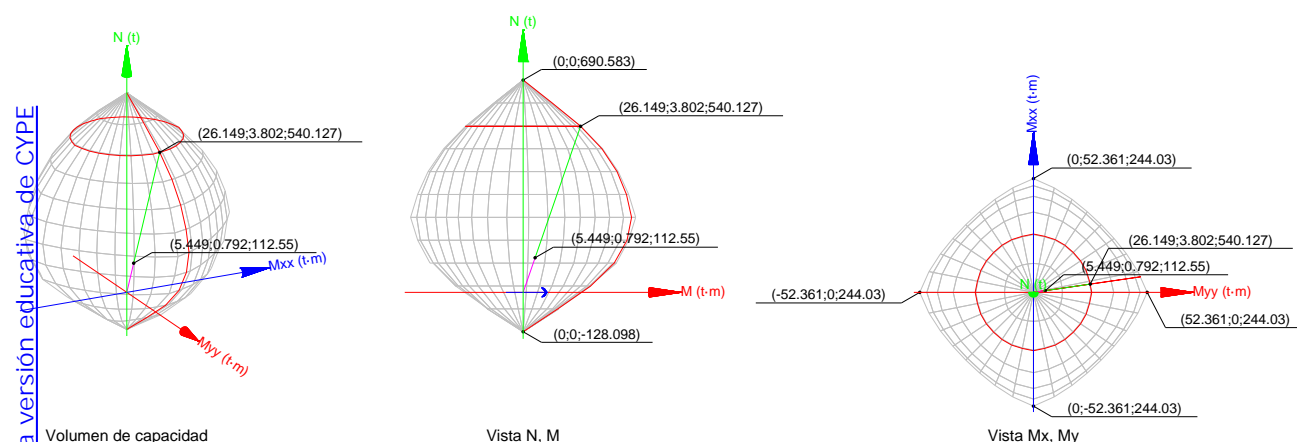
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

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

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.208 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{ed} : 112.550 t

$M_{ed,x}$: 0.792 t·m

$M_{ed,y}$: 5.449 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 540.127 t

$M_{Rd,x}$: 3.802 t·m

$M_{Rd,y}$: 26.149 t·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$e_{e,x}$: 48.41 mm

$e_{e,y}$: 7.04 mm

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Comprobaciones del pilar P7

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{7.04} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{0.792} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{112.550} \text{ t}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{48.41} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{5.449} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{112.550} \text{ t}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{4.16}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{0.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{88.30}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.19}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{112.550} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : \underline{4.16}$$

$$l_0 : \underline{0.600} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$e_2 : \underline{48.41} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{48.41} \text{ mm}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.19}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{112.550} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

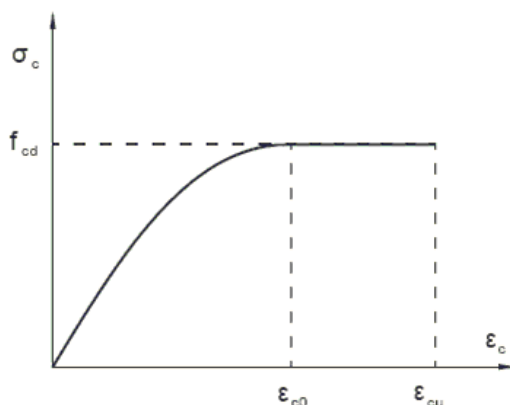
$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{cd} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

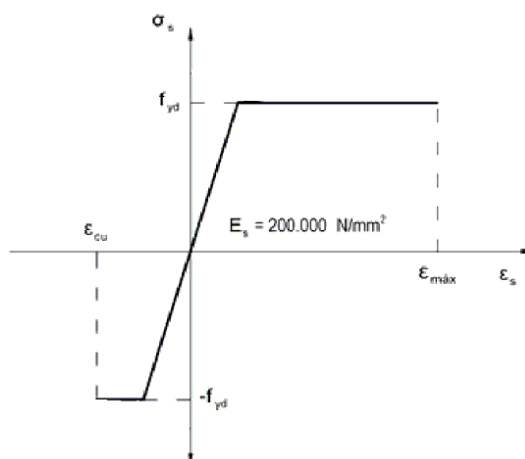
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

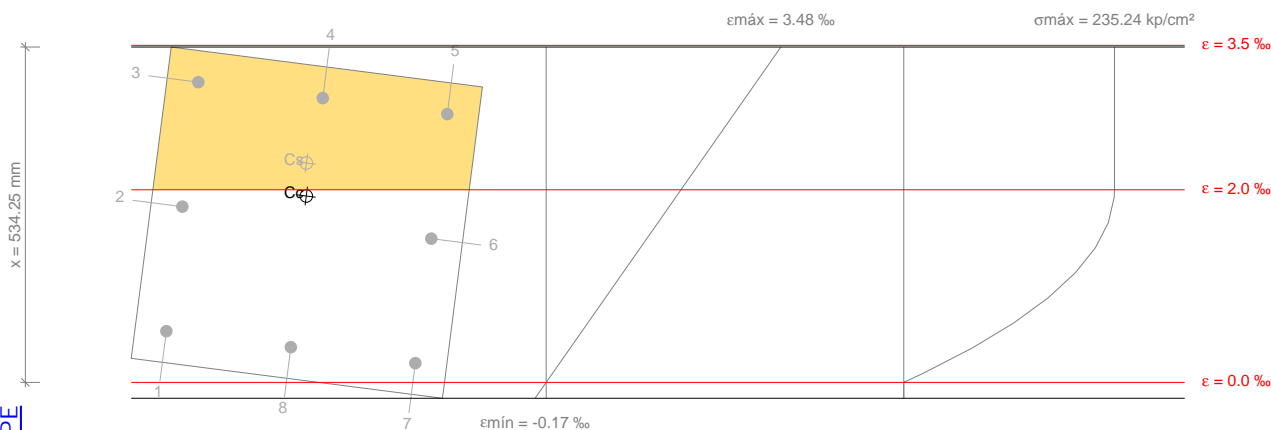
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P7

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+1083.75	+0.000532
2	Ø20	0.00	200.00	+3720.01	+0.001825
3	Ø20	200.00	200.00	+4077.47	+0.003118
4	Ø20	200.00	0.00	+4077.47	+0.002952
5	Ø20	200.00	-200.00	+4077.47	+0.002786
6	Ø20	0.00	-200.00	+3043.44	+0.001493
7	Ø20	-200.00	-200.00	+407.18	+0.000200
8	Ø20	-200.00	0.00	+745.47	+0.000366

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	473.424	41.97	6.24
C _s	66.703	94.16	12.75
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 540.127 \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : 3.802 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : 26.149 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 473.424 \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 66.703 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.000 \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : 41.97 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 6.24 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : 94.16 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 12.75 \text{ mm}$$

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

$$e_T : 0.00 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

e_{cmax} : 0.0035

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

e_{smax} : 0.0000

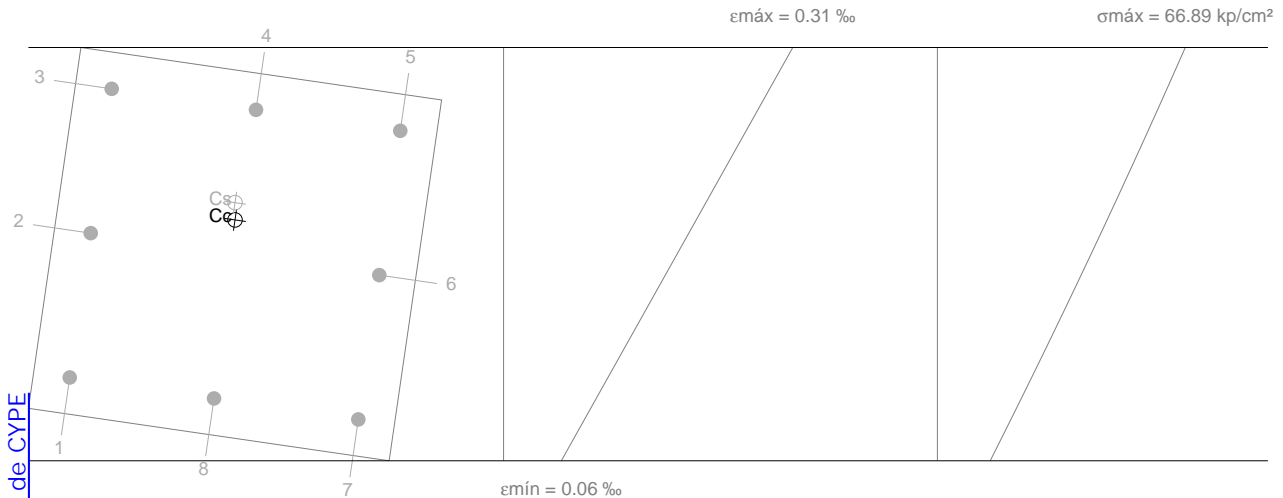
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

S_{cmax} : 235.24 kp/cm²

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+226.75	+0.000111
2	Ø20	0.00	200.00	+402.29	+0.000197
3	Ø20	200.00	200.00	+577.82	+0.000283
4	Ø20	200.00	0.00	+552.30	+0.000271
5	Ø20	200.00	-200.00	+526.78	+0.000258
6	Ø20	0.00	-200.00	+351.24	+0.000172
7	Ø20	-200.00	-200.00	+175.71	+0.000086
8	Ø20	-200.00	0.00	+201.23	+0.000099

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	103.081	46.44	6.75
Cs	9.469	69.89	10.16
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{112.550} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{0.792} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{5.449} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{103.081} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{9.469} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{46.44} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{6.75} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{69.89} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{10.16} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

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

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

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

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

e_T	:	0.00	mm
e_{cmax}	:	0.0003	
e_{smax}	:	0.0000	
s_{cmax}	:	66.89	kp/cm ²
s_{smax}	:	0.00	kp/cm ²

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

Relación entre las dimensiones mayor y menor de la sección (Anejo 10, Artículo 6.3):

$$\frac{b_{max}}{b_{min}} \leq 2.5$$

$$1.00 \leq 2.50 \quad \checkmark$$

Donde:

b_{max} : Dimensión máxima de la sección.

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

b_{max}	:	500.00	mm
b_{min}	:	500.00	mm

Armadura longitudinal

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \geq 0.01 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_l	:	25.13	cm ²
A_c	:	2500.00	cm ²

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \leq 0.06 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \leq 150.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_l	:	25.13	cm ²
A_c	:	2500.00	cm ²

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$n \geq 3$$

$$3 \geq 3 \quad \checkmark$$

Armadura transversal

Es necesario disponer armadura transversal que cumpla la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$\phi_{trans} \geq 8 \text{ mm}$$

$$10 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre las barras de la armadura transversal no debe superar al menor de los siguientes valores (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$s_o \leq s_{max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 y s_2 .

s_1 : $15 \cdot \phi_{min}$

s_2 : 150 mm

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

s_{max}	:	150	mm
s_1	:	300	mm
s_2	:	150	mm
ϕ_{min}	:	20	mm

Comprobaciones del pilar P7

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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



Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado. Soportes (CTE-DB-SI, Anejo)

Resistencia al fuego requerida

R 60



Dimensiones (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Lado menor del soporte

b_{min} : 500.0 mm \geq 200.0 mm



Distancia mínima equivalente al eje de las armaduras (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Para aplicación de las tablas, se define como distancia mínima equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \quad (C.1)$$

a_m : 51.0 mm \geq 20.0 mm



Siendo:

A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa.

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo, considerando los revestimientos en las condiciones que mas adelante se establecen.

Sin revestimiento

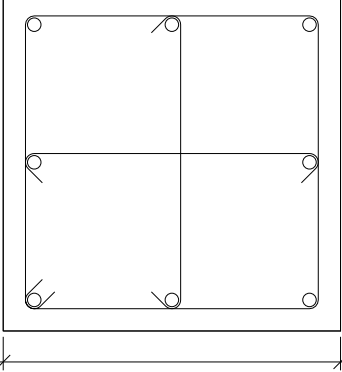
f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i .

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a los valores de la tabla C.1, siendo μ_r el coeficiente de sobredimensionado de la sección en estudio, definido en el apartado 6 del SI6.

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	51.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	51.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	51.0	500.00	0.0

Comprobaciones del pilar P7

8.- FORJADO 1 (0 - 3.1 M)

Datos del pilar	
 <p>50</p>	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 0.000/3.100 m
	Altura libre : 2.60 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 2.60 m
	Plano ZY : 2.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6+X1rØ6+Y1rØ6
	Separación : 6 - 15 cm
	Incendio
	Resistencia requerida : R 60

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{\min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$b_{\min} \geq 250 \text{ mm}$$

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{\min}$$

$$184 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

$$204 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{min}$$

$$54 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

$$s_3 : \underline{6} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\varnothing_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \varnothing_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$s_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min} \nlessgtr 300 \text{ mm}$$

$$60 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_t \leq b_{min}$$

$$60 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\varnothing_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$

$$6 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$\rho_l \geq 0.004$$

$$0.0101 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$102.478 \text{ t} \geq 25.209 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{252.090}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$$

$$102.478 \text{ t} \leq 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.017}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{2.111}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.593}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \frac{129.120}{\text{t}}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.083}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \frac{2.117}{\text{t}}$$

$$V_{rd2,y} : \frac{0.620}{\text{t}}$$

Comprobaciones del pilar P7

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{26.718} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·V(-Xexc. +)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{129.120} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.13}$$

$$0 < \sigma'_{cd} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{27.28} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{179.579} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{129.120} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.13}$$

$$0 < \sigma'_{cd} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{27.28} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{179.579} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc. +)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{26.449} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{26.718} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

g_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$g_c : \underline{1.5}$$

x : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$x : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{53.21} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{133.022} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Comprobaciones del pilar P7

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{26.449} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{26.718} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{53.21} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{133.022} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.013} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{0.504} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{1.638} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{132.505} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.060} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{0.504} \text{ t}$$

$$V_{rd2,y} : \underline{1.638} \text{ t}$$

$$V_{u2} : \underline{28.542} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{132.505} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.01}$$

$$0 < \sigma'_{cd} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{1.97} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{133.022} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{132.505} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.01}$$

$$0 < \sigma'_{cd} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{1.97} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Comprobaciones del pilar P7

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$N_d : \underline{133.022} \text{ t}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{28.232} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{28.542} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{53.21} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{133.022} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

Comprobaciones del pilar P7

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{28.232} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{28.542} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{53.21} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{133.022} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

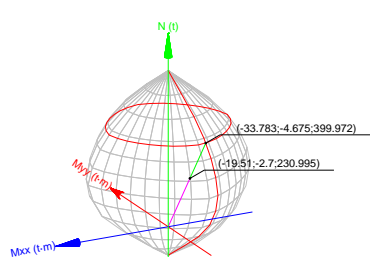
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc. +)".

Se debe satisfacer:

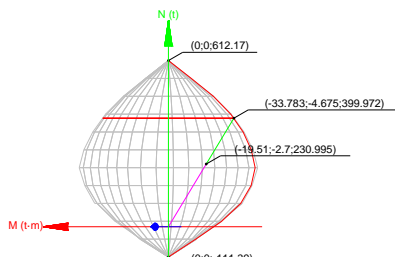
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.578} \checkmark$$

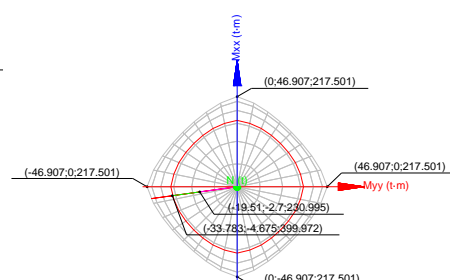
Comprobaciones del pilar P7



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{ed} : \frac{230.995}{t}$$

$$M_{ed,x} : \frac{-2.700}{t \cdot m}$$

$$M_{ed,y} : \frac{-19.510}{t \cdot m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \frac{399.972}{t}$$

$$M_{Rd,x} : \frac{-4.675}{t \cdot m}$$

$$M_{Rd,y} : \frac{-33.783}{t \cdot m}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$e_{e,x} : \frac{-84.46}{mm}$$

$$e_{e,y} : \frac{-11.69}{mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : \frac{25.00}{mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \frac{500.00}{mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \frac{-11.69}{mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \frac{-2.700}{t \cdot m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{230.995}{t}$$

Comprobaciones del pilar P7

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-84.46} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-19.510} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{230.995} \text{ t}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{18.01}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{57.38}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.45}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{230.995} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{18.01}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 2.600 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

λ_{inf} : 57.38

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 25.00 mm

e_1 : 25.00 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.45

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 230.995 t

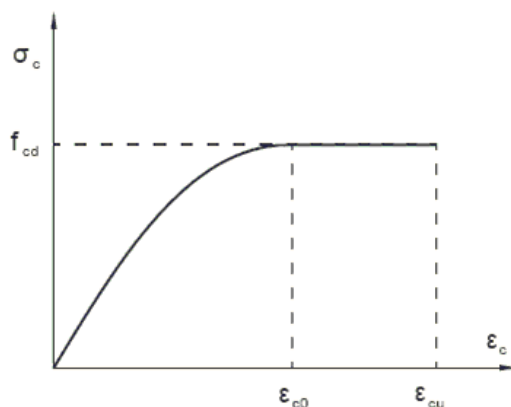
f_{cd} : 203.87 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

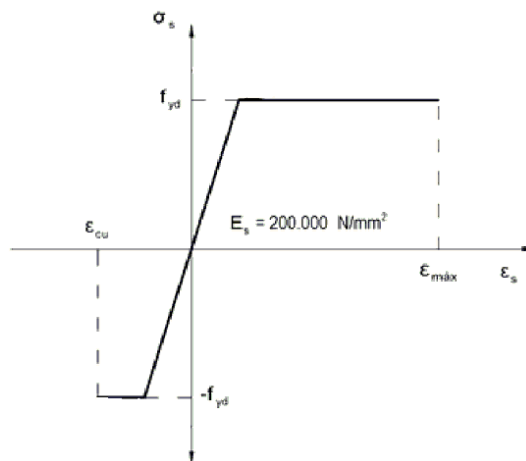
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

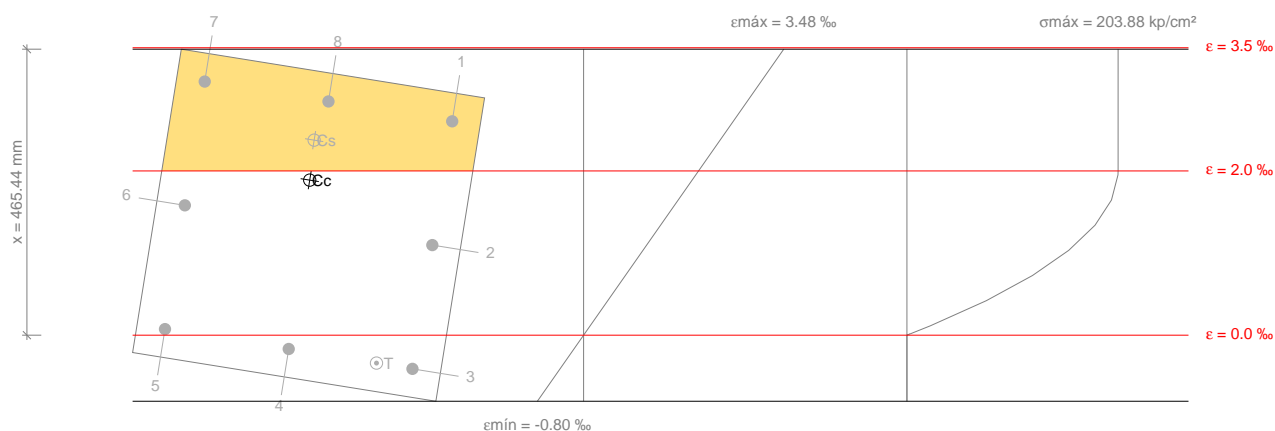
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

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)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+4077.47	+0.002604
2	Ø20	0.00	204.00	+2236.49	+0.001097
3	Ø20	204.00	204.00	-835.99	-0.000410
4	Ø20	204.00	0.00	-342.57	-0.000168
5	Ø20	204.00	-204.00	+150.86	+0.000074
6	Ø20	0.00	-204.00	+3223.34	+0.001581
7	Ø20	-204.00	-204.00	+4077.47	+0.003088
8	Ø20	-204.00	0.00	+4077.47	+0.002846

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	347.618	-72.74	-9.81
Cs	56.056	-138.13	-13.01
T	3.703	204.00	144.70

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{399.972} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-4.675} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-33.783} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{347.618} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{56.056} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{3.703} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-72.74} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-9.81} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-138.13} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-13.01} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{204.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{144.70} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0004}$$

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

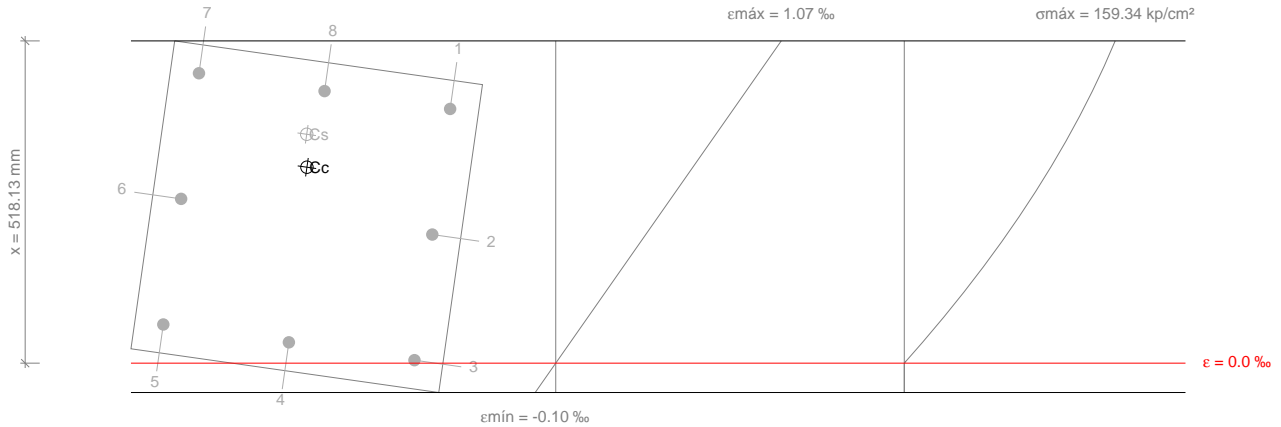
$$s_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{smax} : 835.99 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+1713.29	+0.000840
2	Ø20	0.00	204.00	+866.72	+0.000425
3	Ø20	204.00	204.00	+20.14	+0.000010
4	Ø20	204.00	0.00	+140.38	+0.000069
5	Ø20	204.00	-204.00	+260.61	+0.000128
6	Ø20	0.00	-204.00	+1107.19	+0.000543
7	Ø20	-204.00	-204.00	+1953.76	+0.000958
8	Ø20	-204.00	0.00	+1833.53	+0.000899

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	206.190	-78.84	-10.85
Cs	24.805	-131.24	-18.64
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{230.995} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{-2.700} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-19.510} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{206.190} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{24.805} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-78.84} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-10.85} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-131.24} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-18.64} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0011}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{cmax} : 159.34 kp/cm²

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

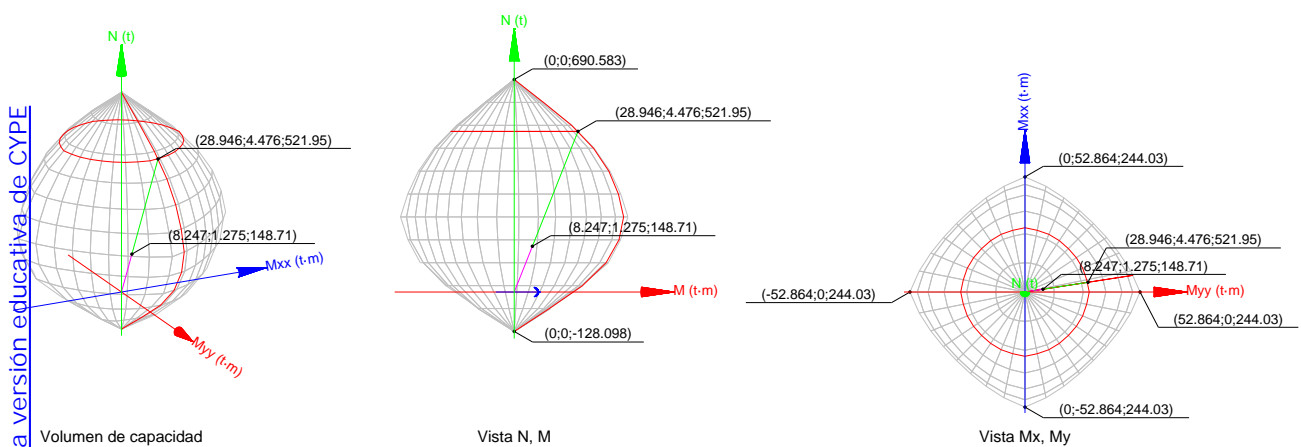
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

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

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.285 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{ed} : 148.710 t

$M_{ed,x}$: 1.275 t·m

$M_{ed,y}$: 8.247 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 521.950 t

$M_{Rd,x}$: 4.476 t·m

$M_{Rd,y}$: 28.946 t·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$e_{e,x}$: 55.46 mm

$e_{e,y}$: 8.57 mm

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Comprobaciones del pilar P7

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{\quad 25.00 \quad} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{\quad 500.00 \quad} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{\quad 8.57 \quad} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{\quad 1.275 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{\quad 148.710 \quad} \text{ t}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{\quad 25.00 \quad} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{\quad 500.00 \quad} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{\quad 55.46 \quad} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{\quad 8.247 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{\quad 148.710 \quad} \text{ t}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{\quad 18.01 \quad}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{\quad 2.600 \quad} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{\quad 14.43 \quad} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{\quad 2500.00 \quad} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{\quad 520833.33 \quad} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{\quad 76.82 \quad}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{\quad 25.00 \quad} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{\quad 25.00 \quad} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{\quad 500.00 \quad} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{\quad 0.21 \quad}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{\quad 0.25 \quad}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{148.710} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : \underline{18.01}$$

$$l_0 : \underline{2.600} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{inf} : \underline{56.73}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$e_2 : \underline{55.46} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{55.46} \text{ mm}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.25}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{148.710} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

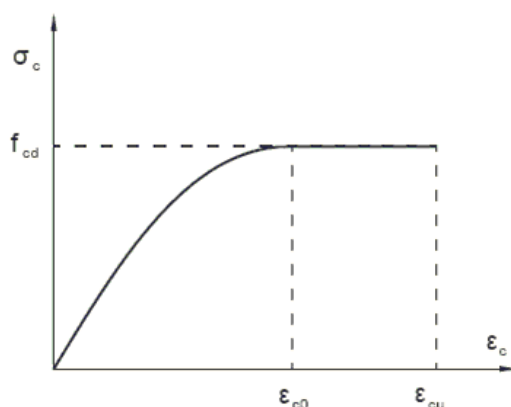
$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

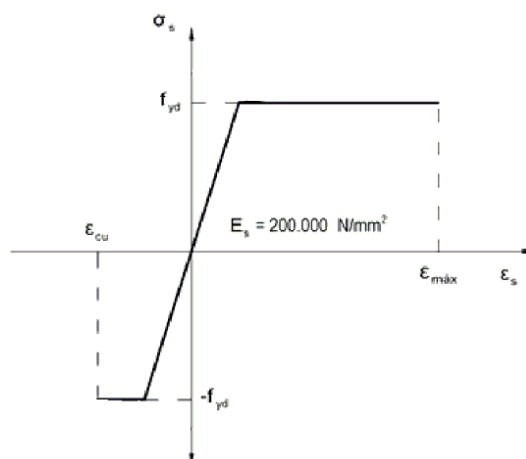
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

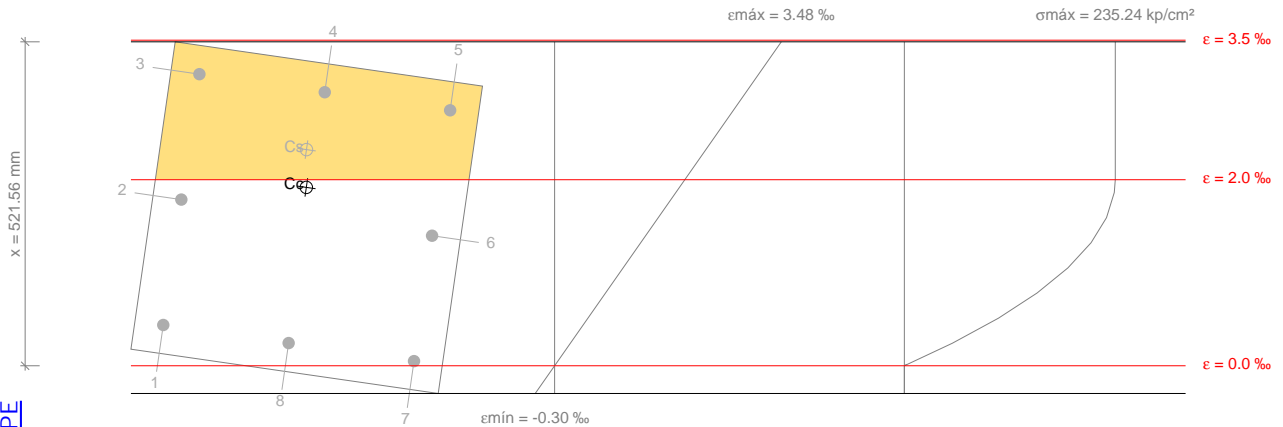
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P7

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+893.55	+0.000438
2	Ø20	0.00	204.00	+3642.18	+0.001786
3	Ø20	204.00	204.00	+4077.47	+0.003135
4	Ø20	204.00	0.00	+4077.47	+0.002940
5	Ø20	204.00	-204.00	+4077.47	+0.002746
6	Ø20	0.00	-204.00	+2850.19	+0.001398
7	Ø20	-204.00	-204.00	+101.56	+0.000050
8	Ø20	-204.00	0.00	+497.55	+0.000244

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	458.435	48.13	7.55
C _s	63.515	108.37	15.98
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 521.950 \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : 4.476 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : 28.946 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 458.435 \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 63.515 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.000 \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : 48.13 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 7.55 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : 108.37 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 15.98 \text{ mm}$$

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

$$e_T : 0.00 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

e_{cmax} : 0.0035

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

e_{smax} : 0.0000

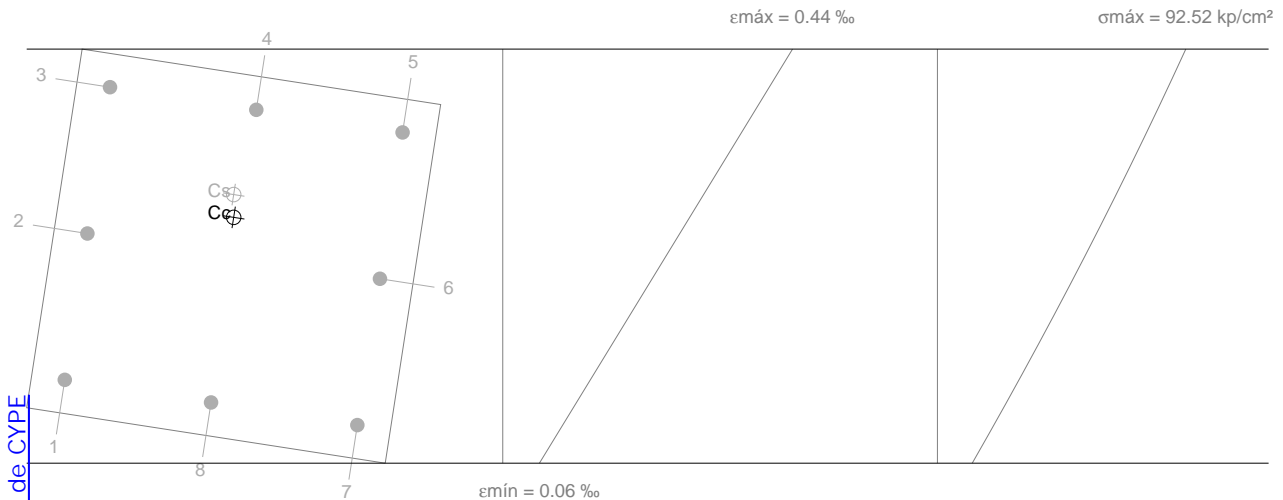
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

S_{cmax} : 235.24 kp/cm²

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+272.52	+0.000134
2	Ø20	0.00	204.00	+550.80	+0.000270
3	Ø20	204.00	204.00	+829.08	+0.000407
4	Ø20	204.00	0.00	+786.05	+0.000386
5	Ø20	204.00	-204.00	+743.02	+0.000364
6	Ø20	0.00	-204.00	+464.74	+0.000228
7	Ø20	-204.00	-204.00	+186.46	+0.000091
8	Ø20	-204.00	0.00	+229.49	+0.000113

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	135.948	52.79	8.16
Cs	12.762	83.85	12.97
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{148.710} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{1.275} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{8.247} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{135.948} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{12.762} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{52.79} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{8.16} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{83.85} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{12.97} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

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

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

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

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

e_T	:	0.00	mm
e_{cmax}	:	0.0004	
e_{smax}	:	0.0000	
s_{cmax}	:	92.52	kp/cm ²
s_{smax}	:	0.00	kp/cm ²

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

Relación entre las dimensiones mayor y menor de la sección (Anejo 10, Artículo 6.3):

$$\frac{b_{max}}{b_{min}} \leq 2.5$$

$$1.00 \leq 2.50 \quad \checkmark$$

Donde:

b_{max} : Dimensión máxima de la sección.

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

b_{max}	:	500.00	mm
b_{min}	:	500.00	mm

Armadura longitudinal

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \geq 0.01 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_l	:	25.13	cm ²
A_c	:	2500.00	cm ²

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \leq 0.06 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \leq 150.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_l	:	25.13	cm ²
A_c	:	2500.00	cm ²

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$n \geq 3$$

$$3 \geq 3 \quad \checkmark$$

Armadura transversal

Es necesario disponer armadura transversal que cumpla la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$\phi_{trans} \geq 8 \text{ mm}$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre las barras de la armadura transversal no debe superar al menor de los siguientes valores (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$s_o \leq s_{max}$$

$$60 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 y s_2 .

s_1 : $15 \cdot \phi_{min}$

s_2 : 150 mm

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

s_{max}	:	150	mm
s_1	:	300	mm
s_2	:	150	mm

ϕ_{min}	:	20	mm
--------------	---	----	----

Comprobaciones del pilar P7

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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



Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado. Soportes (CTE-DB-SI, Anejo)

Resistencia al fuego requerida

R 60



Dimensiones (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Lado menor del soporte

b_{min} : 500.0 mm \geq 200.0 mm



Distancia mínima equivalente al eje de las armaduras (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Para aplicación de las tablas, se define como distancia mínima equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \quad (C.1)$$

a_m : 47.0 mm \geq 20.0 mm



Siendo:

A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa.

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo, considerando los revestimientos en las condiciones que mas adelante se establecen.

Sin revestimiento

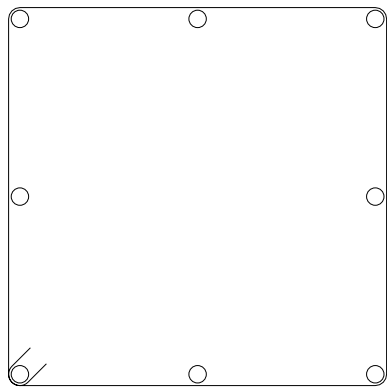
f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i .

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a los valores de la tabla C.1, siendo μ_{fi} el coeficiente de sobredimensionado de la sección en estudio, definido en el apartado 6 del SI6.

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	47.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	47.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	47.0	500.00	0.0

Comprobaciones del pilar P7

9.- CIMENTACIÓN

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : -0.710/0.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, Yc=1.5
	Acero : B 500 S, Ys=1.15
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 2.60 m
	Plano ZY : 2.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 4.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

h : 0.017 ✓

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{rd1,x}$: 2.117 t

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$V_{rd1,y}$: 0.620 t

$V_{u1,x}$: 134.636 t

$V_{u1,y}$: 119.080 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+1.5·V(-Xexc.+).

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

V_{u1} : 134.636 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

K : 1.18

$$0 < \sigma'_{cd} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 203.87 kp/cm²

Producido por una viga de tipo T

Comprobaciones del pilar P7

s'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

K : Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$0 < \sigma'_{cd} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

s'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$s'_{cd} : \underline{37.15} \text{ kp/cm}^2$$

$$N_d : \underline{134.647} \text{ t}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{u1} : \underline{119.080} \text{ t}$$

$$K : \underline{1.05}$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$s'_{cd} : \underline{9.30} \text{ kp/cm}^2$$

$$N_d : \underline{134.647} \text{ t}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P7

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.013} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{0.504} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{1.638} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{132.868} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·SX+SY.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{132.868} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.01}$$

$$0 < \sigma'_{cd} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{2.62} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{134.647} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{132.868} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.01}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$0 < \sigma'_{cd} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{2.62} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{134.647} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_o : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_o : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

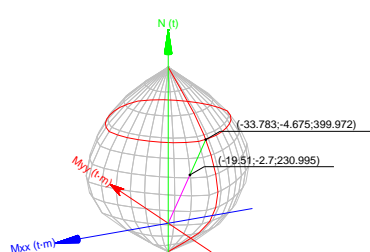
Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
 (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.05 \cdot Qa + 1.5 \cdot V(-Xexc. +)$.

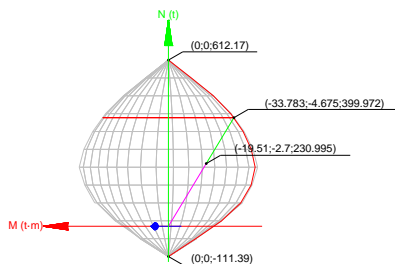
Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

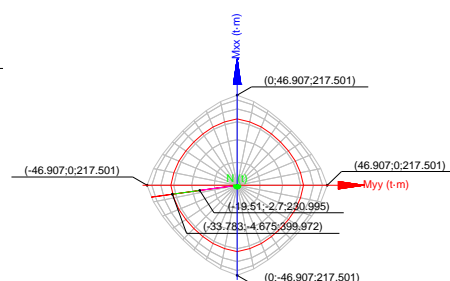
$$h : \underline{0.578} \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

Comprobaciones del pilar P7

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{array}{rcl} N_{ed} & : & 230.995 \text{ t} \\ M_{ed,x} & : & -2.700 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{ed,y} & : & -19.510 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{rcl} N_{Rd} & : & 399.972 \text{ t} \\ M_{Rd,x} & : & -4.675 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & -33.783 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}, e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

En el eje y:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$\begin{array}{rcl} e_{e,x} & : & -84.46 \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & -11.69 \text{ mm} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} e_{min} & : & 25.00 \text{ mm} \\ h & : & 500.00 \text{ mm} \\ e_0 & : & -11.69 \text{ mm} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} M_d & : & -2.700 \text{ t}\cdot\text{m} \\ N_d & : & 230.995 \text{ t} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} e_{min} & : & 25.00 \text{ mm} \\ h & : & 500.00 \text{ mm} \\ e_0 & : & -84.46 \text{ mm} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} M_d & : & -19.510 \text{ t}\cdot\text{m} \\ N_d & : & 230.995 \text{ t} \end{array}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

Comprobaciones del pilar P7

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : 18.01$$

$$l_0 : 2.600 \text{ m}$$

$$i_c : 14.43 \text{ cm}$$

$$A_c : 2500.00 \text{ cm}^2$$

$$I : 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{inf} : 57.38$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$e_2 : 25.00 \text{ mm}$$

$$e_1 : 25.00 \text{ mm}$$

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

$$C : 0.21$$

$$n : 0.45$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : 230.995 \text{ t}$$

$$f_{cd} : 203.87 \text{ kp/cm}^2$$

$$A_c : 2500.00 \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : 18.01$$

$$l_0 : 2.600 \text{ m}$$

$$i_c : 14.43 \text{ cm}$$

$$A_c : 2500.00 \text{ cm}^2$$

$$I : 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{inf} : 57.38$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$e_2 : 25.00 \text{ mm}$$

$$e_1 : 25.00 \text{ mm}$$

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

$$C : 0.21$$

Comprobaciones del pilar P7

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

n : 0.45

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 230.995 t

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 203.87 kp/cm²

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 2500.00 cm²

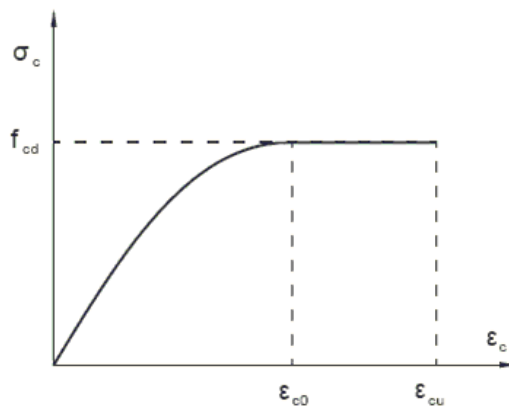
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

Diagramas de cálculo.

- (i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 203.87 kp/cm²

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{cd} : 0.0020

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ϵ_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

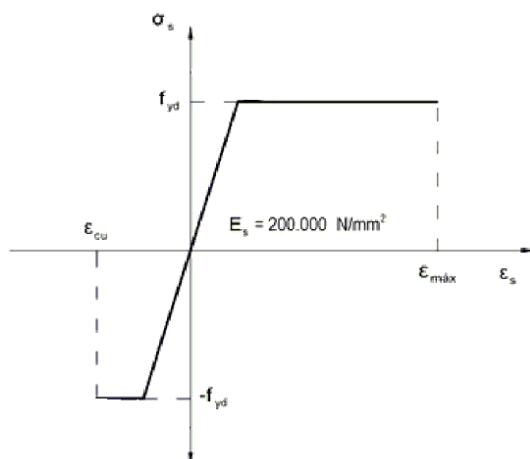
f_{ck} : 305.81 kp/cm²

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

γ_c : 1.5

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

Comprobaciones del pilar P7



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

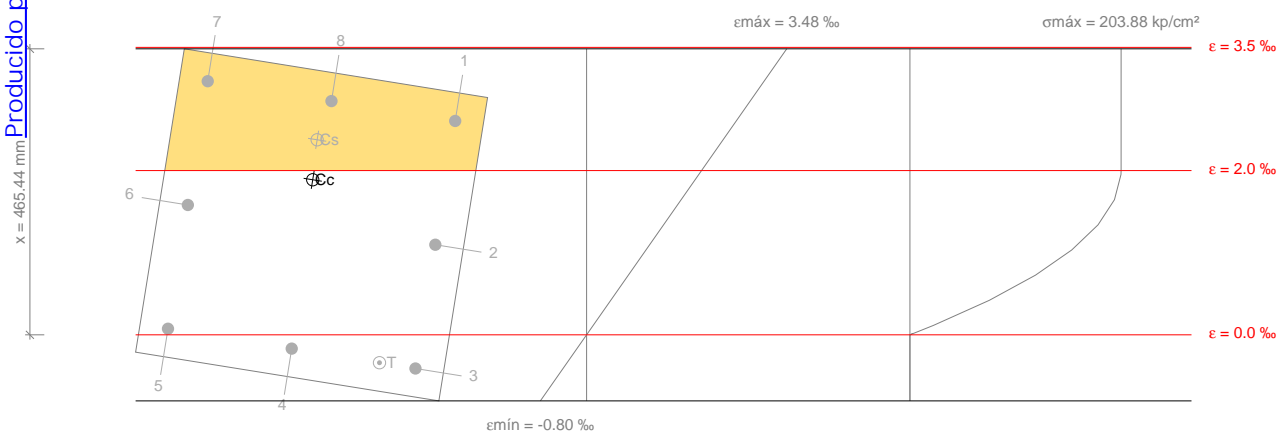
$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+4077.47	+0.002604
2	Ø20	0.00	204.00	+2236.49	+0.001097
3	Ø20	204.00	204.00	-835.99	-0.000410
4	Ø20	204.00	0.00	-342.57	-0.000168
5	Ø20	204.00	-204.00	+150.86	+0.000074
6	Ø20	0.00	-204.00	+3223.34	+0.001581

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
7	Ø20	-204.00	-204.00	+4077.47	+0.003088
8	Ø20	-204.00	0.00	+4077.47	+0.002846

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	347.618	-72.74	-9.81
Cs	56.056	-138.13	-13.01
T	3.703	204.00	144.70

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{399.972} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-4.675} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-33.783} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{347.618} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{56.056} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{3.703} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-72.74} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-9.81} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-138.13} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-13.01} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{204.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{144.70} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0004}$$

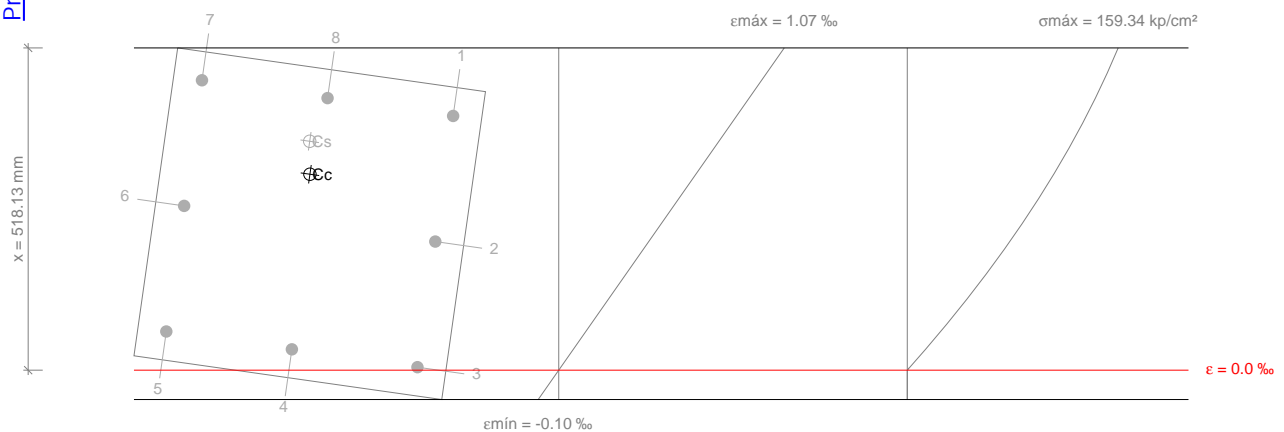
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$S_{smax} : \underline{835.99} \text{ kp/cm}^2$$

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+1713.29	+0.000840
2	Ø20	0.00	204.00	+866.72	+0.000425
3	Ø20	204.00	204.00	+20.14	+0.000010

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
4	Ø20	204.00	0.00	+140.38	+0.000069
5	Ø20	204.00	-204.00	+260.61	+0.000128
6	Ø20	0.00	-204.00	+1107.19	+0.000543
7	Ø20	-204.00	-204.00	+1953.76	+0.000958
8	Ø20	-204.00	0.00	+1833.53	+0.000899

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	206.190	-78.84	-10.85
C _s	24.805	-131.24	-18.64
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{230.995} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{-2.700} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-19.510} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{206.190} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{24.805} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-78.84} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-10.85} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-131.24} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-18.64} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0011}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

$$S_{cmax} : \underline{159.34} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$S_{smax} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

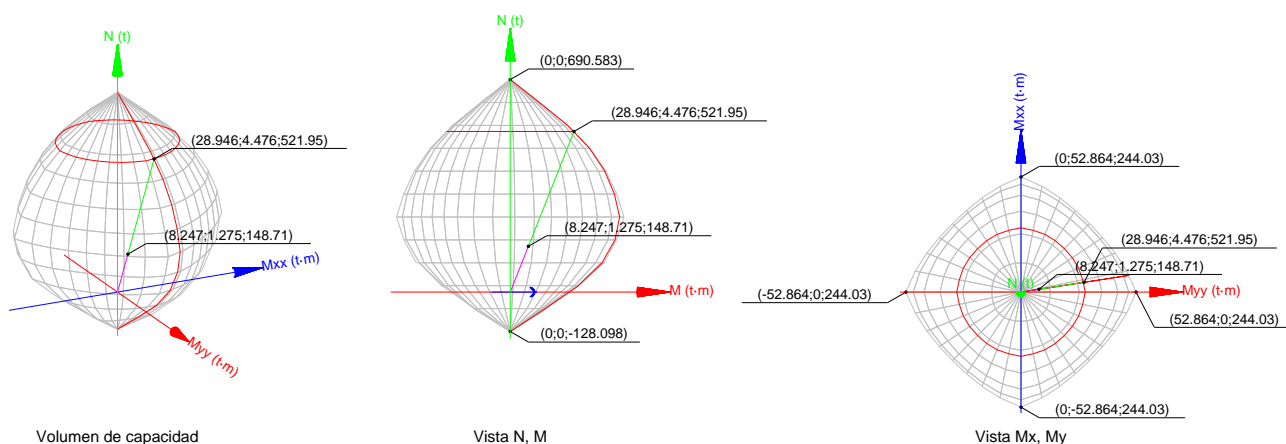
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa+0.3·SY.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.285} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{array}{rcl} N_{ed} & : & 148.710 \text{ t} \\ M_{ed,x} & : & 1.275 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{ed,y} & : & 8.247 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{rcl} N_{Rd} & : & 521.950 \text{ t} \\ M_{Rd,x} & : & 4.476 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & 28.946 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$\begin{array}{rcl} e_{e,x} & : & 55.46 \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & 8.57 \text{ mm} \end{array}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : 25.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : 8.57 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : 1.275 \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 148.710 \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar P7

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{55.46} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{8.247} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{148.710} \text{ t}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{18.01}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{76.82}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.25}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{148.710} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{18.01}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 2.600 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

λ_{inf} : 56.73

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 55.46 mm

e_1 : 55.46 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.25

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 148.710 t

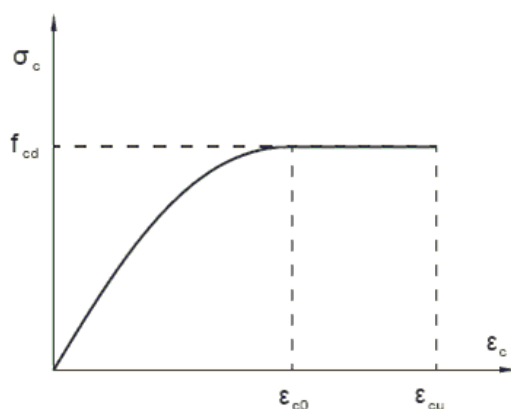
f_{cd} : 235.24 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

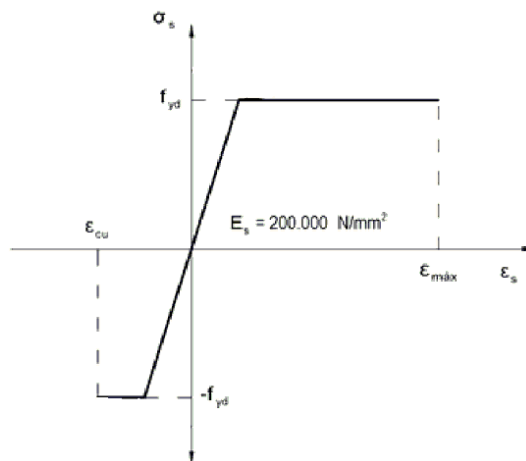
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

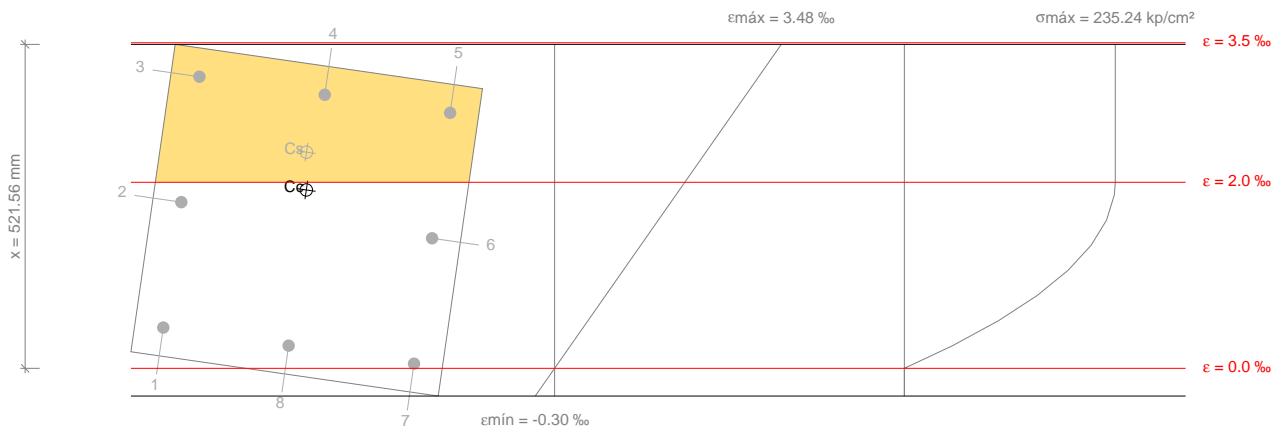
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+893.55	+0.000438
2	Ø20	0.00	204.00	+3642.18	+0.001786
3	Ø20	204.00	204.00	+4077.47	+0.003135
4	Ø20	204.00	0.00	+4077.47	+0.002940
5	Ø20	204.00	-204.00	+4077.47	+0.002746
6	Ø20	0.00	-204.00	+2850.19	+0.001398
7	Ø20	-204.00	-204.00	+101.56	+0.000050
8	Ø20	-204.00	0.00	+497.55	+0.000244

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	458.435	48.13	7.55
C _s	63.515	108.37	15.98
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{521.950} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{4.476} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{28.946} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{458.435} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{63.515} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{48.13} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{7.55} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{108.37} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{15.98} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

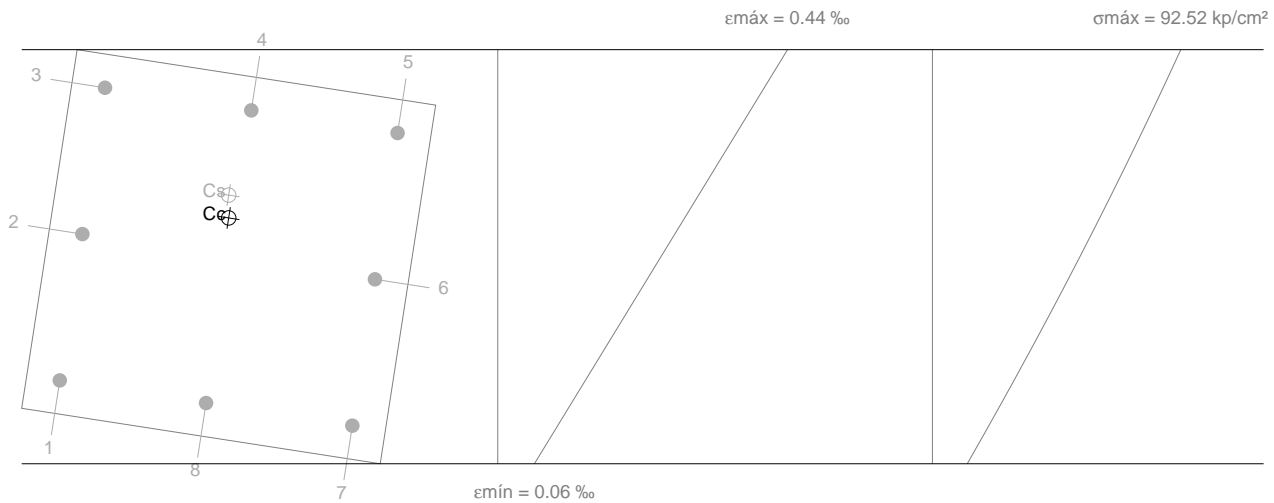
$$S_{cmax} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

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

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+272.52	+0.000134
2	Ø20	0.00	204.00	+550.80	+0.000270
3	Ø20	204.00	204.00	+829.08	+0.000407
4	Ø20	204.00	0.00	+786.05	+0.000386
5	Ø20	204.00	-204.00	+743.02	+0.000364
6	Ø20	0.00	-204.00	+464.74	+0.000228
7	Ø20	-204.00	-204.00	+186.46	+0.000091
8	Ø20	-204.00	0.00	+229.49	+0.000113

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	135.948	52.79	8.16
Cs	12.762	83.85	12.97
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{148.710} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{1.275} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{8.247} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{135.948} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{12.762} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{52.79} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{8.16} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{83.85} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{12.97} \text{ mm}$$

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

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

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

S_{cmax} : 92.52 kp/cm²

S_{smax} : 0.00 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

La comprobación no procede

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

La comprobación no procede

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

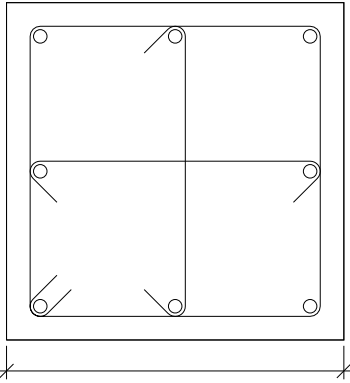
En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



1.- FORJADO 1 (7.1 - 8 M).....	2
2.- FORJADO 1 (0 - 7.1 M).....	24
3.- CIMENTACIÓN.....	47

Comprobaciones del pilar P16

1.- FORJADO 1 (7.1 - 8 M)

Datos del pilar	
 <p>50</p>	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 7.100/8.000 m
	Altura libre : 0.60 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 0.60 m
	Plano ZY : 0.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ10+X1rØ10+Y1rØ10
	Separación : 5 cm
	Incendio
	Resistencia requerida : R 60

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$b_{min} \geq 250 \text{ mm}$$

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{min}$$

$$180 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P16

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_l \geq s_{min}$$

$$40 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{10} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\varnothing_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \varnothing_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$s_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min} \nlessgtr 300 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_t \leq b_{min}$$

$$50 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\varnothing_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$

$$10 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P16

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$\rho_l \geq 0.004$$

$$0.0101 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$102.478 \text{ t} \geq 0.694 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{6.939}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$$

$$102.478 \text{ t} \leq 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.037}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{4.085}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.994}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \frac{113.150}{\text{t}}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.336}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \frac{4.085}{\text{t}}$$

$$V_{rd2,y} : \frac{0.994}{\text{t}}$$

Comprobaciones del pilar P16

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{12.496} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.150} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-14.22} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{6.228} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{113.150} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-14.22} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{6.228} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

Comprobaciones del pilar P16

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{12.245} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{12.496} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

g_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$g_c : \underline{1.5}$$

x : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$x : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{2.49} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{6.228} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P16

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{12.245} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{12.496} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{2.49} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{6.228} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.019} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{1.685} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{1.771} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.173} \quad \checkmark$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P16

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{1.685} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{rd2,y} : \underline{1.771} \text{ t}$$

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

$$V_{u2} : \underline{14.142} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-17.34} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{4.693} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

a: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{130.558} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-17.34} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{4.693} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P16

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

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

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{13.852} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{14.142} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{1.88} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{4.693} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P16

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{13.852} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{14.142} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{370.00} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.74}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{1.88} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{4.693} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0085}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

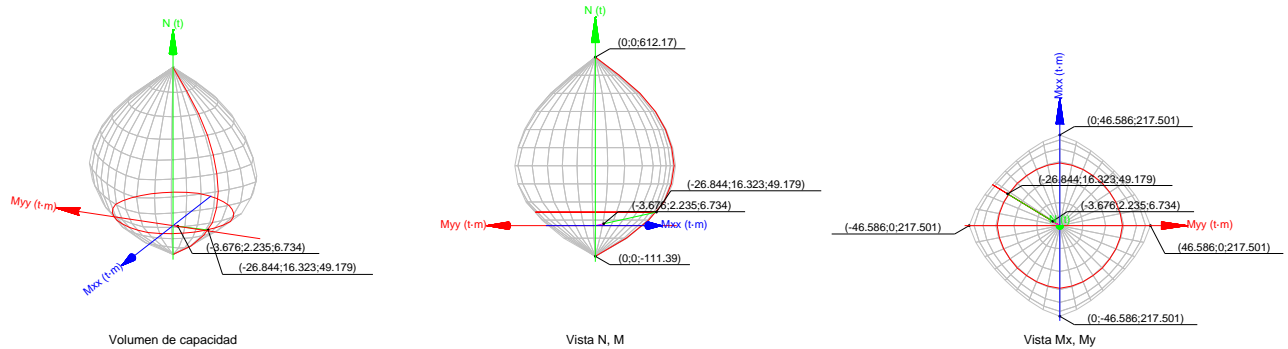
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc. +)".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.137} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P16



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{ed} : \underline{6.734} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} : \underline{2.235} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{-3.676} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{49.179} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{16.323} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-26.844} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$e_{e,x} : \underline{-545.84} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{331.91} \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{331.91} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{2.235} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{6.734} \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar P16

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-545.84} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-3.676} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{6.734} \text{ t}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{4.16}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{0.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{331.91} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{331.91} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.01}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{6.734} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{4.16}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P16

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 0.600 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

λ_{inf} : 100.00

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 25.00 mm

e_1 : 25.00 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.01

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 6.734 t

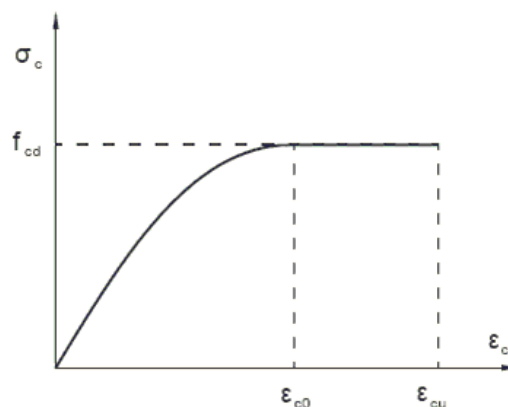
f_{cd} : 203.87 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P16

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

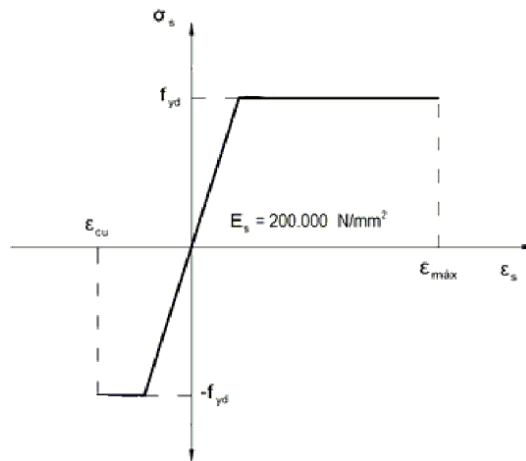
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

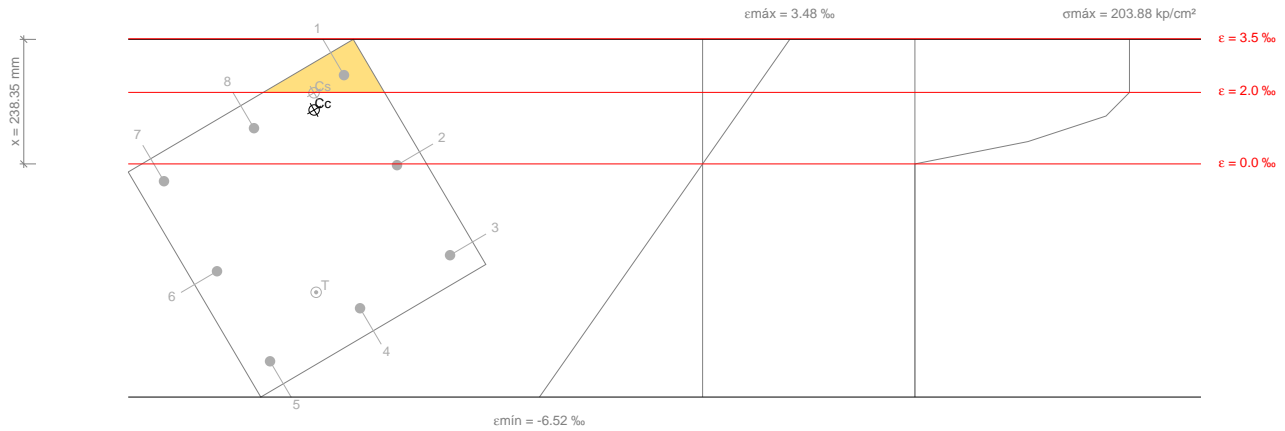
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P16

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)	S_s (kp/cm²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+4077.47	+0.002482
2	Ø20	0.00	200.00	-72.20	-0.000035
3	Ø20	200.00	200.00	-4432.03	-0.002553
4	Ø20	200.00	0.00	-4432.04	-0.004036
5	Ø20	200.00	-200.00	-4432.04	-0.005520
6	Ø20	0.00	-200.00	-4432.04	-0.003002
7	Ø20	-200.00	-200.00	-987.66	-0.000484
8	Ø20	-200.00	0.00	+2036.49	+0.000999

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	88.996	-171.56	116.87
Cs	19.208	-200.00	133.38
T	59.024	131.02	-56.92

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{49.179} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{16.323} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-26.844} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{88.996} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{19.208} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{59.024} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-171.56} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{116.87} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-200.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{133.38} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{131.02} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-56.92} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0055}$$

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

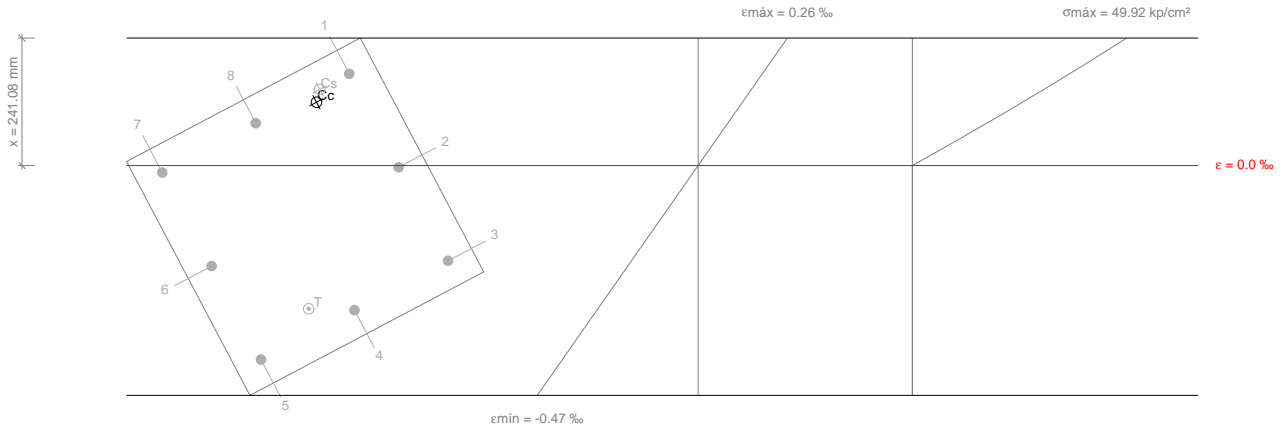
$$s_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P16

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

S_{smax} : 4432.04 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+384.46	+0.000189
2	Ø20	0.00	200.00	-7.41	-0.000004
3	Ø20	200.00	200.00	-399.28	-0.000196
4	Ø20	200.00	0.00	-606.18	-0.000297
5	Ø20	200.00	-200.00	-813.09	-0.000399
6	Ø20	0.00	-200.00	-421.22	-0.000207
7	Ø20	-200.00	-200.00	-29.35	-0.000014
8	Ø20	-200.00	0.00	+177.56	+0.000087

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	12.120	-181.38	120.06
Cs	1.766	-200.00	136.81
T	7.152	157.19	-75.29

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{6.734} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{2.235} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-3.676} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{12.120} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{1.766} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{7.152} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-181.38} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{120.06} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-200.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{136.81} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{157.19} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-75.29} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0003}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0004}$$

Comprobaciones del pilar P16

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

S_{cmax} : 49.92 kp/cm²

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

S_{smax} : 813.09 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

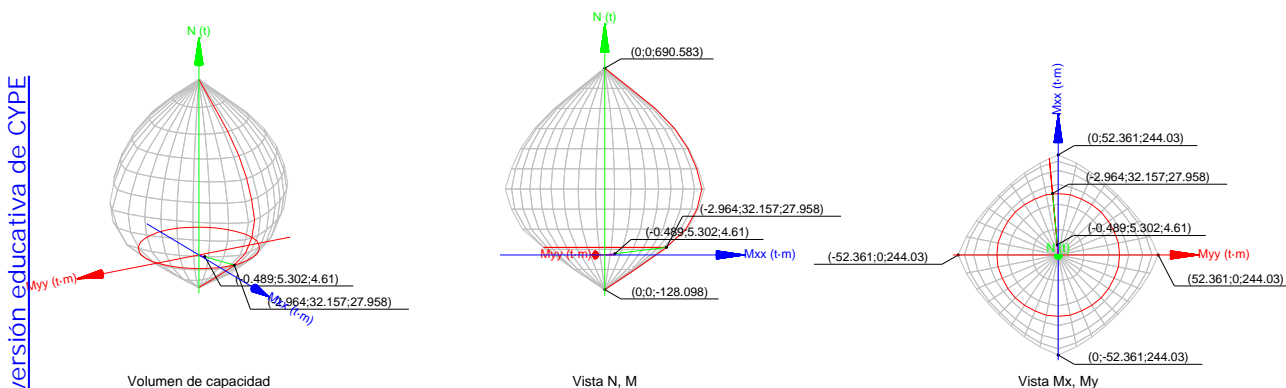
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM-0.3·SX-SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η_1 : 0.165 ✓

Producido por una versión educativa de CYPE



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

N_{ed} : 4.610 t

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$M_{ed,x}$: 5.302 t·m

$M_{ed,y}$: -0.489 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 27.958 t

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$M_{Rd,x}$: 32.157 t·m

$M_{Rd,y}$: -2.964 t·m

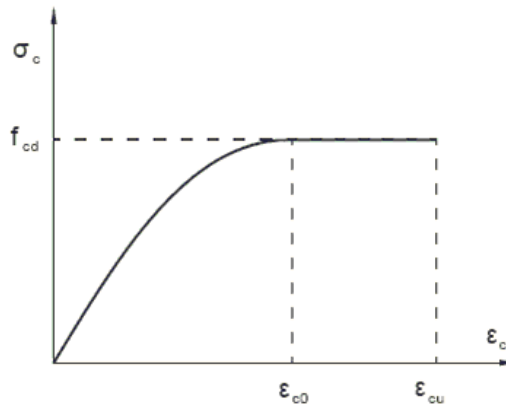
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.

Comprobaciones del pilar P16

- (i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{cd} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

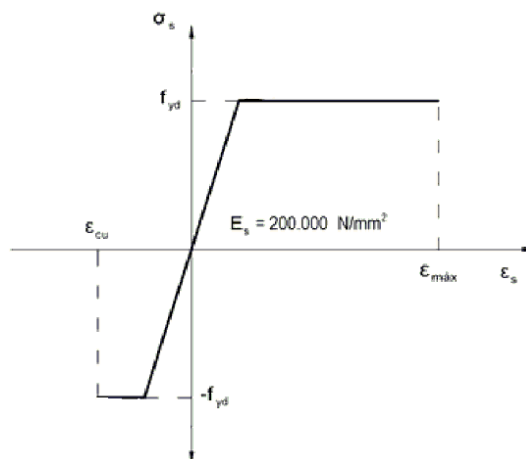
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

Comprobaciones del pilar P16

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

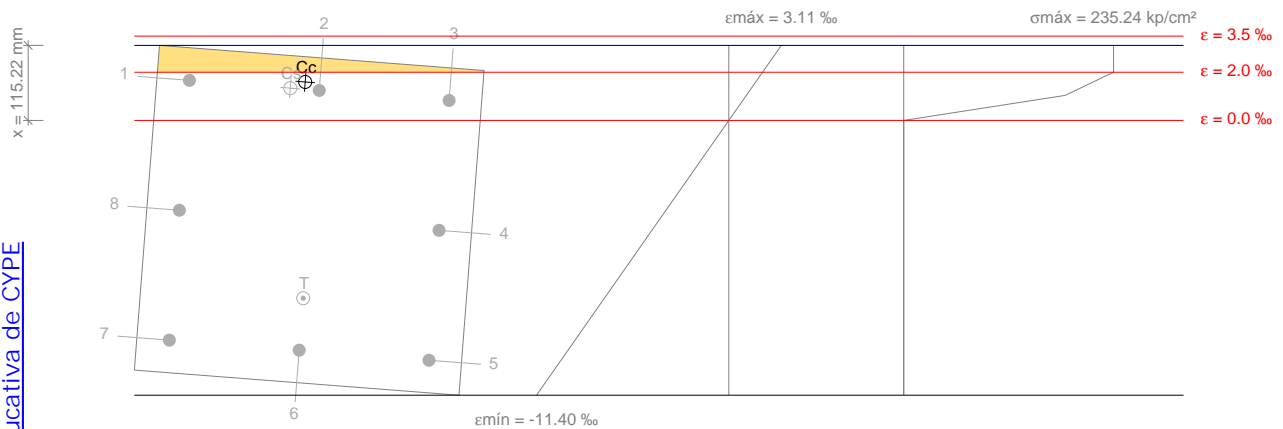
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

f_{yk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s : 1.00

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+3389.67	+0.001663
2	Ø20	0.00	200.00	+2539.65	+0.001246
3	Ø20	200.00	200.00	+1689.63	+0.000829
4	Ø20	200.00	0.00	-5096.84	-0.004561
5	Ø20	200.00	-200.00	-5096.84	-0.009950
6	Ø20	0.00	-200.00	-5096.84	-0.009533
7	Ø20	-200.00	-200.00	-5096.84	-0.009116
8	Ø20	-200.00	0.00	-5096.84	-0.003727

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	84.084	-22.55	211.24
Cs	23.936	-44.63	200.00
T	80.061	0.00	-120.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

N_{Rd} : 27.958 t

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

$M_{Rd,x}$: 32.157 t·m

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

$M_{Rd,y}$: -2.964 t·m

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_c : 84.084 t

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

C_s : 23.936 t

T : Resultante de tracciones en el acero.

T : 80.061 t

Comprobaciones del pilar P16

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

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

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

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

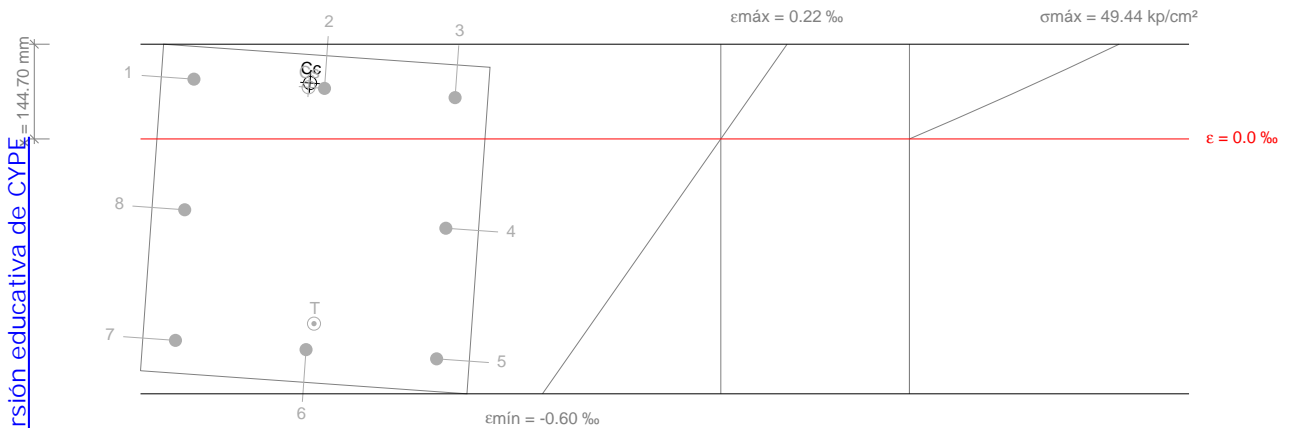
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

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

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

$e_{cc,x}$:	<u>-22.55</u>	mm
$e_{cc,y}$:	<u>211.24</u>	mm
$e_{cs,x}$:	<u>-44.63</u>	mm
$e_{cs,y}$:	<u>200.00</u>	mm
$e_{T,x}$:	<u>0.00</u>	mm
$e_{T,y}$:	<u>-120.00</u>	mm
e_{cmax}	:	<u>0.0031</u>	
e_{smax}	:	<u>0.0099</u>	
S_{cmax}	:	<u>235.24</u>	kp/cm ²
S_{smax}	:	<u>5096.84</u>	kp/cm ²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-200.00	200.00	+286.26	+0.000140
2	Ø20	0.00	200.00	+242.04	+0.000119
3	Ø20	200.00	200.00	+197.81	+0.000097
4	Ø20	200.00	0.00	-427.71	-0.000210
5	Ø20	200.00	-200.00	-1053.24	-0.000517
6	Ø20	0.00	-200.00	-1009.01	-0.000495
7	Ø20	-200.00	-200.00	-964.78	-0.000473
8	Ø20	-200.00	0.00	-339.26	-0.000166

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	14.248	-22.60	206.64
Cs	2.281	-24.36	200.00
T	11.919	9.33	-159.57

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{4.610} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{5.302} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-0.489} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{14.248} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{2.281} \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar P16

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

T :	<u>11.919</u>	t
$e_{cc,x}$:	<u>-22.60</u>	mm
$e_{cc,y}$:	<u>206.64</u>	mm
$e_{cs,x}$:	<u>-24.36</u>	mm
$e_{cs,y}$:	<u>200.00</u>	mm
$e_{T,x}$:	<u>9.33</u>	mm
$e_{T,y}$:	<u>-159.57</u>	mm
e_{cmax} :	<u>0.0002</u>	
e_{smax} :	<u>0.0005</u>	
S_{cmax} :	<u>49.44</u>	kp/cm ²
S_{smax} :	<u>1053.24</u>	kp/cm ²

Comprobaciones del pilar P16

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

Relación entre las dimensiones mayor y menor de la sección (Anejo 10, Artículo 6.3):

$$\frac{b_{\max}}{b_{\min}} \leq 2.5 \quad 1.00 \leq 2.50 \quad \checkmark$$

Donde:

b_{\max} : Dimensión máxima de la sección.

$$b_{\max} : \frac{500.00}{\text{mm}}$$

b_{\min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{\min} : \frac{500.00}{\text{mm}}$$

Armadura longitudinal

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \geq 0.01 \cdot A_c \quad 25.13 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \leq 0.06 \cdot A_c \quad 25.13 \text{ cm}^2 \leq 150.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$n \geq 3 \quad 3 \geq 3 \quad \checkmark$$

Armadura transversal

Es necesario disponer armadura transversal que cumpla la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$\phi_{\text{trans}} \geq 8 \text{ mm} \quad 10 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre las barras de la armadura transversal no debe superar al menor de los siguientes valores (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$s_o \leq s_{\max} \quad 50 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\max} : Valor mínimo de s_1 y s_2 .

$$s_{\max} : \frac{150}{\text{mm}}$$

s_1 : $15 \cdot \phi_{\min}$

$$s_1 : \frac{300}{\text{mm}}$$

s_2 : 150 mm

$$s_2 : \frac{150}{\text{mm}}$$

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \frac{20}{\text{mm}}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Comprobaciones del pilar P16

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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



Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado. Soportes (CTE-DB-SI, Anejo C)

Resistencia al fuego requerida

R 60

Dimensiones (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Lado menor del soporte

b_{min} : 500.0 mm ³ 200.0 mm

Distancia mínima equivalente al eje de las armaduras (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Para aplicación de las tablas, se define como distancia mínima equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \quad (C.1)$$

a_m : 51.0 mm ³ 20.0 mm

Siendo:

A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa.

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo, considerando los revestimientos en las condiciones que mas adelante se establecen.

Sin revestimiento

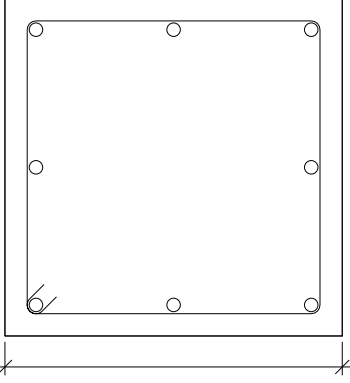
f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i .

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a los valores de la tabla C.1, siendo μ_{fi} el coeficiente de sobredimensionado de la sección en estudio, definido en el apartado 6 del SI6.

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	51.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	51.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	51.0	500.00	0.0

Comprobaciones del pilar P16

2.- FORJADO 1 (0 - 7.1 M)

Datos del pilar	
 <p>50</p>	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : 0.000/7.100 m
	Altura libre : 6.60 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 6.60 m
	Plano ZY : 6.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6
	Separación : 6 - 15 cm
	Incendio
	Resistencia requerida : R 60

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{\min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$b_{\min} \geq 250 \text{ mm}$$

$$500.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{\min}$$

$$184 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{\max}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

$$204 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$\varnothing \geq 12 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P16

La distancia libre d_i , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$d_i \geq s_{min}$$

$$54 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \cdot d_a$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = \varnothing_{max}$$

$$s_3 : \underline{6} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\varnothing_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \varnothing_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$s_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min} \nlessgtr 300 \text{ mm}$$

$$60 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_t \leq b_{min}$$

$$60 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\varnothing_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$$

$$6 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P16

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal ρ_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84$ kp/cm² debe cumplir:

$$\rho_l \geq 0.004$$

$$0.0101 \geq 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1 \cdot N_d$$

$$102.478 \text{ t} \geq 4.248 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{42.484}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_c$$

$$102.478 \text{ t} \leq 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.040}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{4.450}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.994}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \frac{113.884}{\text{t}}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \frac{0.283}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \frac{4.450}{\text{t}}$$

$$V_{rd2,y} : \frac{0.994}{\text{t}}$$

Comprobaciones del pilar P16

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

s'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

s'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

$$V_{u2} : \underline{16.097} \text{ t}$$

$$V_{u1} : \underline{113.884} \text{ t}$$

$$K : \underline{1.00}$$

$$s'_{cd} : \underline{-1.53} \text{ kp/cm}^2$$

$$N_d : \underline{37.951} \text{ t}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{u1} : \underline{113.884} \text{ t}$$

$$K : \underline{1.00}$$

$$s'_{cd} : \underline{-29.38} \text{ kp/cm}^2$$

$$N_d : \underline{37.951} \text{ t}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P16

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{15.828} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{16.097} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{15.18} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{37.951} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P16

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{15.828} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{16.097} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{15.18} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{37.951} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.019} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{1.686} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{1.829} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd2,x}}{V_{u2,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rd2,y}}{V_{u2,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.150} \quad \checkmark$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P16

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{1.686} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{rd2,y} : \underline{1.829} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.1 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

$$V_{u2} : \underline{16.536} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-8.99} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{25.557} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

a: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-8.99} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{25.557} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P16

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.1 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{16.226} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{16.536} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{10.22} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{25.557} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

Comprobaciones del pilar P16

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2} : \underline{16.226} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{u2,min} : \underline{16.536} \text{ t}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil ' d '.

$$\xi : \underline{1.73}$$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = f_{ck} \nless 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{10.22} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0.30 \cdot f_{cd} \nless 12 \text{ MPa}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{25.557} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0084}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0.02$$

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

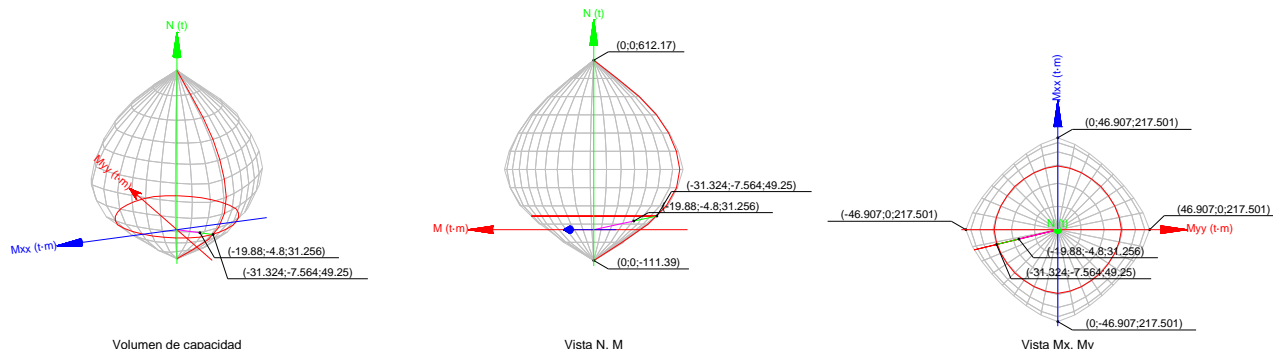
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.+)"

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.635} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P16



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{array}{rcl} N_{ed} & : & 31.256 \text{ t} \\ M_{ed,x} & : & -4.800 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{ed,y} & : & -19.880 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{rcl} N_{Rd} & : & 49.250 \text{ t} \\ M_{Rd,x} & : & -7.564 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & -31.324 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$\begin{array}{rcl} e_{e,x} & : & -636.02 \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & -153.58 \text{ mm} \end{array}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : 25.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : -153.58 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : -4.800 \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 31.256 \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar P16

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-636.02} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-19.880} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{31.256} \text{ t}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{45.73}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{6.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.06}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{31.256} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{45.73}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P16

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 6.600 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

λ_{inf} : 100.00

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 25.00 mm

e_1 : 25.00 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.06

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 31.256 t

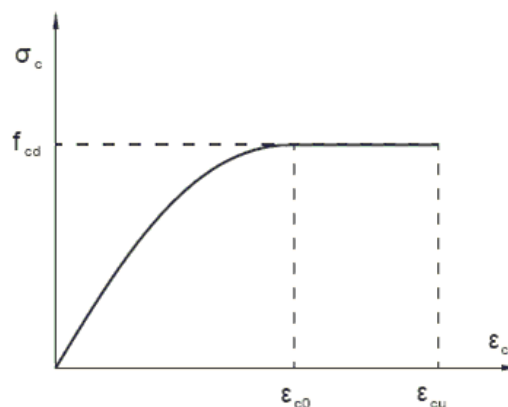
f_{cd} : 203.87 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P16

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

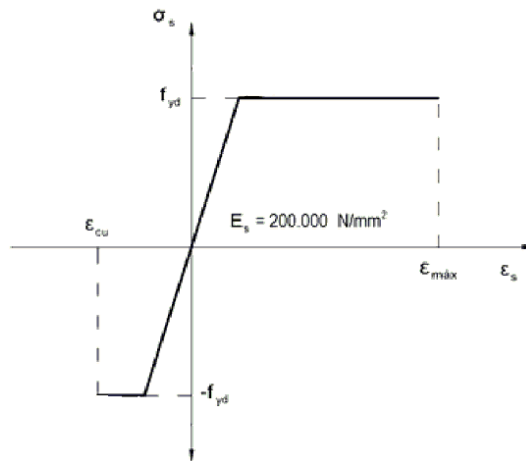
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

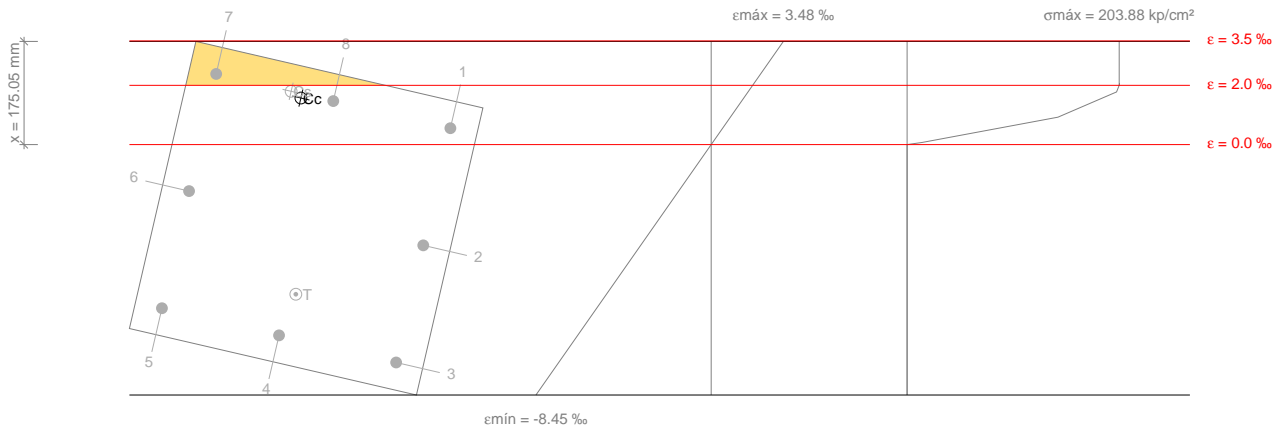
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P16

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)	S_s (kp/cm²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+1127.35	+0.000553
2	Ø20	0.00	204.00	-4432.04	-0.003401
3	Ø20	204.00	204.00	-4432.04	-0.007355
4	Ø20	204.00	0.00	-4432.04	-0.006439
5	Ø20	204.00	-204.00	-4432.04	-0.005523
6	Ø20	0.00	-204.00	-3199.62	-0.001569
7	Ø20	-204.00	-204.00	+4077.47	+0.002384
8	Ø20	-204.00	0.00	+2994.31	+0.001469

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	89.238	-196.64	-54.72
Cs	25.758	-204.00	-73.40
T	65.747	129.61	12.01

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{49.250} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-7.564} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-31.324} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{89.238} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{25.758} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{65.747} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-196.64} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-54.72} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-204.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-73.40} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{129.61} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{12.01} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0074}$$

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

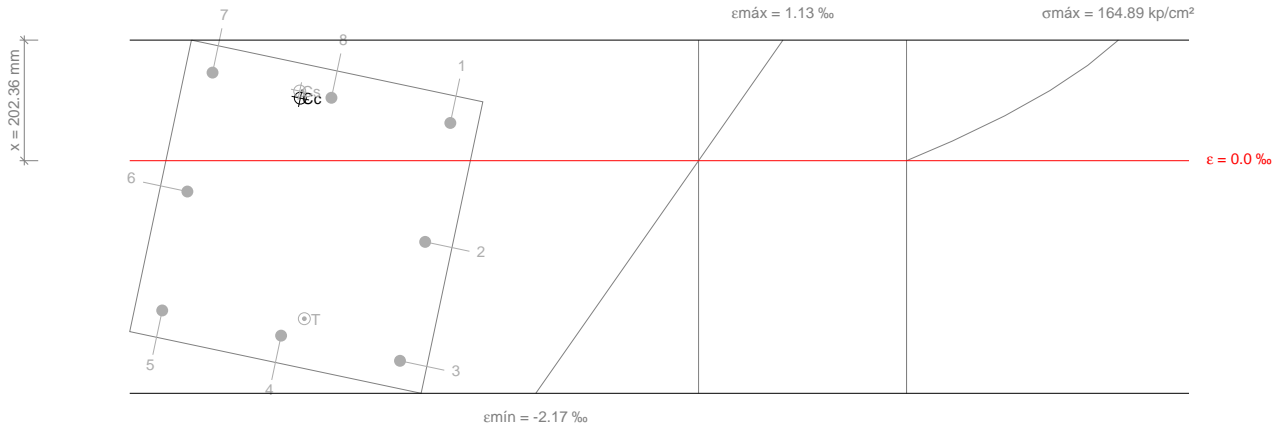
$$s_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P16

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

S_{smax} : 4432.04 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+718.21	+0.000352
2	Ø20	0.00	204.00	-1544.77	-0.000758
3	Ø20	204.00	204.00	-3807.75	-0.001868
4	Ø20	204.00	0.00	-3328.71	-0.001633
5	Ø20	204.00	-204.00	-2849.68	-0.001398
6	Ø20	0.00	-204.00	-586.70	-0.000288
7	Ø20	-204.00	-204.00	+1676.28	+0.000822
8	Ø20	-204.00	0.00	+1197.24	+0.000587

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	58.041	-192.58	-50.97
Cs	11.284	-204.00	-54.42
T	38.069	168.12	32.26

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{31.256} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{-4.800} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-19.880} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{58.041} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{11.284} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{38.069} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-192.58} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-50.97} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-204.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-54.42} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{168.12} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{32.26} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0011}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0019}$$

Comprobaciones del pilar P16

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

S_{cmax} : 164.89 kp/cm²

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

S_{smax} : 3807.75 kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

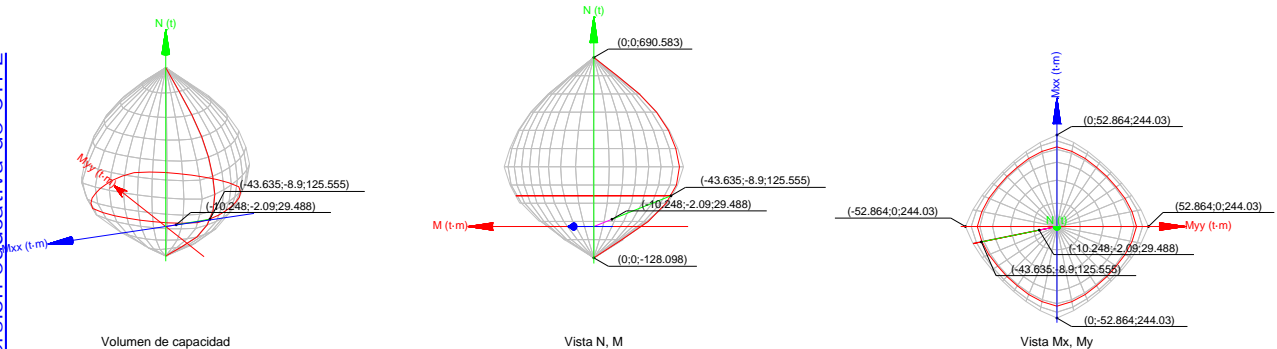
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-SX-0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.235 ✓

Producido por una versión educativa de CYPE



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

N_{ed} : 29.488 t

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$M_{ed,x}$: -2.090 t·m

$M_{ed,y}$: -10.248 t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 125.555 t

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$M_{Rd,x}$: -8.900 t·m

$M_{Rd,y}$: -43.635 t·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$e_{e,x}$: -347.54 mm

$e_{e,y}$: -70.88 mm

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

Comprobaciones del pilar P16

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-70.88} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-2.090} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{29.488} \text{ t}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-347.54} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-10.248} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{29.488} \text{ t}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{45.73}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{6.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.05}$$

Comprobaciones del pilar P16

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{29.488} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : \underline{45.73}$$

$$l_0 : \underline{6.600} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.05}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : \underline{29.488} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

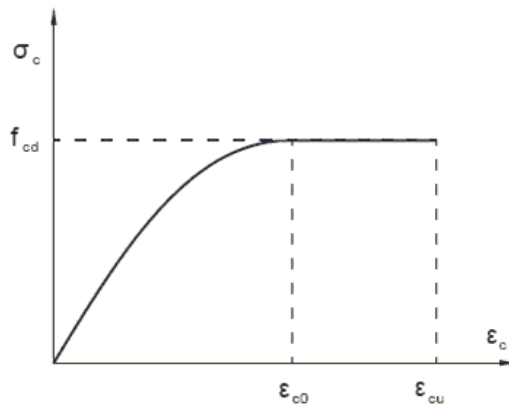
$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P16



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{cd0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{cd0} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

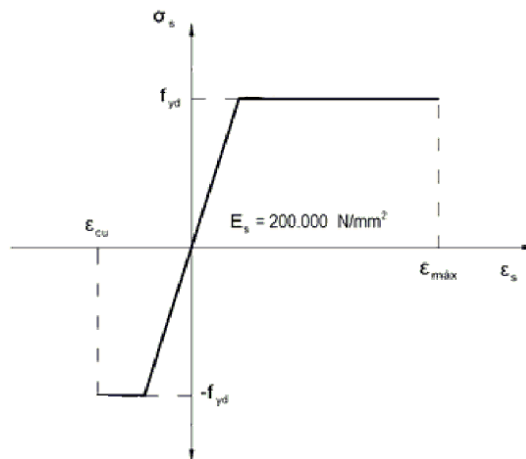
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

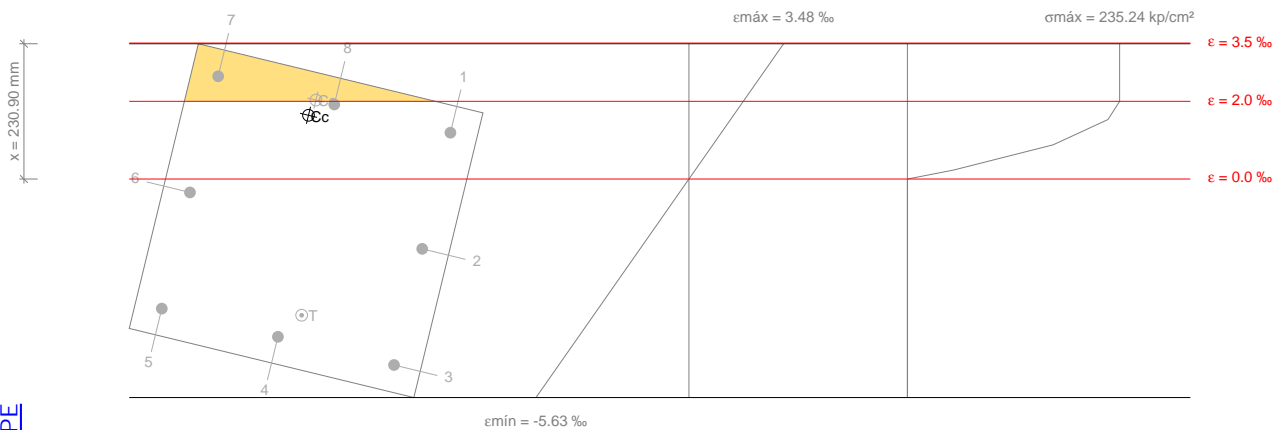
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P16

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+2431.42	+0.001193
2	Ø20	0.00	204.00	-3664.35	-0.001797
3	Ø20	204.00	204.00	-5096.84	-0.004787
4	Ø20	204.00	0.00	-5096.84	-0.004061
5	Ø20	204.00	-204.00	-5096.84	-0.003335
6	Ø20	0.00	-204.00	-704.15	-0.000345
7	Ø20	-204.00	-204.00	+4077.47	+0.002645
8	Ø20	-204.00	0.00	+3911.52	+0.001919

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	154.579	-175.69	-38.48
Cs	32.737	-204.00	-32.22
T	61.761	158.67	30.72

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 125.555 \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : -8.900 \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : -43.635 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 154.579 \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 32.737 \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 61.761 \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : -175.69 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -38.48 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : -204.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -32.22 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 158.67 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 30.72 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P16

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0048}$$

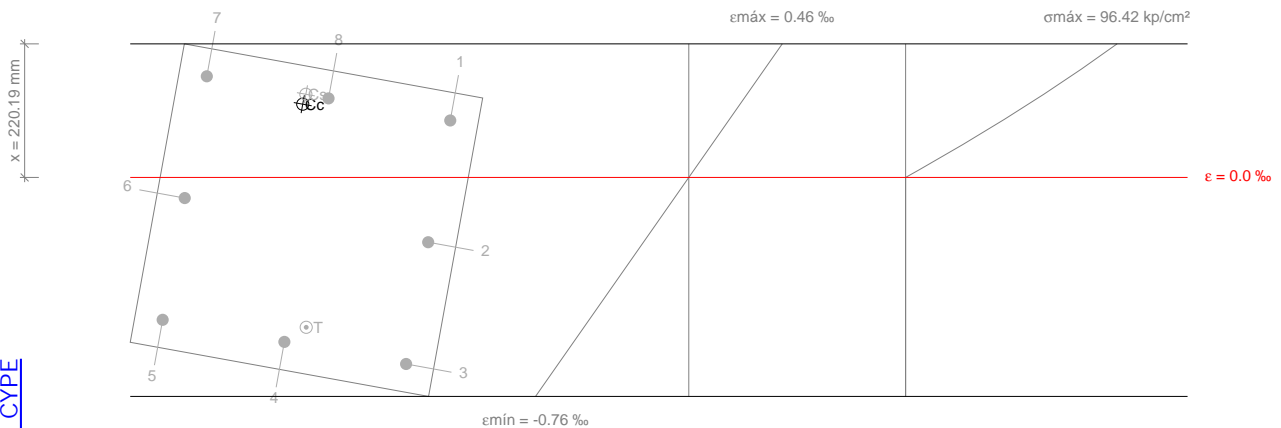
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$S_{smax} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+403.09	+0.000198
2	Ø20	0.00	204.00	-458.52	-0.000225
3	Ø20	204.00	204.00	-1320.13	-0.000648
4	Ø20	204.00	0.00	-1163.85	-0.000571
5	Ø20	204.00	-204.00	-1007.56	-0.000494
6	Ø20	0.00	-204.00	-145.96	-0.000072
7	Ø20	-204.00	-204.00	+715.65	+0.000351
8	Ø20	-204.00	0.00	+559.37	+0.000274

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	37.084	-187.01	-40.16
Cs	5.272	-204.00	-38.00
T	12.868	173.89	31.13

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{29.488} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{-2.090} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-10.248} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{37.084} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{5.272} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{12.868} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-187.01} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-40.16} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-204.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-38.00} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P16

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

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

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

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

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

$e_{T,x}$:	<u>173.89</u>	mm
$e_{T,y}$:	<u>31.13</u>	mm
e_{cmax}	:	<u>0.0005</u>	
e_{smax}	:	<u>0.0006</u>	
S_{cmax}	:	<u>96.42</u>	kp/cm ²
S_{smax}	:	<u>1320.13</u>	kp/cm ²

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

Relación entre las dimensiones mayor y menor de la sección (Anejo 10, Artículo 6.3):

$$\frac{b_{max}}{b_{min}} \leq 2.5$$

$$1.00 \leq 2.50 \quad \checkmark$$

Donde:

b_{max} : Dimensión máxima de la sección.

$$b_{max} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{min} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \geq 0.01 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \geq 25.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

La cuantía de armadura longitudinal debe cumplir la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$A_l \leq 0.06 \cdot A_c$$

$$25.13 \text{ cm}^2 \leq 150.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_l : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

El armado longitudinal estará compuesto por, al menos, tres barras en cada cara (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$n \geq 3$$

$$3 \geq 3 \quad \checkmark$$

Armadura transversal

Es necesario disponer armadura transversal que cumpla la siguiente condición (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$\phi_{trans} \geq 8 \text{ mm}$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre las barras de la armadura transversal no debe superar al menor de los siguientes valores (Anejo 10, Artículo 6.3.1):

$$S_0 \leq S_{max}$$

$$60 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

S_{max} : Valor mínimo de s_1 y s_2 .

$$S_{max} : \underline{150} \text{ mm}$$

s_1 : $15 \cdot \phi_{min}$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

s_2 : 150 mm

$$s_2 : \underline{150} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P16

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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

Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado. Soportes (CTE-DB-SI, Anejo)

Resistencia al fuego requerida

R 60 ✓

Dimensiones (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Lado menor del soporte

b_{min} : 500.0 mm ³ 200.0 mm ✓

Distancia mínima equivalente al eje de las armaduras (Tabla C2, CTE-DB-SI, Anejo C)

Para aplicación de las tablas, se define como distancia mínima equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} \cdot f_{yki}} \quad (C.1)$$

a_m : 47.0 mm ³ 20.0 mm ✓

Siendo:

A_{si} área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa.

a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo, considerando los revestimientos en las condiciones que mas adelante se establecen.

Sin revestimiento

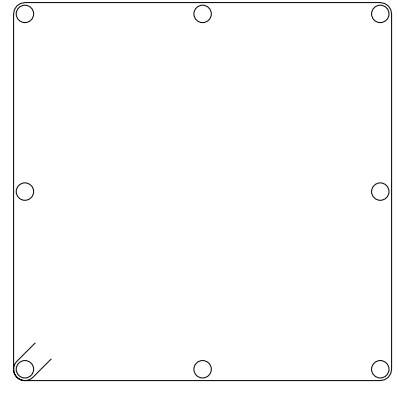
f_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i .

Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego, conforme a los valores de la tabla C.1, siendo μ_r el coeficiente de sobredimensionado de la sección en estudio, definido en el apartado 6 del SI6.

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	47.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	47.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	47.0	500.00	0.0

Comprobaciones del pilar P16

3.- CIMENTACIÓN

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : -0.626/0.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, Yc=1.5
	Acero : B 500 S, Ys=1.15
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 6.60 m
	Plano ZY : 6.60 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 2Ø20
	Cara Y : 2Ø20
	Cuantía : 1.01 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 4.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

h : 0.040 ✓

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{rd1,x}$: 4.450 t

$V_{rd1,y}$: 0.994 t

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{u1} : 113.884 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.+).

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

V_{u1} : 113.884 t

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

K : 1.00

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

σ'_{cd} : -0.18 kp/cm²

Producido por una versión de QPPE

Comprobaciones del pilar P16

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

K : Coeficiente que depende del esfuerzo axial.

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axial efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$N_d : \underline{41.326} \text{ t}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{u1} : \underline{113.884} \text{ t}$$

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} : \underline{-0.18} \text{ kp/cm}^2$$

$$N_d : \underline{41.326} \text{ t}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.019} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P16

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{1.686} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{1.831} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-7.34} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{29.681} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

a: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-7.34} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{29.681} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{9.42} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P16

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.	f_{yd} :	<u>5096.84</u>	kp/cm ²
f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón	f_{1cd} :	<u>141.14</u>	kp/cm ²
$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$			
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.	f_{ck} :	<u>305.81</u>	kp/cm ²
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} :	<u>235.24</u>	kp/cm ²
b_o : Anchura neta mínima del elemento.	b_o :	<u>500.00</u>	mm
d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.	d :	<u>372.40</u>	mm
α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.	α :	<u>90.0</u>	grados
φ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	φ :	<u>45.0</u>	grados

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

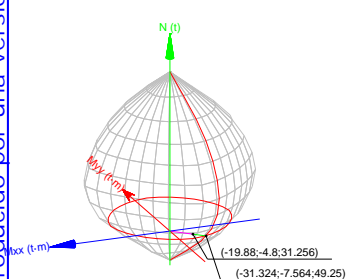
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc. +).

Se debe satisfacer:

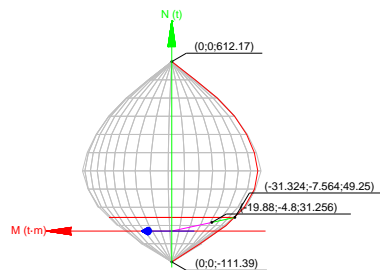
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.635} \quad \checkmark$$

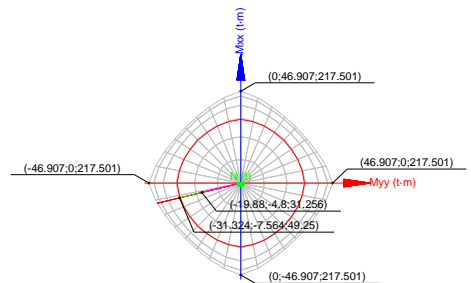
Producido por una versión educativa de CYPE



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{ed} :	<u>31.256</u>	t
$M_{ed,x}$:	<u>-4.800</u>	t·m
$M_{ed,y}$:	<u>-19.880</u>	t·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} :	<u>49.250</u>	t
$M_{Rd,x}$:	<u>-7.564</u>	t·m
$M_{Rd,y}$:	<u>-31.324</u>	t·m

Donde:

Comprobaciones del pilar P16

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$e_{e,x} : \underline{\underline{-636.02}} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{\underline{-153.58}} \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : \underline{\underline{25.00}} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{\underline{500.00}} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{\underline{-153.58}} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{\underline{-4.800}} \text{ t} \cdot \text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{\underline{31.256}} \text{ t}$$

En el eje y:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : \underline{\underline{25.00}} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{\underline{500.00}} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{\underline{-636.02}} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{\underline{-19.880}} \text{ t} \cdot \text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{\underline{31.256}} \text{ t}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{\underline{45.73}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{\underline{6.600}} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{\underline{14.43}} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{\underline{2500.00}} \text{ cm}^2$$

I: Inercia.

$$I : \underline{\underline{520833.33}} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{inf} : \underline{\underline{100.00}}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P16

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.06}$$

$$N_d : \underline{31.256} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l : \underline{45.73}$$

$$l_0 : \underline{6.600} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

$$l_{inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.06}$$

$$N_d : \underline{31.256} \text{ t}$$

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

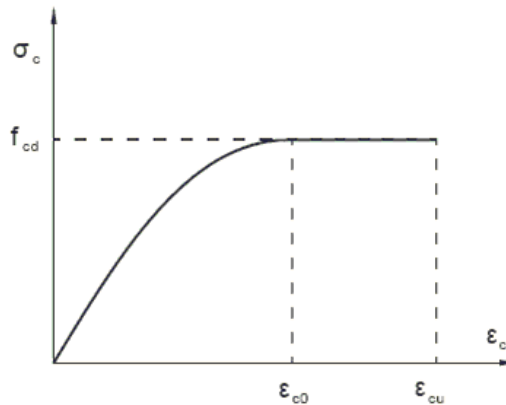
$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

Comprobaciones del pilar P16

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Diagramas de cálculo.
 - (i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

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

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

$$\epsilon_{cd} : \underline{0.0020}$$

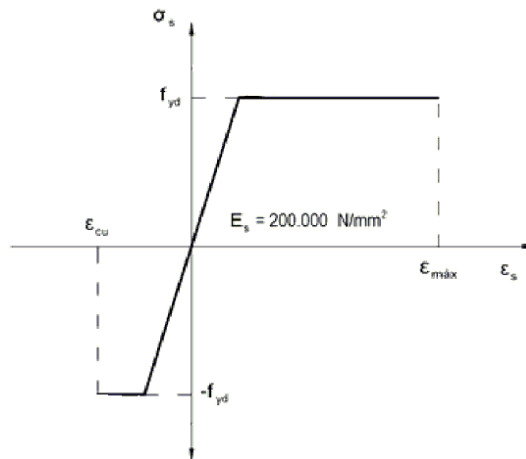
$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

Comprobaciones del pilar P16



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

$\epsilon_{máx}$: Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{máx} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

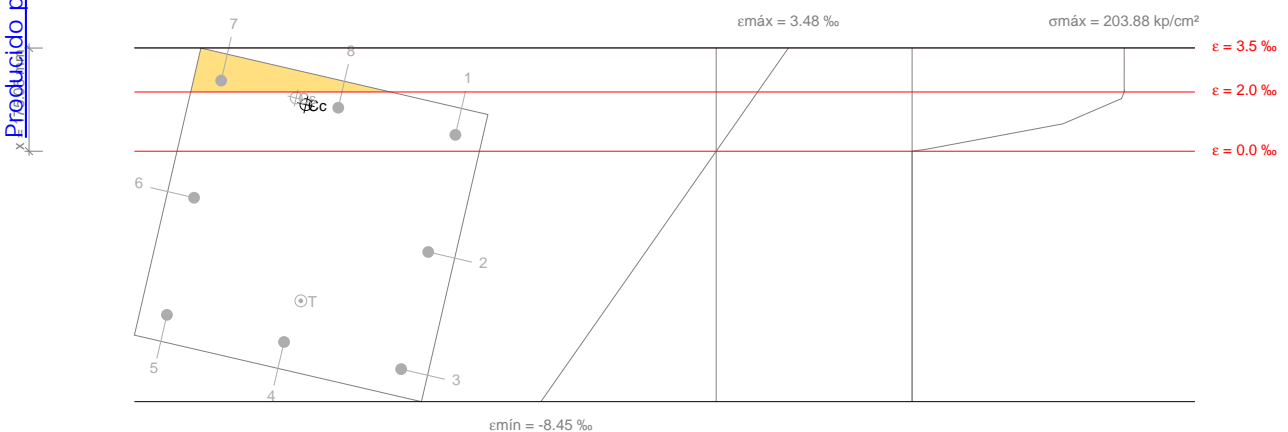
$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

- e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	S_s (kp/cm²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+1127.35	+0.000553
2	Ø20	0.00	204.00	-4432.04	-0.003401
3	Ø20	204.00	204.00	-4432.04	-0.007355
4	Ø20	204.00	0.00	-4432.04	-0.006439
5	Ø20	204.00	-204.00	-4432.04	-0.005523
6	Ø20	0.00	-204.00	-3199.62	-0.001569

Comprobaciones del pilar P16

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
7	Ø20	-204.00	-204.00	+4077.47	+0.002384
8	Ø20	-204.00	0.00	+2994.31	+0.001469

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	89.238	-196.64	-54.72
C _s	25.758	-204.00	-73.40
T	65.747	129.61	12.01

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{49.250} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-7.564} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-31.324} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{89.238} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{25.758} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{65.747} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-196.64} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-54.72} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-204.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-73.40} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{129.61} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{12.01} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0074}$$

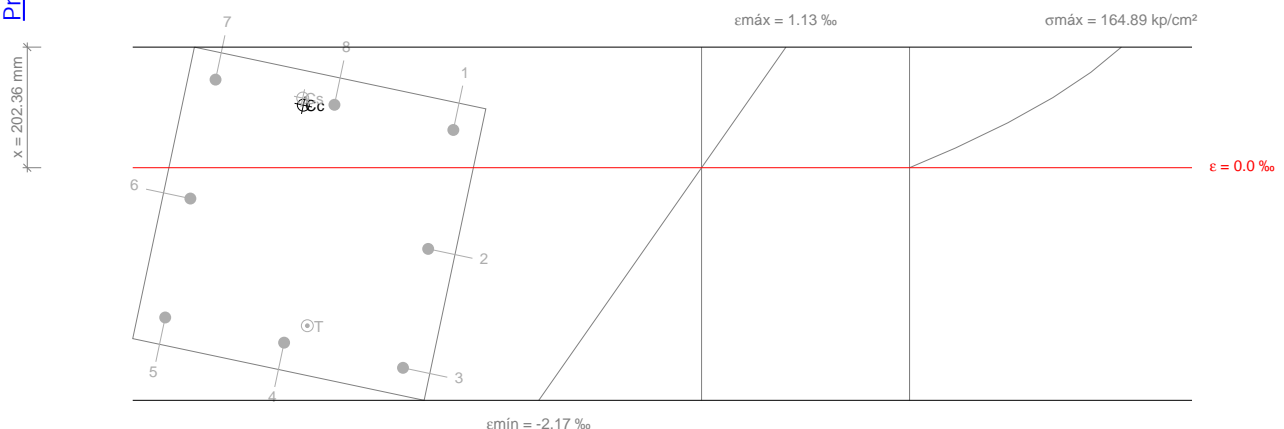
S_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{203.88} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$S_{smax} : \underline{4432.04} \text{ kp/cm}^2$$

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+718.21	+0.000352
2	Ø20	0.00	204.00	-1544.77	-0.000758
3	Ø20	204.00	204.00	-3807.75	-0.001868

Comprobaciones del pilar P16

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (kp/cm ²)	e
4	Ø20	204.00	0.00	-3328.71	-0.001633
5	Ø20	204.00	-204.00	-2849.68	-0.001398
6	Ø20	0.00	-204.00	-586.70	-0.000288
7	Ø20	-204.00	-204.00	+1676.28	+0.000822
8	Ø20	-204.00	0.00	+1197.24	+0.000587

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	58.041	-192.58	-50.97
C _s	11.284	-204.00	-54.42
T	38.069	168.12	32.26

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{31.256} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{-4.800} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-19.880} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{58.041} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{11.284} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{38.069} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-192.58} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-50.97} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-204.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-54.42} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{168.12} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{32.26} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0011}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0019}$$

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

$$S_{cmax} : \underline{164.89} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$S_{smax} : \underline{3807.75} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

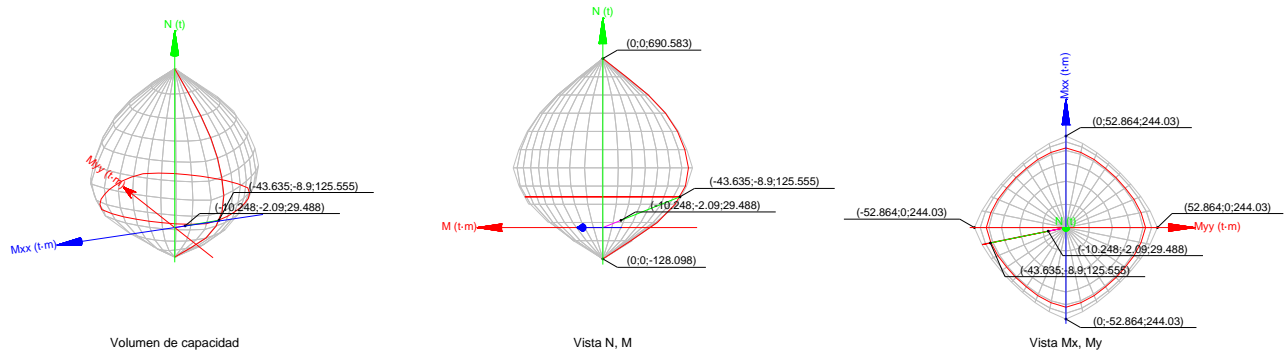
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa-SX-0.3·SY.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.235} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P16



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{ed} : \underline{29.488} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} : \underline{-2.090} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{-10.248} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{125.555} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-8.900} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-43.635} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$e_{e,x} : \underline{-347.54} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-70.88} \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-70.88} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-2.090} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{29.488} \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar P16

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-347.54} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-10.248} \text{ t.m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{29.488} \text{ t}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{45.73}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{6.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$l_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.05}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{29.488} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{45.73}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P16

l_0 : Longitud de pandeo.

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

l_0 : 6.600 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

λ_{inf} : 100.00

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 25.00 mm

e_1 : 25.00 mm

h : 500.00 mm

C : 0.21

n : 0.05

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 29.488 t

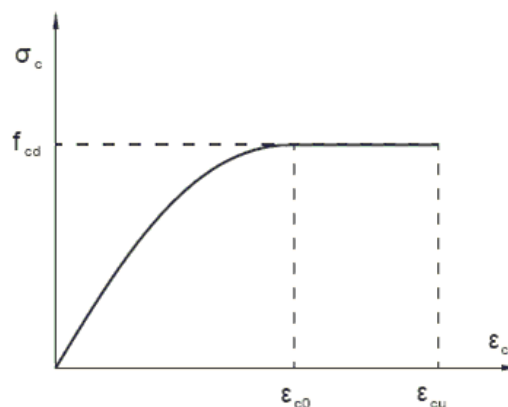
f_{cd} : 235.24 kp/cm²

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Comprobaciones del pilar P16

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

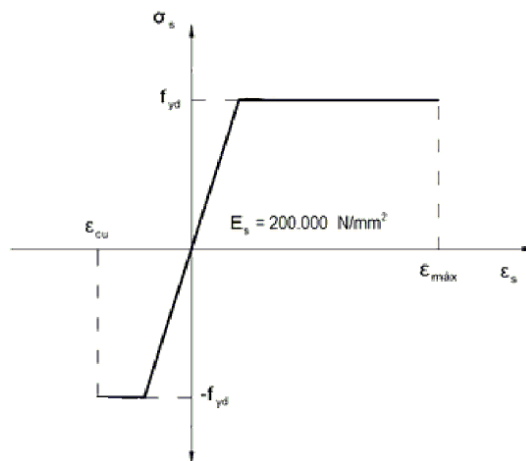
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

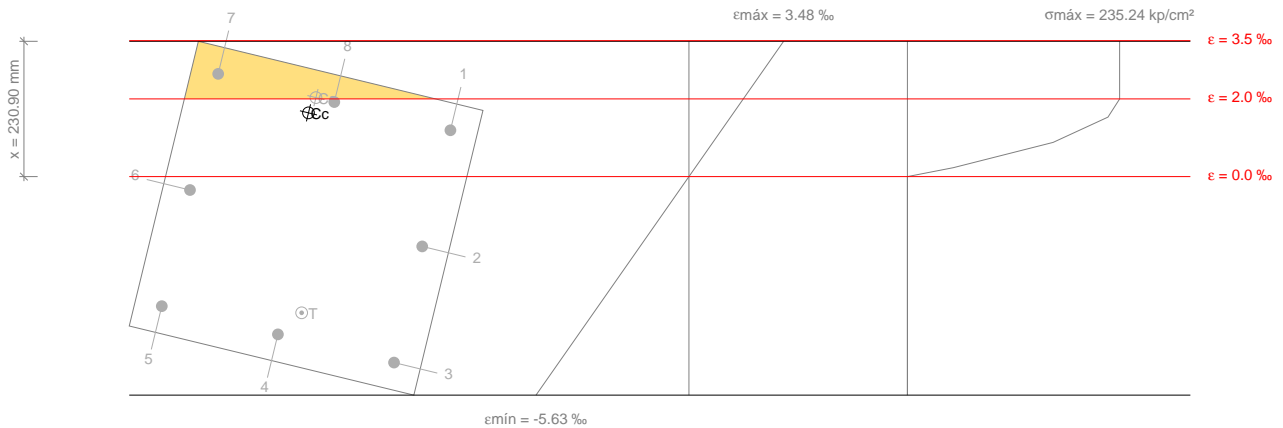
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P16

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)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+2431.42	+0.001193
2	Ø20	0.00	204.00	-3664.35	-0.001797
3	Ø20	204.00	204.00	-5096.84	-0.004787
4	Ø20	204.00	0.00	-5096.84	-0.004061
5	Ø20	204.00	-204.00	-5096.84	-0.003335
6	Ø20	0.00	-204.00	-704.15	-0.000345
7	Ø20	-204.00	-204.00	+4077.47	+0.002645
8	Ø20	-204.00	0.00	+3911.52	+0.001919

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	154.579	-175.69	-38.48
C _s	32.737	-204.00	-32.22
T	61.761	158.67	30.72

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{125.555} \text{ t}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{-8.900} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-43.635} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{154.579} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{32.737} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{61.761} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-175.69} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-38.48} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-204.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-32.22} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{158.67} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{30.72} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0048}$$

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

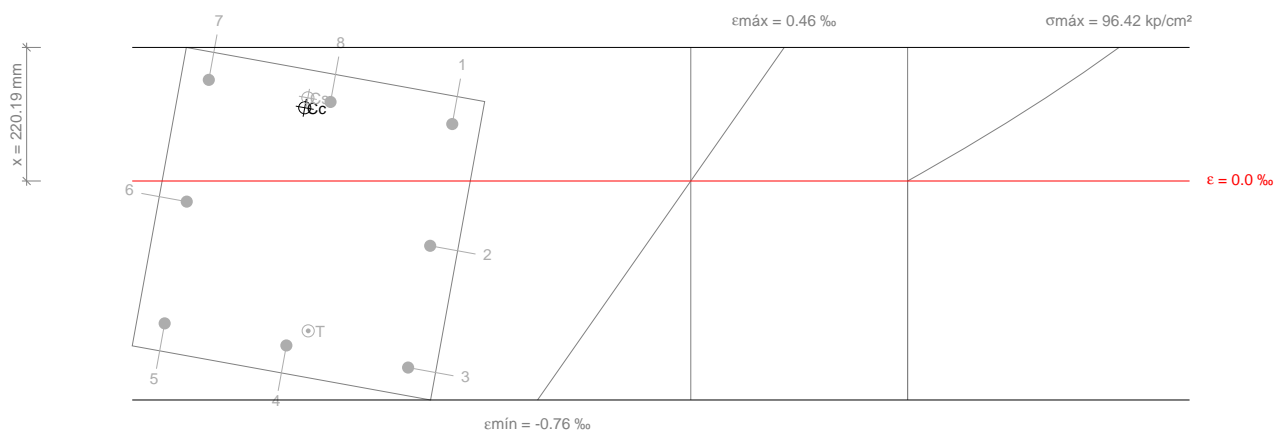
$$s_{cmax} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P16

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

S_{smax} : 5096.84 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (kp/cm ²)	e
1	Ø20	-204.00	204.00	+403.09	+0.000198
2	Ø20	0.00	204.00	-458.52	-0.000225
3	Ø20	204.00	204.00	-1320.13	-0.000648
4	Ø20	204.00	0.00	-1163.85	-0.000571
5	Ø20	204.00	-204.00	-1007.56	-0.000494
6	Ø20	0.00	-204.00	-145.96	-0.000072
7	Ø20	-204.00	-204.00	+715.65	+0.000351
8	Ø20	-204.00	0.00	+559.37	+0.000274

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	37.084	-187.01	-40.16
Cs	5.272	-204.00	-38.00
T	12.868	173.89	31.13

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{29.488} \text{ t}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{-2.090} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-10.248} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{37.084} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{5.272} \text{ t}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{12.868} \text{ t}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{-187.01} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-40.16} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{-204.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-38.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{173.89} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{31.13} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0005}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0006}$$

Comprobaciones del pilar P16

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

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

S_{cmax} : 96.42 kp/cm²

S_{smax} : 1320.13 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

La comprobación no procede

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

La comprobación no procede

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en soportes. (EHE-08)

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



Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

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



1.- LISTADO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN.....	2
1.1.- Descripción.....	2
1.2.- Medición.....	3
1.3.- Comprobación.....	7
2.- LISTADO DE VIGAS CENTRADORAS.....	79
2.1.- Descripción.....	79
2.2.- Medición.....	80
2.3.- Comprobación.....	81
3.- LISTADO DE VIGAS DE ATADO.....	92
3.1.- Descripción.....	92
3.2.- Medición.....	92
3.3.- Comprobación.....	93



1.- LISTADO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

1.1.- Descripción

Referencias	Geometría	Armado
P1	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 170.0 cm Ancho inicial Y: 130.0 cm Ancho final X: 170.0 cm Ancho final Y: 25.0 cm Ancho zapata X: 340.0 cm Ancho zapata Y: 155.0 cm Canto: 120.0 cm	X: 5Ø20c/29 Y: 11Ø20c/29
P2, P3, P4	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 200.0 cm Ancho inicial Y: 175.0 cm Ancho final X: 200.0 cm Ancho final Y: 25.0 cm Ancho zapata X: 400.0 cm Ancho zapata Y: 200.0 cm Canto: 120.0 cm	X: 12Ø16c/16 Y: 14Ø20c/29
P5	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 170.0 cm Ancho inicial Y: 130.0 cm Ancho final X: 170.0 cm Ancho final Y: 25.0 cm Ancho zapata X: 340.0 cm Ancho zapata Y: 155.0 cm Canto: 120.0 cm	Sup X: 5Ø20c/29 Sup Y: 11Ø20c/29 Inf X: 5Ø20c/29 Inf Y: 11Ø20c/29
P6, P10	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 135.0 cm Ancho inicial Y: 135.0 cm Ancho final X: 135.0 cm Ancho final Y: 135.0 cm Ancho zapata X: 270.0 cm Ancho zapata Y: 270.0 cm Canto: 120.0 cm	X: 9Ø20c/29 Y: 9Ø20c/29
P7, P8, P9	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 170.0 cm Ancho inicial Y: 170.0 cm Ancho final X: 170.0 cm Ancho final Y: 170.0 cm Ancho zapata X: 340.0 cm Ancho zapata Y: 340.0 cm Canto: 120.0 cm	X: 12Ø20c/28 Y: 11Ø20c/29
P11, P15, P16, P20	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 120.0 cm Ancho inicial Y: 120.0 cm Ancho final X: 120.0 cm Ancho final Y: 120.0 cm Ancho zapata X: 240.0 cm Ancho zapata Y: 240.0 cm Canto: 120.0 cm	Sup X: 8Ø20c/29 Sup Y: 8Ø20c/29 Inf X: 8Ø20c/29 Inf Y: 8Ø20c/29



Listado de cimentación

bodega 6x8

Fecha: 23/08/16

Producido por una versión educativa de CYPE

Referencias	Geometría	Armado
P12, P13, P14	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 150.0 cm Ancho inicial Y: 150.0 cm Ancho final X: 150.0 cm Ancho final Y: 150.0 cm Ancho zapata X: 300.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm Canto: 120.0 cm	X: 10Ø20c/29 Y: 10Ø20c/29
P17, P19	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 100.0 cm Ancho inicial Y: 100.0 cm Ancho final X: 100.0 cm Ancho final Y: 100.0 cm Ancho zapata X: 200.0 cm Ancho zapata Y: 200.0 cm Canto: 65.0 cm	X: 11Ø12c/18 Y: 10Ø12c/19
P18	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 120.0 cm Ancho inicial Y: 120.0 cm Ancho final X: 120.0 cm Ancho final Y: 120.0 cm Ancho zapata X: 240.0 cm Ancho zapata Y: 240.0 cm Canto: 120.0 cm	X: 8Ø20c/29 Y: 8Ø20c/29
P21, P25, P26, P30, P31, P35, P36, P40, P41, P45	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 105.0 cm Ancho inicial Y: 105.0 cm Ancho final X: 105.0 cm Ancho final Y: 105.0 cm Ancho zapata X: 210.0 cm Ancho zapata Y: 210.0 cm Canto: 120.0 cm	Sup X: 7Ø20c/29 Sup Y: 7Ø20c/29 Inf X: 7Ø20c/29 Inf Y: 7Ø20c/29
P22, P23, P24, P27, P28, P29, P32, P33, P34, P37, P38, P39	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 100.0 cm Ancho inicial Y: 100.0 cm Ancho final X: 100.0 cm Ancho final Y: 100.0 cm Ancho zapata X: 200.0 cm Ancho zapata Y: 200.0 cm Canto: 120.0 cm	X: 7Ø20c/29 Y: 7Ø20c/29
P42, P43, P44	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 90.0 cm Ancho inicial Y: 90.0 cm Ancho final X: 90.0 cm Ancho final Y: 90.0 cm Ancho zapata X: 180.0 cm Ancho zapata Y: 180.0 cm Canto: 120.0 cm	X: 6Ø20c/29 Y: 6Ø20c/29

1.2.- Medición

Referencia: P1		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)	5x3.62	18.10
	Peso (kg)	5x8.93	44.64
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)	11x1.91	21.01
	Peso (kg)	11x4.71	51.81



Referencia: P1		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Totales	Longitud (m) Peso (kg)	39.11 96.45	96.45
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m) Peso (kg)	43.02 106.10	106.10

Referencias: P2, P3 y P4		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø16 Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m) Peso (kg)	12x3.84 12x6.06	46.08 72.73
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m) Peso (kg)	14x2.36 14x5.82	33.04 81.48
Totales	Longitud (m) Peso (kg)	46.08 72.73	33.04 81.48
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m) Peso (kg)	50.69 80.00	36.34 89.63

Referencia: P5		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m) Peso (kg)	5x3.62 5x8.93	18.10 44.64
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m) Peso (kg)	11x1.91 11x4.71	21.01 51.81
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m) Peso (kg)	5x3.24 5x7.99	16.20 39.95
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m) Peso (kg)	11x2.07 11x5.10	22.77 56.15
Totales	Longitud (m) Peso (kg)	78.08 192.55	192.55
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m) Peso (kg)	85.89 211.81	211.81

Referencias: P6 y P10		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m) Peso (kg)	9x3.06 9x7.55	27.54 67.92
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m) Peso (kg)	9x3.06 9x7.55	27.54 67.92
Totales	Longitud (m) Peso (kg)	55.08 135.84	135.84
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m) Peso (kg)	60.59 149.42	149.42

Referencias: P7, P8 y P9		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m) Peso (kg)	12x3.62 12x8.93	43.44 107.13
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m) Peso (kg)	11x3.62 11x8.93	39.82 98.20
Totales	Longitud (m) Peso (kg)	83.26 205.33	205.33
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m) Peso (kg)	91.59 225.86	225.86



Referencias: P11, P15, P16 y P20		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)	8x2.76	22.08
	Peso (kg)	8x6.81	54.45
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)	8x2.76	22.08
	Peso (kg)	8x6.81	54.45
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)	8x2.92	23.36
	Peso (kg)	8x7.20	57.61
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)	8x2.92	23.36
	Peso (kg)	8x7.20	57.61
Totales	Longitud (m)	90.88	224.12
	Peso (kg)	224.12	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	99.97	246.53
	Peso (kg)	246.53	

Referencias: P12, P13 y P14		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)	10x3.22	32.20
	Peso (kg)	10x7.94	79.41
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)	10x3.22	32.20
	Peso (kg)	10x7.94	79.41
Totales	Longitud (m)	64.40	158.82
	Peso (kg)	158.82	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	70.84	174.70
	Peso (kg)	174.70	

Referencias: P17 y P19		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø12	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)	11x2.07	22.77
	Peso (kg)	11x1.84	20.22
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)	10x2.07	20.70
	Peso (kg)	10x1.84	18.38
Totales	Longitud (m)	43.47	38.60
	Peso (kg)	38.60	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	47.82	42.46
	Peso (kg)	42.46	

Referencia: P18		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)	8x2.76	22.08
	Peso (kg)	8x6.81	54.45
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)	8x2.76	22.08
	Peso (kg)	8x6.81	54.45
Totales	Longitud (m)	44.16	108.90
	Peso (kg)	108.90	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	48.58	119.79
	Peso (kg)	119.79	

Referencias: P21, P25, P26, P30, P31, P35, P36, P40, P41 y P45		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)	7x2.46	17.22
	Peso (kg)	7x6.07	42.47
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)	7x2.46	17.22
	Peso (kg)	7x6.07	42.47



Listado de cimentación

Referencias: P21, P25, P26, P30, P31, P35, P36, P40, P41 y P45		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)	7x2.62	18.34
	Peso (kg)	7x6.46	45.23
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)	7x2.62	18.34
	Peso (kg)	7x6.46	45.23
Totales	Longitud (m)	71.12	
	Peso (kg)	175.40	175.40
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	78.23	
	Peso (kg)	192.94	192.94

Referencias: P22, P23, P24, P27, P28, P29, P32, P33, P34, P37, P38 y P39		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)	7x2.36	16.52
	Peso (kg)	7x5.82	40.74
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)	7x2.36	16.52
	Peso (kg)	7x5.82	40.74
Totales	Longitud (m)	33.04	
	Peso (kg)	81.48	81.48
Total con mermas (0.00%)	Longitud (m)	36.34	
	Peso (kg)	89.63	89.63

Referencias: P42, P43 y P44		B 500 S, Ys=1.15	Total
Nombre de armado		Ø20	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)	6x2.16	12.96
	Peso (kg)	6x5.33	31.96
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)	6x2.16	12.96
	Peso (kg)	6x5.33	31.96
Totales	Longitud (m)	25.92	
	Peso (kg)	63.92	63.92
Total con mermas (0.00%)	Longitud (m)	28.51	
	Peso (kg)	70.31	70.31

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)				Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø12	Ø16	Ø20	Total	HA-25, Yc=1.5	Limpieza	
Referencia: P1			106.10	106.10	6.32	0.53	11.48
Referencias: P2, P3 y P4		3x80.00	3x89.63	508.89	3x9.60	3x0.80	3x13.74
Referencia: P5			211.81	211.81	6.32	0.53	11.48
Referencias: P6 y P10			2x149.42	298.84	2x8.75	2x0.73	2x12.40
Referencias: P7, P8 y P9			3x225.86	677.58	3x13.87	3x1.16	3x15.66
Referencias: P11, P15, P16 y P20			4x246.53	986.12	4x6.91	4x0.58	4x11.04
Referencias: P12, P13 y P14			3x174.70	524.10	3x10.80	3x0.90	3x14.08
Referencias: P17 y P19	2x42.46			84.92	2x2.60	2x0.40	2x4.88
Referencia: P18			119.79	119.79	6.91	0.58	11.20
Referencias: P21, P25, P26, P30, P31, P35, P36, P40, P41 y P45			10x192.94	1929.40	10x5.29	10x0.44	10x9.60
Referencias: P22, P23, P24, P27, P28, P29, P32, P33, P34, P37, P38 y P39			12x89.63	1075.56	12x4.80	12x0.40	12x9.28
Referencias: P42, P43 y P44			3x70.31	210.93	3x3.89	3x0.32	3x8.32
Totales	84.92	240.00	6409.12	6734.04	294.90	24.94	475.64



1.3.- Comprobación

Referencia: P1 Dimensiones: 340 x 155 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros <ul style="list-style-type: none">- Tensión media en situaciones persistentes:- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.589 kp/cm ² Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.688 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.723 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.244 kp/cm ² Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.966 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Vuelco de la zapata: 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. <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Reserva seguridad: 258.2 % Reserva seguridad: 248557.2 %	Cumple Cumple
Flexión en la zapata: <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Momento: 45.74 t·m Momento: 4.05 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Cortante: 14.21 t Cortante: 0.00 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros <ul style="list-style-type: none">- Situaciones persistentes:- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 80.29 t/m ² Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 47.73 t/m ²	Cumple Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: <ul style="list-style-type: none">- P1:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0008 Mínimo: 0.0001	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <ul style="list-style-type: none">- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple



Referencia: P1		
Dimensiones: 340 x 155 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 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: 44 cm Calculado: 67 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 67 cm Calculado: 67 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P2		
Dimensiones: 400 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø16c/16 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Presiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.782 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.794 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.778 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.095 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.945 kp/cm ²	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: 729.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 861487.9 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 85.73 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 0.00 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		



Referencia: P2		
Dimensiones: 400 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø16c/16 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección X:	Cortante: 32.62 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 11.53 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 136.47 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 72 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P2:	Mínimo: 0 cm Calculado: 112 cm	Cumple
Cuántía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuántía mínima necesaria por flexión: - Armado inferior dirección X: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0011 Calculado: 0.0011	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 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: 44 cm Calculado: 77 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 46 cm Calculado: 77 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 79 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: P3 Dimensiones: 400 x 200 x 120 Armados: Xi: Ø16c/16 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros <ul style="list-style-type: none">- Tensión media en situaciones persistentes:- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.781 kp/cm ² Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.794 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.778 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.102 kp/cm ² Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.94 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple 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: 734.6 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 865135.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 85.96 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 0.00 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 32.76 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 11.51 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 136.47 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 72 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P3:	Mínimo: 0 cm Calculado: 112 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: - Armado inferior dirección X: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0011 Calculado: 0.0011	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	



Referencia: P3		
Dimensiones: 400 x 200 x 120		
Armados: Xi:Ø16c/16 Yi:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 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: 44 cm Calculado: 77 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 46 cm Calculado: 77 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 79 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P4		
Dimensiones: 400 x 200 x 120		
Armados: Xi:Ø16c/16 Yi:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Presiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 2.029 kp/cm ²	No cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.923 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.846 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.398 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.082 kp/cm ²	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: 780.0 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 510339.2 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 100.87 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 0.00 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 38.60 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 11.15 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 150.43 t/m ²	Cumple



Referencia: P4		
Dimensiones: 400 x 200 x 120		
Armados: Xi:Ø16c/16 Yi:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 80.3 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P4:	Mínimo: 0 cm Calculado: 112 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.001 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: - Armado inferior dirección X: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0012 Calculado: 0.0011	No cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 16 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm Calculado: 16 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. TEMAC, 1991	- Armado inf. dirección X hacia der: Mínimo: 44 cm Calculado: 77 cm - Armado inf. dirección X hacia izq: Mínimo: 54 cm Calculado: 77 cm - Armado inf. dirección Y hacia arriba: Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm - Armado inf. dirección Y hacia abajo: Mínimo: 27 cm Calculado: 79 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple Cumple
Hay comprobaciones que no se cumplen		
Referencia: P5		
Dimensiones: 340 x 155 x 120		
Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.718 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.697 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P5 Dimensiones: 340 x 155 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.67 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.261 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.179 kp/cm ²	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: 133.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 134317.2 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 47.41 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 0.11 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 14.56 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 85.84 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 49.48 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- P5:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)		
- Parrilla inferior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple



Referencia: P5		
Dimensiones: 340 x 155 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 67 cm Calculado: 67 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 45 cm Calculado: 67 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 47 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 47 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P6		
Dimensiones: 270 x 270 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.706 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.706 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.723 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.402 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P6		
Dimensiones: 270 x 270 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.103 kp/cm ²	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: 409.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 981.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 50.36 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 42.33 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 83.45 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 43.84 t/m ²	Cumple
Alcance mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P6:		
	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cantidad geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cantidad mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0006	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0005	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)		
	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple



Referencia: P6		
Dimensiones: 270 x 270 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P7		
Dimensiones: 340 x 340 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/28 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.87 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.87 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.87 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.004 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.871 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 1042.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 3334.1 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 97.29 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 92.23 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 27.26 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 49.49 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 147.79 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 75.67 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P7:		
	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple



Referencia: P7		
Dimensiones: 340 x 340 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/28 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0008	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Calculado: 67 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 46 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 67 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 44 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 46 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 20 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P8		
Dimensiones: 340 x 340 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/28 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.87 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.87 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.87 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.972 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.87 kp/cm ²	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.		



Referencia: P8		
Dimensiones: 340 x 340 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/28 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1034.4 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 3389.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 97.19 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 92.17 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 27.23 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 49.47 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 147.79 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 75.67 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P8:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Quantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple
Quantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0008 Calculado: 0.001 Calculado: 0.001	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm Calculado: 28 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Calculado: 67 cm Mínimo: 46 cm Mínimo: 67 cm Mínimo: 44 cm Mínimo: 46 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple Cumple



Referencia: P8		
Dimensiones: 340 x 340 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/28 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 20 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P9		
Dimensiones: 340 x 340 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/28 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.827 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.827 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.827 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.928 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.907 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 1085.6 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 2890.2 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 93.71 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 90.63 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 26.21 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 51.45 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 143.76 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 75.48 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P9:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0008	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0007	Cumple



Referencia: P9		
Dimensiones: 340 x 340 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/28 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 28 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 67 cm Mínimo: 45 cm Mínimo: 44 cm Mínimo: 42 cm Mínimo: 46 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P10		
Dimensiones: 270 x 270 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros - Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión media en situaciones accidentales sísmicas: - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: - Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.635 kp/cm ² Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.691 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.613 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.144 kp/cm ² Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.911 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio. - En dirección X: - En dirección Y:	Reserva seguridad: 469.4 % Reserva seguridad: 1079.5 %	Cumple Cumple
Flexión en la zapata: - En dirección X:	Momento: 44.66 t·m	Cumple



Referencia: P10		
Dimensiones: 270 x 270 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección Y:	Momento: 38.46 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 78.74 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 45.77 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
- P10:		
Quantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Quantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0005	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
- Armado inferior dirección X:		
- Armado inferior dirección Y:		
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
- Armado inferior dirección X:		
- Armado inferior dirección Y:		
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
- Armado inf. dirección X hacia der:		
- Armado inf. dirección X hacia izq:		
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:		
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:		
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
- Armado inf. dirección X hacia der:		
- Armado inf. dirección X hacia izq:		
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:		
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:		
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: P11 Dimensiones: 240 x 240 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros <ul style="list-style-type: none">- Tensión media en situaciones persistentes:- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.581 kp/cm ² Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.636 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.689 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.49 kp/cm ² Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.105 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple 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. <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Reserva seguridad: 349.8 % Reserva seguridad: 809.9 %	Cumple Cumple
Flexión en la zapata: <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Momento: 32.98 t·m Momento: 28.53 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t Cortante: 0.00 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros <ul style="list-style-type: none">- Situaciones persistentes:- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 59.49 t/m ² Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 34.81 t/m ²	Cumple Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: <ul style="list-style-type: none">- P11:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado superior dirección X:- Armado inferior dirección Y:- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004 Calculado: 0.001 Calculado: 0.001	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) <ul style="list-style-type: none">- Parrilla inferior:- Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm Calculado: 20 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	



Listado de cimentación

Referencia: P11		
Dimensiones: 240 x 240 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		
Referencia: P12		
Dimensiones: 300 x 300 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.688 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P12 Dimensiones: 300 x 300 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.688 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.69 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.011 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.861 kp/cm ²	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: 874.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 2394.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 63.27 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 59.47 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 9.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 8.18 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 101.73 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 54.5 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- P12:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0006 Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple



Referencia: P12		
Dimensiones: 300 x 300 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 47 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 47 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 47 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 47 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 47 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 20 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P13		
Dimensiones: 300 x 300 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.688 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.688 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.69 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.961 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.853 kp/cm ²	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: 873.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 2435.2 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 63.29 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 59.41 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 9.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 8.17 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 101.73 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 54.5 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple



Referencia: P13		
Dimensiones: 300 x 300 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P13:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0006 Calculado: 0.001 Calculado: 0.001	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 47 cm Calculado: 47 cm Calculado: 47 cm Calculado: 47 cm Calculado: 47 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P14		
Dimensiones: 300 x 300 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros - Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión media en situaciones accidentales sísmicas: - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.691 kp/cm ² Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.691 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.692 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.022 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple



Referencia: P14		
Dimensiones: 300 x 300 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.856 kp/cm ²	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: 873.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 2376.1 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 63.44 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 59.72 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 9.02 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 8.22 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 101.94 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 54.6 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P14:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cantidad geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cantidad mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0006	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 47 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 47 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 47 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 47 cm	Cumple



Referencia: P14		
Dimensiones: 300 x 300 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 47 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 20 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P15		
Dimensiones: 240 x 240 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.594 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.669 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.703 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.189 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.181 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 395.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 880.4 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 29.96 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 27.50 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 59.98 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 35.72 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- P15:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple



Referencia: P15 Dimensiones: 240 x 240 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0004	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 35 cm	Cumple



Referencia: P15		
Dimensiones: 240 x 240 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- 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		
Referencia: P16		
Dimensiones: 240 x 240 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 0.856 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 0.844 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.131 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.823 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.496 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 120.2 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 533.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 22.16 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 13.19 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.4 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 15.1 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P16:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple



Referencia: P16 Dimensiones: 240 x 240 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0003 Mínimo: 0.0002 Mínimo: 0.0001	Cumple Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm Calculado: 20 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 2011 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 20 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 35 cm Calculado: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple



Referencia: P16		
Dimensiones: 240 x 240 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 35 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P17		
Dimensiones: 200 x 200 x 65		
Armados: Xi: Ø12c/18 Yi: Ø12c/19		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.473 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.473 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.483 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.398 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.899 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 202.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 952.3 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 20.48 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.00 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 10.60 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 7.29 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 82.02 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 47.98 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P17:	Mínimo: 0 cm Calculado: 58 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0008	Cumple



Referencia: P17		
Dimensiones: 200 x 200 x 65		
Armados: Xi: Ø12c/18 Yi: Ø12c/19		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 18 cm Calculado: 19 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 18 cm Calculado: 19 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 91 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 33 cm Calculado: 33 cm Calculado: 33 cm Calculado: 33 cm Calculado: 33 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 12 cm Calculado: 12 cm Calculado: 12 cm Calculado: 12 cm Calculado: 12 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P18		
Dimensiones: 240 x 240 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros - Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión media en situaciones accidentales sísmicas: - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: - Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.21 kp/cm ² Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.21 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.213 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.732 kp/cm ² Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.467 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio. - En dirección X: - En dirección Y:	Reserva seguridad: 305.7 % Reserva seguridad: 1311.1 %	Cumple Cumple
Flexión en la zapata: - En dirección X:	Momento: 25.37 t·m	Cumple



Referencia: P18		
Dimensiones: 240 x 240 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección Y:	Momento: 19.15 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.68 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 24.97 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
- P18:		
Quantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Quantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0004	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
- Armado inferior dirección X:		
- Armado inferior dirección Y:		
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
- Armado inferior dirección X:		
- Armado inferior dirección Y:		
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
- Armado inf. dirección X hacia der:		
- Armado inf. dirección X hacia izq:		
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:		
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:		
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
- Armado inf. dirección X hacia der:		
- Armado inf. dirección X hacia izq:		
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:		
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:		
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: P19 Dimensiones: 200 x 200 x 65 Armados: Xi: Ø12c/18 Yi: Ø12c/19		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros <ul style="list-style-type: none">- Tensión media en situaciones persistentes:- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.472 kp/cm ² Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.472 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.484 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.414 kp/cm ² Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.918 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple 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. <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Reserva seguridad: 200.3 % Reserva seguridad: 900.5 %	Cumple Cumple
Flexión en la zapata: <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Momento: 20.57 t·m Momento: 15.03 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Cortante: 10.65 t Cortante: 7.31 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros <ul style="list-style-type: none">- Situaciones persistentes:- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 82.01 t/m ² Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 47.98 t/m ²	Cumple Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P19:	Mínimo: 0 cm Calculado: 58 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.001 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.001 Mínimo: 0.0008	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado inferior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 18 cm Calculado: 19 cm	Cumple Cumple



Referencia: P19		
Dimensiones: 200 x 200 x 65		
Armados: Xi:Ø12c/18 Yi:Ø12c/19		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 19 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 33 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 33 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 33 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 33 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 33 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 12 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 12 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 12 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 12 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 12 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P20		
Dimensiones: 240 x 240 x 120		
Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 0.842 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 0.845 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.135 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.538 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.549 kp/cm ²	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: 226.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 464.7 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 18.96 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 13.21 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		



Referencia: P20 Dimensiones: 240 x 240 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.41 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 15.14 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P20:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple



Referencia: P20		
Dimensiones: 240 x 240 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		
Referencia: P21		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Presiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.071 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.005 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.435 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.382 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.975 kp/cm ²	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: 95.1 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 418.3 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 19.05 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 11.30 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.33 t/m ²	Cumple



Referencia: P21 Dimensiones: 210 x 210 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 14.98 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P21:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección X:		
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla inferior:	Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:		
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple



Referencia: P21		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		
Referencia: P22		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.61 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.61 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.62 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.468 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.056 kp/cm ²	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: 258.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 988.3 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 20.00 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.07 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.66 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 24.95 t/m ²	Cumple



Referencia: P22		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P22:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0003 Calculado: 0.001 Calculado: 0.001	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P23		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros - Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.609 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.609 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.617 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P23 Dimensiones: 200 x 200 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.393 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.085 kp/cm ²	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: 256.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 979.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 20.06 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.07 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.66 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 24.95 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- P23:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0003 Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple



Listado de cimentación

Referencia: P23		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P24		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.609 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.609 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.623 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.487 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.114 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 255.2 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 934.7 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 20.11 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.11 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.65 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 24.94 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P24:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple



Referencia: P24		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0003	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P25		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29 Xs:Ø20c/29 Ys:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.005 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.007 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.44 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.977 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.077 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P25 Dimensiones: 210 x 210 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
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. <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Reserva seguridad: 184.4 % Reserva seguridad: 364.1 %	Cumple Cumple
Flexión en la zapata: <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Momento: 16.30 t·m Momento: 11.36 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t Cortante: 0.00 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros <ul style="list-style-type: none">- Situaciones persistentes:- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.32 t/m ² Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 14.98 t/m ²	Cumple Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P25:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cantidad geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado superior dirección X:- Armado inferior dirección Y:- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple Cumple Cumple
Cantidad mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado inferior dirección Y:- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0003 Mínimo: 0.0002 Mínimo: 0.0001	Cumple Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) <ul style="list-style-type: none">- Parrilla inferior:- Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm Calculado: 20 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado inferior dirección Y:- Armado superior dirección X:- Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado inferior dirección Y:- Armado superior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple Cumple



Referencia: P25		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 20 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		
Referencia: P26		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.036 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.005 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.436 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.251 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.996 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P26		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
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: 116.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 417.1 %	Cumple
Flexión en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 18.15 t·m Momento: 11.29 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 0.00 t Cortante: 0.00 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.33 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 14.98 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P26:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Quantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Quantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)		
- Parrilla inferior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple



Referencia: P26		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 20 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		
Referencia: P27		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.61 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.61 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.62 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.36 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.085 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P27		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
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: 315.4 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 988.3 %	Cumple
Flexión en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 19.17 t·m Momento: 15.07 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 0.00 t Cortante: 0.00 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.66 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 24.95 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P27:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Quantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Quantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0003	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	



Listado de cimentación

Referencia: P27		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P28		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.61 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.61 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.617 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.288 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.115 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 312.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 979.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 19.22 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.07 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.66 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 24.95 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P28:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0003	



Referencia: P28		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras:		
Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras:		
Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje:		
Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P29		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.609 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.609 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.624 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.373 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.145 kp/cm ²	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: 310.6 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 934.7 %	Cumple



Referencia: P29		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 19.27 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.11 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.65 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 24.94 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P29:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cantidad geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple
Cantidad mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0003 Calculado: 0.001 Calculado: 0.001	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: P30 Dimensiones: 210 x 210 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros <ul style="list-style-type: none">- Tensión media en situaciones persistentes:- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.005 kp/cm ² Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.009 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.44 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.913 kp/cm ² Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.105 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple 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. <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Reserva seguridad: 210.3 % Reserva seguridad: 362.8 %	Cumple Cumple
Flexión en la zapata: <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Momento: 15.81 t·m Momento: 11.36 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: <ul style="list-style-type: none">- En dirección X:- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t Cortante: 0.00 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros <ul style="list-style-type: none">- Situaciones persistentes:- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.32 t/m ² Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 14.97 t/m ²	Cumple Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: <ul style="list-style-type: none">- P30:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado superior dirección X:- Armado inferior dirección Y:- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 <ul style="list-style-type: none">- Armado inferior dirección X:- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0003 Mínimo: 0.0002	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) <ul style="list-style-type: none">- Parrilla inferior:- Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm Calculado: 20 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	



Referencia: P30		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		
Referencia: P31		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.016 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P31 Dimensiones: 210 x 210 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.005 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.437 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.139 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.023 kp/cm ²	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: 144.0 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 416.4 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 17.27 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 11.27 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.32 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 14.97 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- P31:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)		
- Parrilla inferior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple



Referencia: P31		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 20 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		
Referencia: P32		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.61 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.61 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P32 Dimensiones: 200 x 200 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.619 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.255 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.116 kp/cm ²	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: 393.2 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 983.0 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 18.34 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.07 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.66 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 24.95 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- P32:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0003 Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991		
	Mínimo: 27 cm	



Referencia: P32		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P33		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.61 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.61 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.618 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.182 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.146 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 389.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 979.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 18.39 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.07 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.66 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 24.95 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P33:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple



Referencia: P33		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0003	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P34		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi:Ø20c/29 Yi:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.609 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.609 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.624 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.268 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.175 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P34		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
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: 386.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 930.6 %	Cumple
Flexión en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 18.44 t·m Momento: 15.11 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 0.00 t Cortante: 0.00 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.65 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 24.95 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P34:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cantidad geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cantidad mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0003	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	



Referencia: P34		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P35		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.005 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.01 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.44 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.849 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.127 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 241.2 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 362.3 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 15.32 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 11.34 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.31 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 14.97 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P35:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple



Referencia: P35 Dimensiones: 210 x 210 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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



Referencia: P35		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 35 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P36		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.011 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.013 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.442 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.043 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.061 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 179.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 408.3 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 16.49 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 11.25 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.54 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 15.14 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- P36:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0003	Cumple



Referencia: P36 Dimensiones: 210 x 210 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		



Referencia: P37		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.615 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.615 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.624 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.154 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.155 kp/cm ²	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: 508.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 991.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 17.55 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.13 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.82 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 25.04 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P37:		
	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0003 Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)		
	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple



Referencia: P37		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P38		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.615 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.615 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.623 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.082 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.181 kp/cm ²	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: 503.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 982.9 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 17.61 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.13 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		



Listado de cimentación

Referencia: P38		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.82 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 25.04 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P38:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0003 Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 20 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P39		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.614 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P39		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.614 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.63 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.168 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.21 kp/cm ²	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: 498.6 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 937.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 17.66 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15.16 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 42.82 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 25.04 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- P39:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0003 Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple



Referencia: P39		
Dimensiones: 200 x 200 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P40		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.011 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.022 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.441 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.793 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.186 kp/cm ²	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: 250.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 354.1 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 14.91 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 11.58 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.54 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 15.14 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple



Referencia: P40 Dimensiones: 210 x 210 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P40:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0003 Mínimo: 0.0002	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm Calculado: 20 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo: - Armado sup. dirección X hacia der: - Armado sup. dirección X hacia izq: - Armado sup. dirección Y hacia arriba: - Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	



Referencia: P40		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		
Referencia: P41		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 0.742 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 0.759 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.088 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.583 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.677 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 196.6 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 267.4 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 10.48 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 8.66 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 15.59 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 9.55 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- P41:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple



Referencia: P41		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 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: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple



Referencia: P41		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		
Referencia: P42		
Dimensiones: 180 x 180 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Dimensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.25 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.25 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.284 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.872 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.149 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 342.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 504.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 9.72 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 8.31 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.06 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 14.82 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P42:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	



Referencia: P42		
Dimensiones: 180 x 180 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0002	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P43		
Dimensiones: 180 x 180 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.25 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.25 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.284 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.768 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.089 kp/cm ²	Cumple



Referencia: P43		
Dimensiones: 180 x 180 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
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: 345.1 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 500.2 %	Cumple
Flexión en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 9.75 t·m Momento: 8.31 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 0.00 t Cortante: 0.00 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.06 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 14.82 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P43:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cantidad geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cantidad mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0002	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	



Referencia: P43		
Dimensiones: 180 x 180 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P44		
Dimensiones: 180 x 180 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.25 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.25 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.289 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.831 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.125 kp/cm ²	Cumple
Vuelco de la zapata: 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: 345.4 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 476.0 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 9.77 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 8.34 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 25.06 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 14.81 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P44:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08	Mínimo: 0.0002	



Referencia: P44		
Dimensiones: 180 x 180 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 27 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P45		
Dimensiones: 210 x 210 x 120		
Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 0.735 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 0.745 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.09 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.379 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 1.496 kp/cm ²	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: 193.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 236.3 %	Cumple



Listado de cimentación

Referencia: P45 Dimensiones: 210 x 210 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Flexión en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 9.23 t·m Momento: 8.28 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 0.00 t Cortante: 0.00 t	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: Criterio de CYPE Ingenieros - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 15.56 t/m ² Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 9.59 t/m ²	Cumple Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 25 cm Calculado: 120 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P45:	Mínimo: 0 cm Calculado: 111 cm	Cumple
Cantidad geométrica mínima: Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple Cumple Cumple
Cantidad mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0002 Mínimo: 0.0002 Mínimo: 0.0001 Mínimo: 0.0001	Cumple Cumple Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm Calculado: 20 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm Calculado: 29 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991		



Referencia: P45 Dimensiones: 210 x 210 x 120 Armados: Xi: Ø20c/29 Yi: Ø20c/29 Xs: Ø20c/29 Ys: Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 27 cm Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 27 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 27 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		

2.- LISTADO DE VIGAS CENTRADORAS

2.1.- Descripción

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P8 - P3], [P7 - P2]	VC.T-6.3	Ancho: 40.0 cm Canto: 85.0 cm	Superior: 7Ø25 Inferior: 3Ø16 Piel: 2x2Ø12 Estribos: 1xØ8c/20
[P6 - P1]	VC.T-3	Ancho: 40.0 cm Canto: 60.0 cm	Superior: 5Ø25 Inferior: 3Ø12 Piel: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ8c/30
[P9 - P4]	VC.T-7.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 90.0 cm	Superior: 8Ø25 Inferior: 3Ø12 Piel: 2x2Ø12 Estribos: 1xØ8c/20
[P10 - P5]	VC.T-3	Ancho: 40.0 cm Canto: 60.0 cm	Superior: 5Ø25 Inferior: 3Ø12 Piel: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ8c/30



2.2.- Medición

Referencias: [P8 - P3] y [P7 - P2]		B 500 S, Ys=1.15				Total
Nombre de armado		Ø8	Ø12	Ø16	Ø25	
Armado viga - Armado de piel	Longitud (m)		4x6.75			27.00
	Peso (kg)		4x5.99			23.97
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)			3x6.76		20.28
	Peso (kg)			3x10.67		32.01
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)				5x8.23	41.15
	Peso (kg)				5x31.71	158.57
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)				2x8.23	16.46
	Peso (kg)				2x31.71	63.43
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	14x2.31				32.34
	Peso (kg)	14x0.91				12.76
Totales	Longitud (m)	32.34	27.00	20.28	57.61	
	Peso (kg)	12.76	23.97	32.01	222.00	290.74
Total con mermas (0.00%)	Longitud (m)	35.57	29.70	22.31	63.37	
	Peso (kg)	14.04	26.36	35.21	244.20	319.81

Referencia: [P6 - P1]		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø8	Ø12	Ø25	
Armado viga - Armado de piel	Longitud (m)		2x6.73		13.46
	Peso (kg)		2x5.98		11.95
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		3x6.61		19.83
	Peso (kg)		3x5.87		17.61
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)			5x8.13	40.65
	Peso (kg)			5x31.33	156.64
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	13x1.81			23.53
	Peso (kg)	13x0.71			9.29
Totales	Longitud (m)	23.53	33.29	40.65	
	Peso (kg)	9.29	29.56	156.64	195.49
Total con mermas (0.00%)	Longitud (m)	25.88	36.62	44.72	
	Peso (kg)	10.22	32.52	172.30	215.04

Referencia: [P9 - P4]		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø8	Ø12	Ø25	
Armado viga - Armado de piel	Longitud (m)		4x6.75		27.00
	Peso (kg)		4x5.99		23.97
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		3x6.62		19.86
	Peso (kg)		3x5.88		17.63
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)			8x8.21	65.68
	Peso (kg)			8x31.64	253.09
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	14x2.41			33.74
	Peso (kg)	14x0.95			13.31
Totales	Longitud (m)	33.74	46.86	65.68	
	Peso (kg)	13.31	41.60	253.09	308.00
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	37.11	51.55	72.25	
	Peso (kg)	14.64	45.76	278.40	338.80

Referencia: [P10 - P5]		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø8	Ø12	Ø25	
Armado viga - Armado de piel	Longitud (m)		2x6.74		13.48
	Peso (kg)		2x5.98		11.97



Referencia: [P10 - P5]		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø8	Ø12	Ø25	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		3x6.61		19.83
	Peso (kg)		3x5.87		17.61
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)			5x8.18	40.90
	Peso (kg)			5x31.52	157.60
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	13x1.81			23.53
	Peso (kg)	13x0.71			9.29
Totales	Longitud (m)	23.53	33.31	40.90	
	Peso (kg)	9.29	29.58	157.60	196.47
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	25.88	36.64	44.99	
	Peso (kg)	10.22	32.54	173.36	216.12

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)					Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø8	Ø12	Ø16	Ø25	Total	HA-25, Yc=1.5	Limpieza	
Referencias: [P8 - P3] y [P7 - P2]	2x14.03	2x26.37	2x35.21	2x244.20	639.62	2x0.87	2x0.10	2x4.33
Referencia: [P6 - P1]	10.22	32.52		172.30	215.04	0.80	0.13	4.02
Referencia: [P9 - P4]	14.64	45.76		278.40	338.80	0.92	0.10	4.59
Referencia: [P10 - P5]	10.22	32.54		173.36	216.12	0.80	0.13	4.02
Totales	63.14	163.56	70.42	1112.46	1409.58	4.26	0.57	21.30

23.- Comprobación

Referencia: VC.T-6.3 [P8 - P3] (Viga centradora) Dimensiones: 40.0 cm x 85.0 cm Armadura superior: 7Ø25 Armadura de piel: 2x2Ø12 Armadura inferior: 3Ø16 Estribos: 1xØ8c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 8 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 19.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08		
- Armadura superior:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 4.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 12.8 cm	Cumple
- Armadura de piel:	Mínimo: 2 cm Calculado: 21.1 cm	Cumple
Separación máxima estribos:	Calculado: 20 cm	
- Situaciones persistentes: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1	Máximo: 24 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 4.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 12.8 cm	Cumple



Referencia: VC.T-6.3 [P8 - P3] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 85.0 cm -Armadura superior: 7Ø25 -Armadura de piel: 2x2Ø12 -Armadura inferior: 3Ø16 -Estribos: 1xØ8c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura de piel:	Calculado: 21.1 cm	Cumple
Cuantía mínima para los estribos: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1	Calculado: 5.02 cm ² /m	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 3.14 cm ² /m	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 2.73 cm ² /m	Cumple
Cuantía geométrica mínima armadura traccionada: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0028	
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0101	Cumple
- Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 0.0101	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: Se aplica la reducción del artículo 42.3.2 (norma EHE-08)	Calculado: 34.36 cm ²	
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 5.21 cm ²	Cumple
- Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 5.23 cm ²	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 17.44 cm ² Calculado: 44.91 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 44.91 cm ² Calculado: 44.91 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Calculado: 44.91 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 1.12 cm ²	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:		
- Situaciones persistentes:	Momento flector: -102.33 t·m Axil: ± 0.00 t	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: -59.33 t·m Axil: ± 5.61 t Momento flector: -18.85 t·m Axil: ± 5.73 t	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 131 cm Mínimo: 131 cm Mínimo: 81 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 40 cm Mínimo: 40 cm Mínimo: 29 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 43 cm Mínimo: 43 cm Mínimo: 28 cm	Cumple Cumple



Referencia: VC.T-6.3 [P8 - P3] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 85.0 cm -Armadura superior: 7Ø25 -Armadura de piel: 2x2Ø12 -Armadura inferior: 3Ø16 -Estribos: 1xØ8c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 72 cm Mínimo: 72 cm Mínimo: 36 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm Calculado: 16 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 12 cm Calculado: 12 cm Calculado: 12 cm	Cumple Cumple
Comprobación de cortante: - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Cortante: 24.08 t Cortante: 13.96 t	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: VC.T-6.3 [P7 - P2] (Viga centradora) Dimensiones: 40.0 cm x 85.0 cm Armadura superior: 7Ø25 Armadura de piel: 2x2Ø12 Armadura inferior: 3Ø16 Estribos: 1xØ8c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 8 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 19.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior: - Armadura de piel:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 4.4 cm Mínimo: 2 cm Calculado: 12.8 cm Mínimo: 2 cm Calculado: 21.1 cm	Cumple Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Situaciones persistentes: Norma EHE-08. Artículo 42.3.1 - Situaciones accidentales sísmicas: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Calculado: 20 cm Máximo: 24 cm Máximo: 30 cm	Cumple Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 4.4 cm Calculado: 12.8 cm	Cumple Cumple



Referencia: VC.T-6.3 [P7 - P2] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 85.0 cm -Armadura superior: 7Ø25 -Armadura de piel: 2x2Ø12 -Armadura inferior: 3Ø16 -Estribos: 1xØ8c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura de piel:	Calculado: 21.1 cm	Cumple
Cuantía mínima para los estribos: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1	Calculado: 5.02 cm ² /m	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 3.14 cm ² /m	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 2.73 cm ² /m	Cumple
Cuantía geométrica mínima armadura traccionada: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0028	
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0101	Cumple
- Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 0.0101	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: Se aplica la reducción del artículo 42.3.2 (norma EHE-08)	Calculado: 34.36 cm ²	
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 5.21 cm ²	Cumple
- Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 5.23 cm ²	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 17.44 cm ² Calculado: 44.91 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 44.91 cm ² Calculado: 44.91 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Calculado: 44.91 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 1.12 cm ²	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:		
- Situaciones persistentes:	Momento flector: -102.38 t·m Axil: ± 0.00 t	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: -59.40 t·m Axil: ± 5.61 t Momento flector: -18.82 t·m Axil: ± 5.73 t	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 131 cm Mínimo: 131 cm Mínimo: 81 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 40 cm Mínimo: 40 cm Mínimo: 29 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 43 cm Mínimo: 43 cm Mínimo: 28 cm	Cumple Cumple



Referencia: VC.T-6.3 [P7 - P2] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 85.0 cm -Armadura superior: 7Ø25 -Armadura de piel: 2x2Ø12 -Armadura inferior: 3Ø16 -Estribos: 1xØ8c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 72 cm Mínimo: 72 cm Mínimo: 36 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm Calculado: 16 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 12 cm Calculado: 12 cm Calculado: 12 cm	Cumple Cumple
Comprobación de cortante: - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Cortante: 24.09 t Cortante: 13.98 t	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: VC.T-3 [P6 - P1] (Viga centradora) Dimensiones: 40.0 cm x 60.0 cm Armadura superior: 5Ø25 Armadura de piel: 1x2Ø12 Armadura inferior: 3Ø12 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 8 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior: - Armadura de piel:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 4.4 cm Mínimo: 2 cm Calculado: 13.4 cm Mínimo: 2 cm Calculado: 22.7 cm	Cumple Cumple Cumple
Separación máxima estribos: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 4.4 cm Calculado: 13.4 cm	Cumple Cumple



Referencia: VC.T-3 [P6 - P1] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 60.0 cm -Armadura superior: 5Ø25 -Armadura de piel: 1x2Ø12 -Armadura inferior: 3Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura de piel:	Calculado: 22.7 cm	Cumple
Cuantía mínima para los estribos: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1	Calculado: 3.35 cm ² /m	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 3.14 cm ² /m	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 2.73 cm ² /m	Cumple
Cuantía geométrica mínima armadura traccionada: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0028	
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0102	Cumple
- Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 0.0102	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: Se aplica la reducción del artículo 42.3.2 (norma EHE-08)	Calculado: 24.54 cm ²	
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 3.68 cm ²	Cumple
- Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 3.69 cm ²	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 12.31 cm ² Calculado: 30.19 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 30.19 cm ² Calculado: 30.19 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Calculado: 30.19 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.67 cm ²	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:		
- Situaciones persistentes:	Momento flector: -47.77 t·m Axil: ± 0.00 t	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: -34.46 t·m Axil: ± 3.28 t Momento flector: -3.99 t·m Axil: ± 3.47 t	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 126 cm Mínimo: 125 cm Mínimo: 93 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 29 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 25 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 42 cm Mínimo: 41 cm Mínimo: 32 cm	Cumple Cumple



Referencia: VC.T-3 [P6 - P1] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 60.0 cm -Armadura superior: 5Ø25 -Armadura de piel: 1x2Ø12 -Armadura inferior: 3Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 68 cm Mínimo: 68 cm Mínimo: 45 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 12 cm Calculado: 12 cm Calculado: 12 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 12 cm Calculado: 12 cm Calculado: 12 cm	Cumple Cumple
Comprobación de cortante: - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Cortante: 10.16 t Cortante: 7.33 t	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: VC.T-7.1 [P9 - P4] (Viga centradora) Dimensiones: 40.0 cm x 90.0 cm Armadura superior: 8Ø25 Armadura de piel: 2x2Ø12 Armadura inferior: 3Ø12 Estribos: 1xØ8c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 8 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 19.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior: - Armadura de piel:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 3 cm Mínimo: 2 cm Calculado: 13.4 cm Mínimo: 2 cm Calculado: 22.9 cm	Cumple Cumple Cumple
Separación máxima estribos: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 3 cm Calculado: 13.4 cm	Cumple Cumple



Referencia: VC.T-7.1 [P9 - P4] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 90.0 cm -Armadura superior: 8Ø25 -Armadura de piel: 2x2Ø12 -Armadura inferior: 3Ø12 -Estribos: 1xØ8c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura de piel:	Calculado: 22.9 cm	Cumple
Cuantía mínima para los estribos: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1	Calculado: 5.02 cm ² /m	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 3.14 cm ² /m	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 2.73 cm ² /m	Cumple
Cuantía geométrica mínima armadura traccionada: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5	Mínimo: 0.0028	
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0109	Cumple
- Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 0.0109	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: Se aplica la reducción del artículo 42.3.2 (norma EHE-08)	Calculado: 39.27 cm ²	
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 5.52 cm ²	Cumple
- Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 5.53 cm ²	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 18.46 cm ² Calculado: 47.18 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 47.18 cm ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 47.18 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 1.11 cm ² Calculado: 47.18 cm ²	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:		
- Situaciones persistentes:	Momento flector: -117.63 t·m Axil: ± 0.00 t	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: -63.33 t·m Axil: ± 5.56 t	Cumple
	Momento flector: -19.79 t·m Axil: ± 5.69 t	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 130 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 129 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 71 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 30 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 29 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 19 cm	Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 43 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 42 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 25 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 71 cm	



Referencia: VC.T-7.1 [P9 - P4] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 90.0 cm -Armadura superior: 8Ø25 -Armadura de piel: 2x2Ø12 -Armadura inferior: 3Ø12 -Estribos: 1xØ8c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 71 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 12 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 12 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm	Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Mínimo: 12 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 12 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12 cm	Cumple
Comprobación de cortante:		
- Situaciones persistentes:	Cortante: 27.68 t	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Cortante: 14.90 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: VC.T-3 [P10 - P5] (Viga centradora) Dimensiones: 40.0 cm x 60.0 cm Armadura superior: 5Ø25 Armadura de piel: 1x2Ø12 Armadura inferior: 3Ø12 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 8 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08		
- Armadura superior:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 4.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 13.4 cm	Cumple
- Armadura de piel:	Mínimo: 2 cm Calculado: 22.7 cm	Cumple
Separación máxima estribos: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 4.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 13.4 cm	Cumple
- Armadura de piel:	Calculado: 22.7 cm	Cumple



Referencia: VC.T-3 [P10 - P5] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 60.0 cm -Armadura superior: 5Ø25 -Armadura de piel: 1x2Ø12 -Armadura inferior: 3Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima para los estribos: Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 3.35 cm ² /m Mínimo: 3.14 cm ² /m Mínimo: 2.73 cm ² /m	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima armadura traccionada: Norma EHE-08. Artículo 42.3.5 - Armadura superior (Situaciones persistentes): - Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 0.0028 Calculado: 0.0102 Calculado: 0.0102	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: Se aplica la reducción del artículo 42.3.2 (norma EHE-08) - Armadura superior (Situaciones persistentes): - Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 24.54 cm ² Mínimo: 3.68 cm ² Mínimo: 3.69 cm ²	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 12.31 cm ² Calculado: 30.19 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 30.19 cm ² Calculado: 30.19 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.68 cm ² Calculado: 30.19 cm ²	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: -48.81 t·m Axil: ± 0.00 t Momento flector: -32.69 t·m Axil: ± 3.44 t Momento flector: -8.81 t·m Axil: ± 3.48 t	Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 129 cm Mínimo: 128 cm Mínimo: 88 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 30 cm Mínimo: 29 cm Mínimo: 23 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 43 cm Mínimo: 42 cm Mínimo: 31 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes:	Calculado: 70 cm Mínimo: 70 cm	Cumple



Listado de cimentación

bodega 6x8

Fecha: 23/08/16

Referencia: VC.T-3 [P10 - P5] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 60.0 cm -Armadura superior: 5Ø25 -Armadura de piel: 1x2Ø12 -Armadura inferior: 3Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 41 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Mínimo: 12 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 12 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12 cm	Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Mínimo: 12 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 12 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12 cm	Cumple
Comprobación de cortante:		
- Situaciones persistentes:	Cortante: 10.39 t	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Cortante: 6.96 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Producido por una versión educativa de CYPE



3.- LISTADO DE VIGAS DE ATADO

3.1.- Descripción

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P17 - P18], [P18 - P19], [P16 - P17], [P37 - P38], [P38 - P39], [P33 - P34], [P28 - P29], [P23 - P24], [P22 - P23], [P27 - P28], [P32 - P33], [P21 - P22], [P26 - P27], [P36 - P37], [P24 - P25], [P29 - P30], [P34 - P35], [P39 - P40], [P31 - P32], [P42 - P43], [P43 - P44], [P41 - P42], [P44 - P45], [P8 - P9], [P11 - P6], [P15 - P10], [P9 - P10], [P11 - P12], [P12 - P13], [P14 - P15], [P13 - P14], [P7 - P8], [P6 - P7], [P2 - P3], [P1 - P2], [P3 - P4], [P4 - P5], [P19 - P20]	C.3	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30
[P21 - P16], [P26 - P21], [P30 - P25], [P35 - P30], [P40 - P35], [P31 - P26], [P36 - P31], [P41 - P36], [P45 - P40], [P16 - P11], [P25 - P20], [P20 - P15]	C.3	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30

3.2.- Medición



Referencias: [P17 - P18], [P18 - P19], [P16 - P17], [P37 - P38], [P38 - P39], [P33 - P34], [P28 - P29], [P23 - P24], [P22 - P23], [P27 - P28], [P32 - P33], [P21 - P22], [P26 - P27], [P36 - P37], [P24 - P25], [P29 - P30], [P34 - P35], [P39 - P40], [P31 - P32], [P42 - P43], [P43 - P44], [P41 - P42], [P44 - P45], [P8 - P9], [P11 - P6], [P15 - P10], [P9 - P10], [P11 - P12], [P12 - P13], [P14 - P15], [P13 - P14], [P7 - P8], [P6 - P7], [P2 - P3], [P1 - P2], [P3 - P4], [P4 - P5] y [P19 - P20]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x6.54	13.08
	Peso (kg)		2x16.13	32.26
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x6.70	13.40
	Peso (kg)		2x16.52	33.05
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	14x1.41		19.74
	Peso (kg)	14x0.56		7.79
Totales	Longitud (m)	19.74	26.48	
	Peso (kg)	7.79	65.31	73.10
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	21.71	29.13	
	Peso (kg)	8.57	71.84	80.41

Referencias: [P21 - P16], [P26 - P21], [P30 - P25], [P35 - P30], [P40 - P35], [P31 - P26], [P36 - P31], [P41 - P36], [P45 - P40], [P16 - P11], [P25 - P20] y [P20 - P15]		B 500 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø20	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x8.54	17.08
	Peso (kg)		2x21.06	42.12
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x8.70	17.40
	Peso (kg)		2x21.46	42.91
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	21x1.41		29.61
	Peso (kg)	21x0.56		11.68
Totales	Longitud (m)	29.61	34.48	
	Peso (kg)	11.68	85.03	96.71
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	32.57	37.93	
	Peso (kg)	12.85	93.53	106.38

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)			Hormigón (m³)		Encofrado (m²)
	Ø8	Ø20	Total	HA-25, Yc=1.5	Limpieza	
Referencias: [P17 - P18], [P18 - P19], [P16 - P17], [P37 - P38], [P38 - P39], [P33 - P34], [P28 - P29], [P23 - P24], [P22 - P23], [P27 - P28], [P32 - P33], [P21 - P22], [P26 - P27], [P36 - P37], [P24 - P25], [P29 - P30], [P34 - P35], [P39 - P40], [P31 - P32], [P42 - P43], [P43 - P44], [P41 - P42], [P44 - P45], [P8 - P9], [P11 - P6], [P15 - P10], [P9 - P10], [P11 - P12], [P12 - P13], [P14 - P15], [P13 - P14], [P7 - P8], [P6 - P7], [P2 - P3], [P1 - P2], [P3 - P4], [P4 - P5] y [P19 - P20]	38x8.57	38x71.84	3055.58	38x0.61	38x0.15	38x3.04
Referencias: [P21 - P16], [P26 - P21], [P30 - P25], [P35 - P30], [P40 - P35], [P31 - P26], [P36 - P31], [P41 - P36], [P45 - P40], [P16 - P11], [P25 - P20] y [P20 - P15]	12x12.85	12x93.53	1276.56	12x0.92	12x0.23	12x4.60
Totales	479.86	3852.28	4332.14	34.14	8.54	170.72

3.3.- Comprobación

Referencia: C.3 [P17 - P18] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple



Referencia: C.3 [P17 - P18] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.4 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple



Referencia: C.3 [P17 - P18] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P18 - P19] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.4 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	



Referencia: C.3 [P18 - P19] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:	Momento flector: 0.00 t·m	
- Situaciones accidentales sísmicas:	Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P16 - P17] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos:		
- Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.4 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P16 - P17] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:	Momento flector: 0.00 t·m	
- Situaciones accidentales sísmicas:	Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P37 - P38] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Calculado: 12.56 cm ²	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 0 cm ²	Cumple



Referencia: C.3 [P37 - P38] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0.4 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P38 - P39] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P38 - P39] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Calculado: 12.56 cm ²	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 0 cm ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0.4 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: C.3 [P33 - P34] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P33 - P34] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.4 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: C.3 [P28 - P29] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.4 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple



Referencia: C.3 [P28 - P29] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P23 - P24] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	Cumple
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	Cumple
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.4 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P23 - P24] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: \pm 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P22 - P23] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.4 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P22 - P23] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P27 - P28] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.4 cm ²	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P27 - P28] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P32 - P33] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P32 - P33] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.4 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t.m Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P21 - P16] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P21 - P16] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.24 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.24 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P21 - P22] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple



Referencia: C.3 [P21 - P22] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.4 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: C.3 [P26 - P27] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.4 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple



Referencia: C.3 [P26 - P27] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P26 - P21] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.24 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	



Referencia: C.3 [P26 - P21] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:	Momento flector: 0.00 t·m	
- Situaciones accidentales sísmicas:	Axil: ± 1.23 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P36 - P37] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos:		
- Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.4 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P36 - P37] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:	Momento flector: 0.00 t·m	
- Situaciones accidentales sísmicas:	Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P24 - P25] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 12.56 cm ²	Cumple



Referencia: C.3 [P24 - P25] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.4 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.04 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P29 - P30] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P29 - P30] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.4 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.04 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: C.3 [P30 - P25] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P30 - P25] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.24 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.23 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: C.3 [P34 - P35] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.4 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.04 t	Cumple



Referencia: C.3 [P34 - P35] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P35 - P30] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.24 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P35 - P30] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.23 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P39 - P40] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.4 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P39 - P40] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P40 - P35] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.24 cm ²	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P40 - P35] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.24 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P31 - P32] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P31 - P32] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.4 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t.m Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P31 - P26] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P31 - P26] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.24 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.23 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P36 - P31] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P36 - P31] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.24 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.24 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: C.3 [P42 - P43] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.23 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.22 t	Cumple



Referencia: C.3 [P42 - P43] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P43 - P44] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.23 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P43 - P44] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.22 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P41 - P36] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.24 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P41 - P36] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.24 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P41 - P42] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P41 - P42] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.23 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.22 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P45 - P40] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P45 - P40] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.24 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t.m Axil: ± 1.24 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P44 - P45] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P44 - P45] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.23 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.22 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P16 - P11] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P16 - P11] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.56 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.86 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: C.3 [P8 - P9] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 1.12 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 5.73 t	Cumple



Referencia: C.3 [P8 - P9] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P11 - P6] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.67 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	



Referencia: C.3 [P11 - P6] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:	Momento flector: 0.00 t·m	
- Situaciones accidentales sísmicas:	Axil: ± 3.47 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P15 - P10] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos:		
- Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Calculado: 12.56 cm ²	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 0 cm ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0.68 cm ²	Cumple



Referencia: C.3 [P15 - P10] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 3.48 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P9 - P10] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple



Referencia: C.3 [P9 - P10] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 1.11 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 5.70 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P11 - P12] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾		No procede



Referencia: C.3 [P11 - P12] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
(1) Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.87 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 4.46 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P12 - P13] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	



Referencia: C.3 [P12 - P13] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0.87 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 4.46 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: C.3 [P14 - P15] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.87 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 4.47 t	Cumple



Referencia: C.3 [P14 - P15] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P13 - P14] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Calculado: 12.56 cm ²	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 0 cm ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0.87 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 27 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 27 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares	Calculado: 35 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 28 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 35 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P13 - P14] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: \pm 4.47 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P7 - P8] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 1.12 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P7 - P8] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 5.73 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P6 - P7] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiales: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P6 - P7] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 1.12 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 5.73 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P2 - P3] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P2 - P3] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.82 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t.m Axil: ± 4.22 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P1 - P2] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P1 - P2] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.82 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 4.22 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P3 - P4] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple



Referencia: C.3 [P3 - P4] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.91 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 4.66 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: C.3 [P4 - P5] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.91 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P4 - P5] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: \pm 4.65 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P19 - P20] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15	Mínimo: 0.4 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple



Referencia: C.3 [P19 - P20] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.05 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.3 [P25 - P20] (Viga de atado) Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm Armadura superior: 2Ø20 Armadura inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08 - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): Norma EHE-08. Artículo 42.3.4	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ²	Cumple



Referencia: C.3 [P20 - P15] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15 - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.57 cm ²	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 2.93 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		