

# MEMORIA DE CÁLCULO

**PROYECTO:** ITCHIMBIA

**UTILIDAD:** VIVIENDA

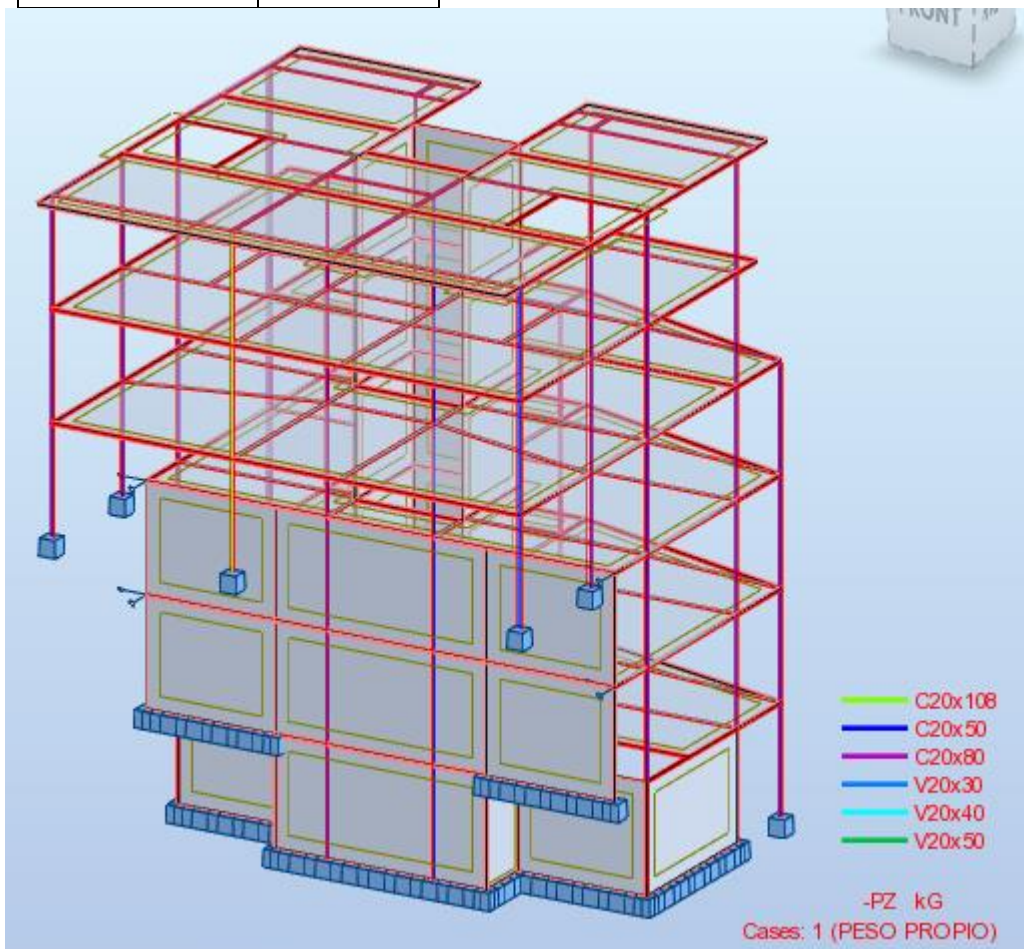
**DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:** Estructura de 6 plantas altas aterrizadas con sistema de pórticos duales tipo especial en hormigón armado. Losas alivianadas con espumaflex y cubierta con losas de madera y teja.

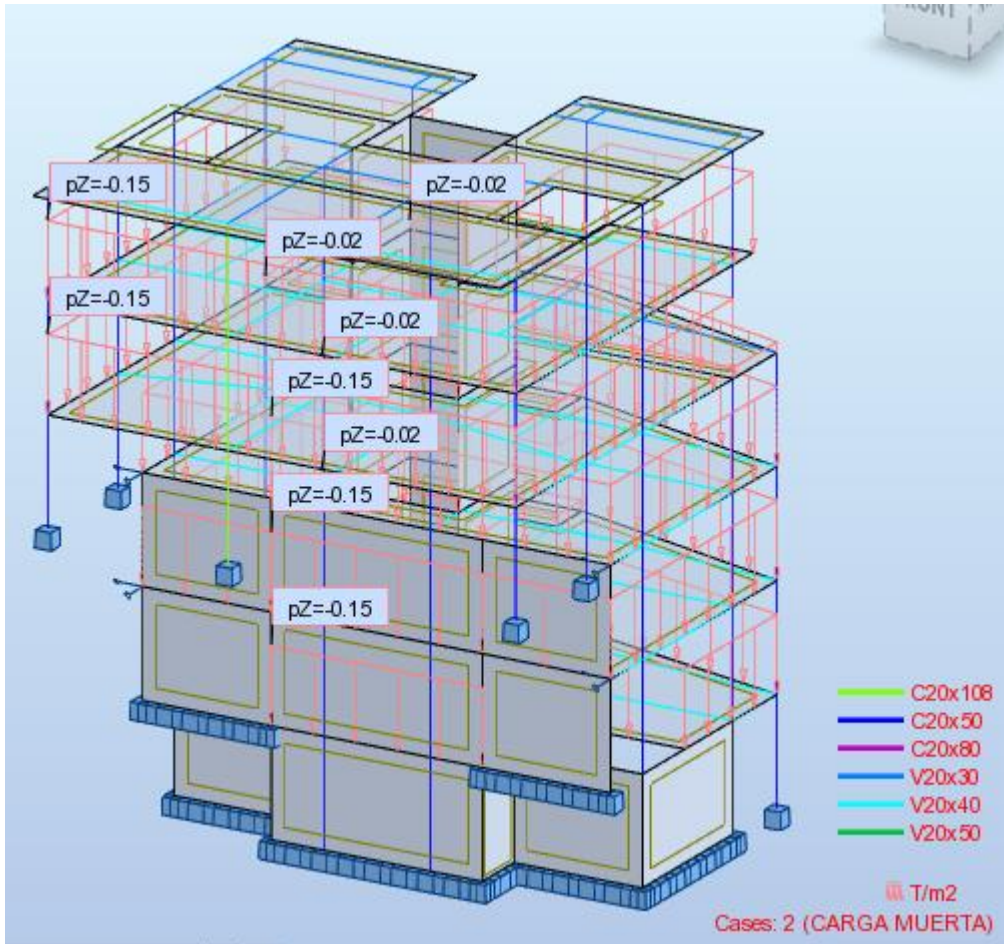
**UBICACIÓN:** QUITO

## CARGAS

CARGA MUERTA (En conformidad con NEC-SE-CG y ASCE7-10)

Peso propio de los componentes, con los siguientes pesos unitarios			
Material	P. Unit.(t/m <sup>3</sup> )	Material	P. Unit.(t/m <sup>3</sup> )
Hormigón Simple	2.20	Mampostería de Bloque Normal	1.80
Hormigón Armado	2.40	Mampostería de Bloque Liviana	0.90
Acero	7.85		





*Carga muerta adicional por paredes, acabados y cubiertas*

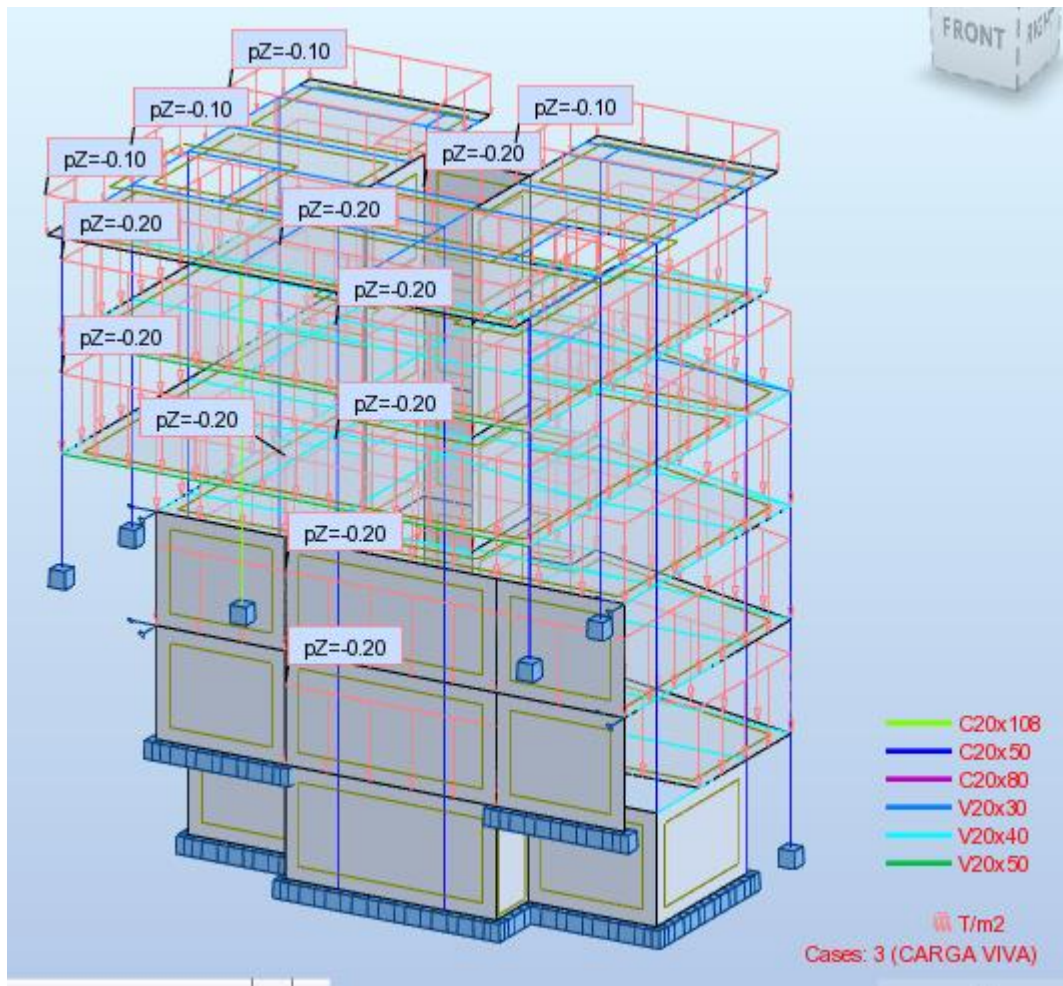
La carga muerta por paredes corresponde a utilizar paredes de mampostería de bloque en los exteriores y tipo drywall para las interiores.

**CARGA MUERTA**

Ocupación	Carga(Kg/m <sup>2</sup> )
Estacionamientos	50
Vivienda	150
Terrazas	20

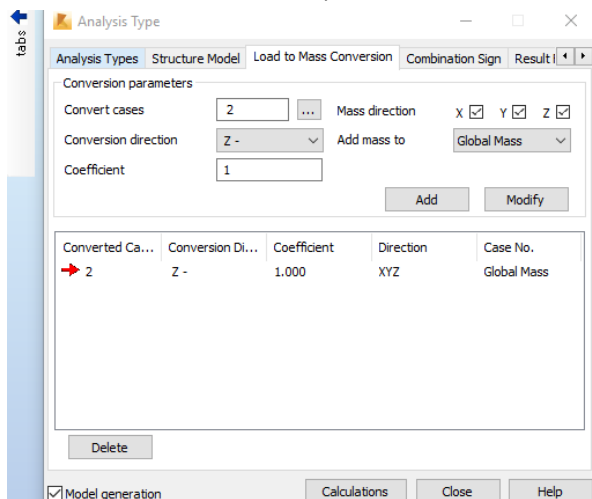
CARGA VIVA (En conformidad con NEC-SE-DS y ASCE7-10)

Ocupación	Carga(Kg/m <sup>2</sup> )
Estacionamientos	200
Vivienda	200
Cubiertas Inaccesibles	100



## CONVERSION DE CARGA A MASA

El programa asigna el peso propio de toda la estructura automáticamente como masa para realizar el análisis modal, adicionalmente se adiciona la CARGA MUERTA (caso 2) a la masa.



## COMBINACIONES DE CARGA

COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN ASCE 7-10												
	S <sub>ps</sub>	1.36										
	f	0.50	Cuando la carga viva es mayor a 500kg/m <sup>2</sup> usar f=1									
	Nro	Nombre				Redundancia	1.00	(1.00 o 1.30)				
	1	Peso Propio				Iregularidades	1.00	(1.00 o 1.25)				
	2	Carga Muerta										
	3	Carga Viva										
	4	Modal										
	5	Sismo X										
	6	Sismo Y										
	Combinacion	Nombre	Nombre	Coficiente	Nombre	Coficiente	Nombre	Coficiente	Nombre	Coficiente	Nombre	Coficiente
1. 1.4D	7	7	1	1.40	2	1.40						
2. 1.2D+1.6L	8	8	1	1.20	2	1.20	3	1.60				
3. 1.2D+L	9	9	1	1.20	2	1.20	3	1.00				
4. 1.2D	10	10	1	1.20	2	1.20						
5. 1.2D+1.0E+fl	11	11	1	1.20	2	1.20	3	0.50	5	1.00		
	12	12	1	1.20	2	1.20	3	0.50	5	-1.00		
	13	13	1	1.20	2	1.20	5	1.00				
	14	14	1	1.20	2	1.20	5	-1.00				
	15	15	1	1.20	2	1.20	3	0.50	6	1.00		
	16	16	1	1.20	2	1.20	3	0.50	6	-1.00		
	17	17	1	1.20	2	1.20	6	1.00				
	18	18	1	1.20	2	1.20	6	-1.00				
6. 0.9D	19	19	1	1.00	2	1.00						
7. 0.9D+1.0E	20	20	1	0.90	2	0.90	5	1.00				
	21	21	1	0.90	2	0.90	5	-1.00				
	22	22	1	0.90	2	0.90	6	1.00				
	23	23	1	0.90	2	0.90	6	-1.00				
5. 1.2D+1.0E+fl	24	24	1	1.20	2	1.20	3	0.50	5	1.00	6	0.30
	25	25	1	1.20	2	1.20	3	0.50	5	1.00	6	-0.30
	26	26	1	1.20	2	1.20	3	0.50	5	-1.00	6	0.30
	27	27	1	1.20	2	1.20	3	0.50	5	-1.00	6	-0.30
	28	28	1	1.20	2	1.20	5	1.00	6	0.30		
	29	29	1	1.20	2	1.20	5	1.00	6	-0.30		
	30	30	1	1.20	2	1.20	5	-1.00	6	0.30		
	31	31	1	1.20	2	1.20	5	-1.00	6	-0.30		
	32	32	1	1.20	2	1.20	3	0.50	6	1.00	5	0.30
	33	33	1	1.20	2	1.20	3	0.50	6	1.00	5	-0.30
	34	34	1	1.20	2	1.20	3	0.50	6	-1.00	5	0.30
	35	35	1	1.20	2	1.20	3	0.50	6	-1.00	5	-0.30
	36	36	1	1.20	2	1.20	6	1.00	5	0.30		
	37	37	1	1.20	2	1.20	6	1.00	5	-0.30		
	38	38	1	1.20	2	1.20	6	-1.00	5	0.30		
	39	39	1	1.20	2	1.20	6	-1.00	5	-0.30		
7. 0.9D+1.0E	40	40	1	0.90	2	0.90	5	1.00	6	0.30		
	41	41	1	0.90	2	0.90	5	1.00	6	-0.30		
	42	42	1	0.90	2	0.90	5	-1.00	6	0.30		
	43	43	1	0.90	2	0.90	5	-1.00	6	-0.30		
	44	44	1	0.90	2	0.90	6	1.00	5	0.30		
	45	45	1	0.90	2	0.90	6	1.00	5	-0.30		
	46	46	1	0.90	2	0.90	6	-1.00	5	0.30		
	47	47	1	0.90	2	0.90	6	-1.00	5	-0.30		

5. 1.2D+1.0E+fL	48	48	1	1.47	2	1.47	3	0.50	5	1.00	6	0.30
	49	49	1	1.47	2	1.47	3	0.50	5	1.00	6	-0.30
	50	50	1	1.47	2	1.47	3	0.50	5	-1.00	6	0.30
	51	51	1	1.47	2	1.47	3	0.50	5	-1.00	6	-0.30
	52	52	1	1.47	2	1.47	5	1.00	6	0.30		
	53	53	1	1.47	2	1.47	5	1.00	6	-0.30		
	54	54	1	1.47	2	1.47	5	-1.00	6	0.30		
	55	55	1	1.47	2	1.47	5	-1.00	6	-0.30		
	56	56	1	1.47	2	1.47	3	0.50	6	1.00	5	0.30
	57	57	1	1.47	2	1.47	3	0.50	6	1.00	5	-0.30
	58	58	1	1.47	2	1.47	3	0.50	6	-1.00	5	0.30
	59	59	1	1.47	2	1.47	3	0.50	6	-1.00	5	-0.30
	60	60	1	1.47	2	1.47	6	1.00	5	0.30		
	61	61	1	1.47	2	1.47	6	1.00	5	-0.30		
	62	62	1	1.47	2	1.47	6	-1.00	5	0.30		
	63	63	1	1.47	2	1.47	6	-1.00	5	-0.30		
7. 0.9D+1.0E	64	64	1	1.17	2	1.17	5	1.00	6	0.30		
	65	65	1	1.17	2	1.17	5	1.00	6	-0.30		
	66	66	1	1.17	2	1.17	5	-1.00	6	0.30		
	67	67	1	1.17	2	1.17	5	-1.00	6	-0.30		
	68	68	1	1.17	2	1.17	6	1.00	5	0.30		
	69	69	1	1.17	2	1.17	6	1.00	5	-0.30		
	70	70	1	1.17	2	1.17	6	-1.00	5	0.30		
	71	71	1	1.17	2	1.17	6	-1.00	5	-0.30		
5. 1.2D+1.0E+fL	72	72	1	0.93	2	0.93	3	0.50	5	1.00	6	0.30
	73	73	1	0.93	2	0.93	3	0.50	5	1.00	6	-0.30
	74	74	1	0.93	2	0.93	3	0.50	5	-1.00	6	0.30
	75	75	1	0.93	2	0.93	3	0.50	5	-1.00	6	-0.30
	76	76	1	0.93	2	0.93	5	1.00	6	0.30		
	77	77	1	0.93	2	0.93	5	1.00	6	-0.30		
	78	78	1	0.93	2	0.93	5	-1.00	6	0.30		
	79	79	1	0.93	2	0.93	5	-1.00	6	-0.30		
	80	80	1	0.93	2	0.93	3	0.50	6	1.00	5	0.30
	81	81	1	0.93	2	0.93	3	0.50	6	1.00	5	-0.30
	82	82	1	0.93	2	0.93	3	0.50	6	-1.00	5	0.30
	83	83	1	0.93	2	0.93	3	0.50	6	-1.00	5	-0.30
	84	84	1	0.93	2	0.93	6	1.00	5	0.30		
	85	85	1	0.93	2	0.93	6	1.00	5	-0.30		
	86	86	1	0.93	2	0.93	6	-1.00	5	0.30		
	87	87	1	0.93	2	0.93	6	-1.00	5	-0.30		
7. 0.9D+1.0E	88	88	1	0.63	2	0.63	5	1.00	6	0.30		
	89	89	1	0.63	2	0.63	5	1.00	6	-0.30		
	90	90	1	0.63	2	0.63	5	-1.00	6	0.30		
	91	91	1	0.63	2	0.63	5	-1.00	6	-0.30		
	92	92	1	0.63	2	0.63	6	1.00	5	0.30		
	93	93	1	0.63	2	0.63	6	1.00	5	-0.30		
	94	94	1	0.63	2	0.63	6	-1.00	5	0.30		
	95	95	1	0.63	2	0.63	6	-1.00	5	-0.30		

## MODOS DE VIBRACIÓN Y PERIODOS DE LA ESTRUCTURA

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
4/ 1	2.317	0.432	28.004	0.000	28.004	0.000	386618.36	386618.36
4/ 2	3.749	0.267	28.004	73.295	0.000	73.295	386618.36	386618.36
4/ 3	4.687	0.213	73.756	73.295	45.752	0.000	386618.36	386618.36
4/ 4	7.003	0.143	74.735	73.298	0.979	0.003	386618.36	386618.36
4/ 5	7.033	0.142	74.738	73.859	0.003	0.560	386618.36	386618.36
4/ 6	7.381	0.135	75.196	73.859	0.458	0.000	386618.36	386618.36
4/ 7	7.679	0.130	76.559	73.863	1.363	0.005	386618.36	386618.36
4/ 8	7.816	0.128	76.758	73.864	0.199	0.001	386618.36	386618.36
4/ 9	7.911	0.126	77.281	73.865	0.522	0.001	386618.36	386618.36
4/ 10	8.077	0.124	77.281	73.887	0.000	0.022	386618.36	386618.36
4/ 11	8.089	0.124	77.283	73.892	0.003	0.005	386618.36	386618.36
4/ 12	8.367	0.120	78.307	73.893	1.024	0.001	386618.36	386618.36
4/ 13	8.553	0.117	78.376	73.894	0.069	0.001	386618.36	386618.36
4/ 14	9.400	0.106	78.377	73.894	0.001	0.000	386618.36	386618.36
4/ 15	9.695	0.103	78.413	73.905	0.036	0.011	386618.36	386618.36
4/ 16	10.043	0.100	78.418	73.938	0.005	0.033	386618.36	386618.36
4/ 17	10.068	0.099	78.533	73.971	0.115	0.032	386618.36	386618.36
4/ 18	10.305	0.097	78.632	74.085	0.099	0.114	386618.36	386618.36
4/ 19	10.506	0.095	78.647	74.086	0.015	0.001	386618.36	386618.36
4/ 20	10.540	0.095	78.648	74.087	0.001	0.001	386618.36	386618.36
4/ 21	10.637	0.094	78.690	74.266	0.041	0.179	386618.36	386618.36
4/ 22	11.074	0.090	78.736	74.283	0.047	0.018	386618.36	386618.36
4/ 23	11.293	0.089	78.965	74.317	0.229	0.034	386618.36	386618.36
4/ 24	11.819	0.085	82.132	74.318	3.167	0.001	386618.36	386618.36
4/ 25	11.989	0.083	82.597	74.324	0.465	0.006	386618.36	386618.36
4/ 26	12.191	0.082	82.829	74.755	0.233	0.432	386618.36	386618.36
4/ 27	12.424	0.080	82.867	74.808	0.037	0.052	386618.36	386618.36
4/ 28	12.719	0.079	82.879	74.809	0.012	0.002	386618.36	386618.36
4/ 29	12.807	0.078	82.925	74.848	0.046	0.039	386618.36	386618.36
4/ 30	12.919	0.077	83.102	74.856	0.177	0.007	386618.36	386618.36

Por la gran presencia de muros rígidos, es muy difícil llegar al 90% de la participación modal.

Periodo en x,  $t_x=0.21\text{seg}$

Periodo en y,  $t_y=0.27\text{eg}$

Se verifica que la participación modal es superior al 90%.

Por tratarse de un programa basado en elementos finitos para estructuras de tipo general los modos de vibración son compuestos, es decir en cada modo hay una participación de las tres direcciones principales, siendo:  $U_x$  = horizontal en X  $U_y$  = horizontal en Y

No se ha incorporado el cálculo por sismo vertical porque es irrelevante en esta estructura y adicionalmente se está considerando la componente vertical en las combinaciones de carga.

# CHEQUEO DE TORSION

## CALCULO DE DERIVAS Y TORSION

Factor para cálculo de  $\Delta a = 0.020$

SISMO EN SENTIDO X																				
Sin Excentricidad Accidental																				
PLANTA	H (m)	$\delta u$ CM (cm)	Nudo E1	$\delta u$ E1 (cm)	Nudo E2	$\delta u$ E2 (cm)	$\Delta u$ CM (cm)	$\Delta u$ E1 (cm)	$\Delta u$ E2 (cm)	$\Delta u$ AD (cm)	CONTROL DERIVAS	PLANTA	$\Delta u$ MIN (cm)	$\Delta u$ MAX (cm)	$\Delta u$ MED (cm)	$1.2 \Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORSION	CONTROL DERIVAS	$1.4 \Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA
6	3.06	3.500	238	1.942	211	3.033	0.980	0.56	0.92	6.12	Ok	6	0.56	0.92	0.74	0.89	X	Ok	1.04	Ok
5	3.06	2.520	10	1.382	170	2.114	1.430	0.22	0.42	6.12	Ok	5	0.22	0.42	0.32	0.39	X	Ok	0.45	Ok
4	3.06	1.090	126	1.162	141	1.689	0.870	0.86	1.64	6.12	Ok	4	0.86	1.64	1.25	1.50	X	Ok	1.75	Ok
3	3.06	0.220	80	0.304	83	0.047	0.170	0.23	0.03	6.12	Ok	3	0.03	0.23	0.13	0.16	X	Ok	0.18	X
2	3.06	0.050	52	0.071	55	0.016	0.040	0.06	0.01	6.12	Ok	2	0.01	0.06	0.04	0.04	X	Ok	0.05	X
1	3.06	0.010	24	0.010	28	0.002	0.010	0.01	0.00	6.12	Ok	1	0.00	0.01	0.01	0.01	X	Ok	0.01	X

## CALCULO DE DERIVAS Y TORSION

Factor para cálculo de  $\Delta a = 0.020$

SISMO EN SENTIDO Y																				
Sin Excentricidad Accidental																				
PLANTA	H (m)	$\delta u$ CM (cm)	Nudo E1	$\delta u$ E1 (cm)	Nudo E2	$\delta u$ E2 (cm)	$\Delta u$ CM (cm)	$\Delta u$ E1 (cm)	$\Delta u$ E2 (cm)	$\Delta u$ AD (cm)	CONTROL DERIVAS	PLANTA	$\Delta u$ MIN (cm)	$\Delta u$ MAX (cm)	$\Delta u$ MED (cm)	$1.2 \Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORSION	CONTROL DERIVAS	$1.4 \Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA
6	3.06	2.600	199	2.652	202	2.612	0.720	0.72	0.72	6.12	Ok	6	0.72	0.72	0.72	0.87	Ok	N.A.	1.01	Ok
5	3.06	1.880	150	1.911	153	1.888	0.940	0.86	0.86	6.12	Ok	5	0.86	0.86	0.86	1.03	Ok	N.A.	1.20	Ok
4	3.06	1.040	102	1.052	105	1.030	0.770	0.86	0.84	6.12	Ok	4	0.84	0.86	0.85	1.02	Ok	N.A.	1.19	Ok
3	3.06	0.270	75	0.193	78	0.189	0.220	0.16	0.15	6.12	Ok	3	0.15	0.16	0.16	0.19	Ok	N.A.	0.22	Ok
2	3.06	0.050	47	0.035	50	0.035	0.040	0.03	0.03	6.12	Ok	2	0.03	0.03	0.03	0.04	Ok	N.A.	0.05	Ok
1	3.06	0.010	19	0.000	22	0.001	0.010	0.00	0.00	6.12	Ok	1	0.00	0.00	0.00	0.00	Ok	N.A.	0.00	X

Se evidencia algo de torsión sin embargo no llega a ser torsión extrema por lo que es manejable. En los niveles inferiores es imposible controlar la torsión por el muro rígido posterior de contención sin embargo los desplazamientos son pequeños.

## CARGA REACTIVA W (MASA SISMICA EFECTIVA)

Debido a la presencia de subsuelos, la carga reactiva o masa sísmica efectiva se toma desde la base, siendo la base el nivel del terreno natural. Esto debido a que los subsuelos son mucho más rígidos por la presencia de muros de contención en comparación con el resto de la estructura.

CHAPTER C11 SEISMIC DESIGN CRITERIA

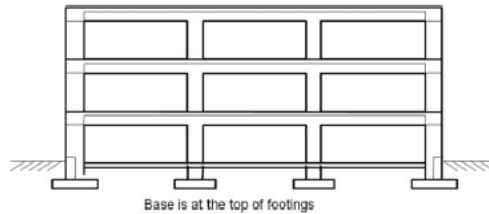


FIGURE C11-2 Base for a Level Site.

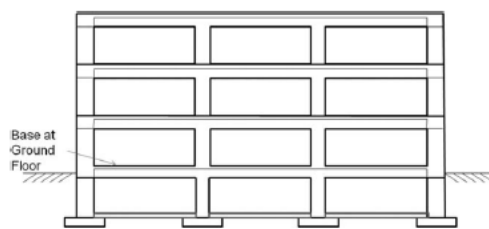
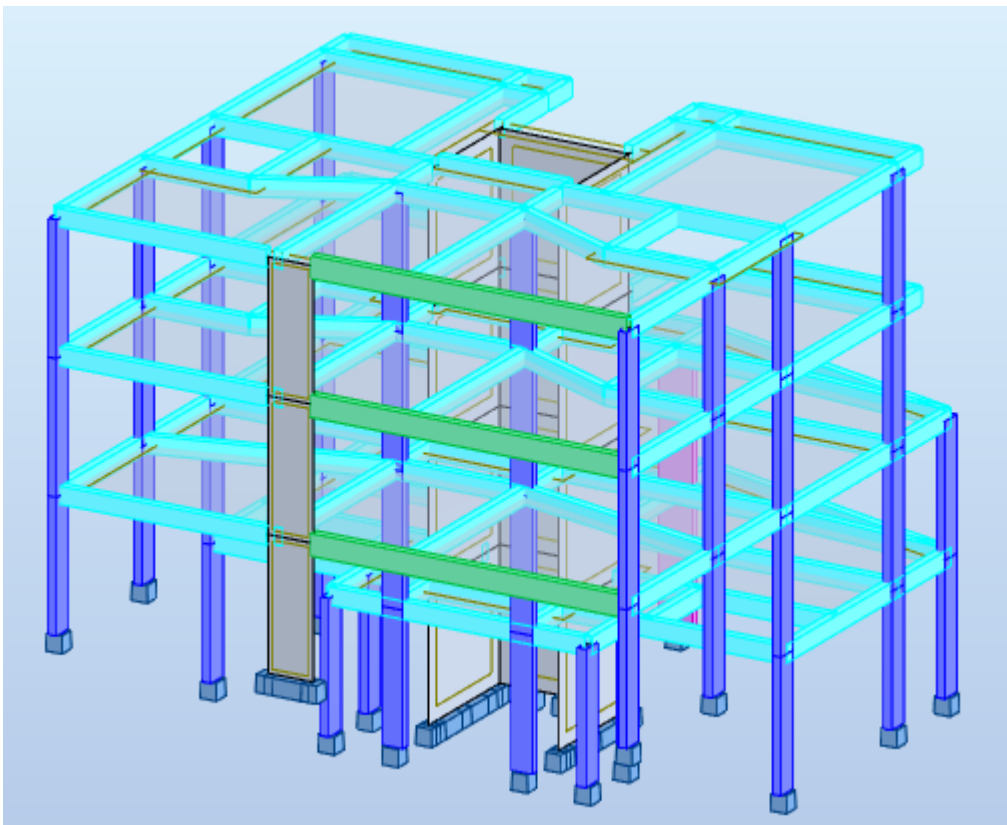


FIGURE C11-3 Base at Ground Floor Level.



Pese a tener muros bastante rígidos entre los niveles -9.00 y +0.18, por seguridad se decide tomar como carga reactiva (masa vibrante) el peso de la estructura desde el nivel -2.88.



## PARÁMETROS SÍSMICOS (ASCE 7-10)

El espectro de diseño y corte basal resultante de la aplicación de la norma nacional NEC incluyendo irregularidad torsional en planta es inferior al de la norma americana ASCE7-10 por lo que se decide diseñar con la fuerza más crítica (ASCE7-10).

### CALCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS DE CONFORMIDAD CON LA NORMA ASCE 7-10 METODO DE LA FUERZA ESTÁTICA EQUIVALENTE

Valores de Sitio	$S_s$	$S_1$	$V = C_s \cdot W$
	2.04	0.82	

$$C_s = S_{DS} / (R / I_e)$$

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad S_{D1} = 2/3 S_{M1}$$

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

Table 11.4-1 Site Coefficient,  $F_a$

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>g</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

$F_a$	1.00
$S_{MS}$	2.04
$S_{DS}$	1.36

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_s$ .

Table 11.4-2 Site Coefficient,  $F_v$

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>g</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

$F_v$	1.50
$S_{M1}$	1.23
$S_{D1}$	0.82

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_1$ .

Grupo	Descripción	$I_e$
I y II	Edificios de ocupación Normal (Vivienda, Oficinas)	1.00
III	Edificios de ocupación Especial (Escuelas)	1.25
IV	Edificios de ocupación Esencial (Hospitales)	1.50

$I_e$	1.00
-------	------

Sistema Estructural	R	$\Omega_0$	Cd	hn (m)
C-5	7.00	3.00	5.50	12.24

Período Fundamental	$C_t$	x	Ta
$T_a = C_t \cdot h_n^x$	0.0466	0.90	0.44

Período Máximo Permitido	0.62	$T_0$	0.12
Período del Análisis Dinámico	0.21	$T_S$	0.60
Período T para Diseño	0.21	$T_L$	4.00 (4 a 12)

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \text{ and } T_L = \text{long-period transition period (s) shown in Figs. 22-12 through 22-16.}$$

#### COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA, $C_s$

Ecuación	Valor	Descripción
Ecuación 12.8-2	0.194	Valor Calculado
Ecuaciones 12.8-3 / 4	0.558	Máximo
Ecuación 12.8-5	0.060	Mínimo
Ecuación 12.8-6	0.059	Mínimo cuando $S_1 \geq 0.60g$

$C_s$  para diseño = 0.194

Peso Propio (t)	340.00
Carga Muerta (t)	60.00
Total, W (t)	400.00

V (t) = 77.71

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (12.8-2)$$

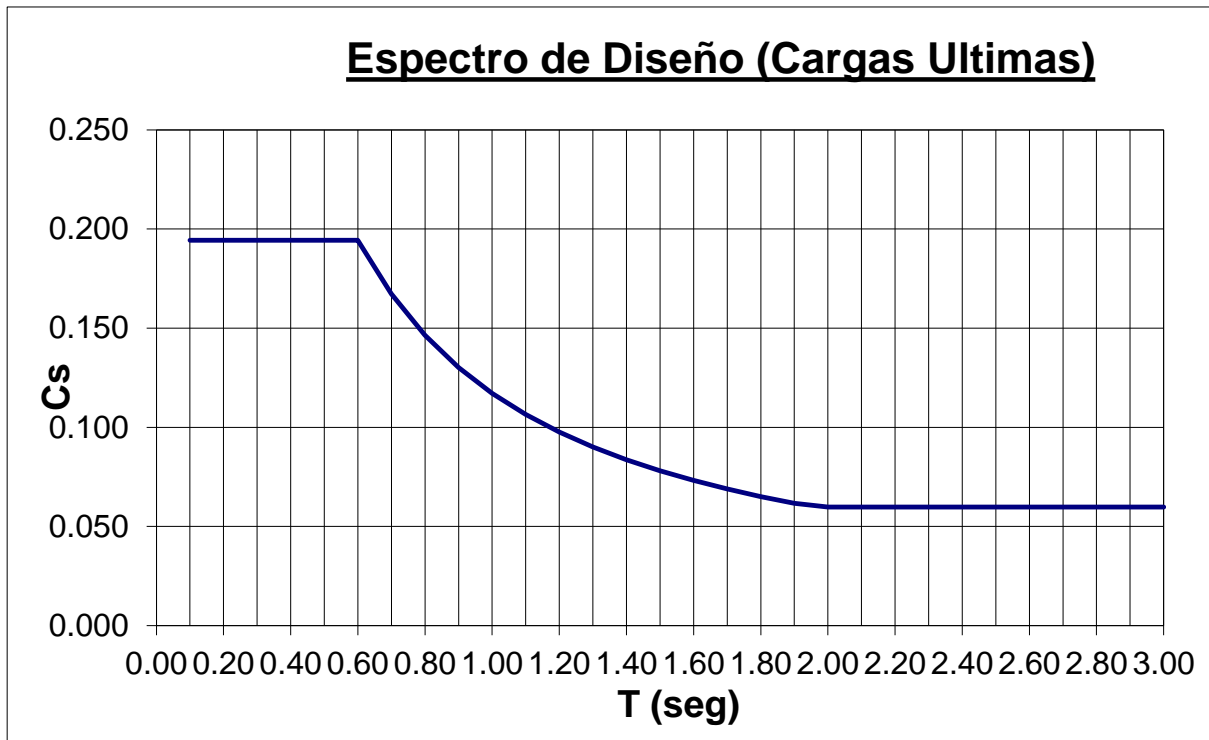
$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ for } T \leq T_L \quad (12.8-3)$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ for } T > T_L \quad (12.8-4)$$

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (12.8-5)$$

$$C_s = 0.5 S_1 / (R I_e) \quad (12.8-6)$$

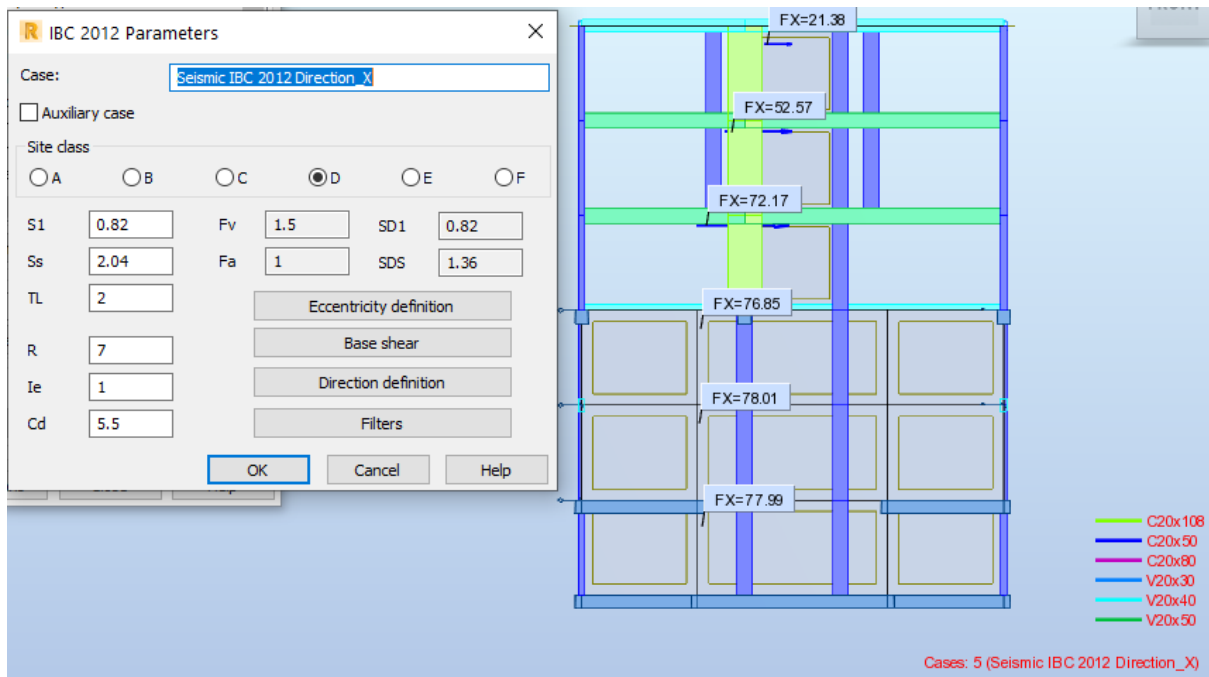
## ESPECTROS DE DISEÑO (ASCE7-10)



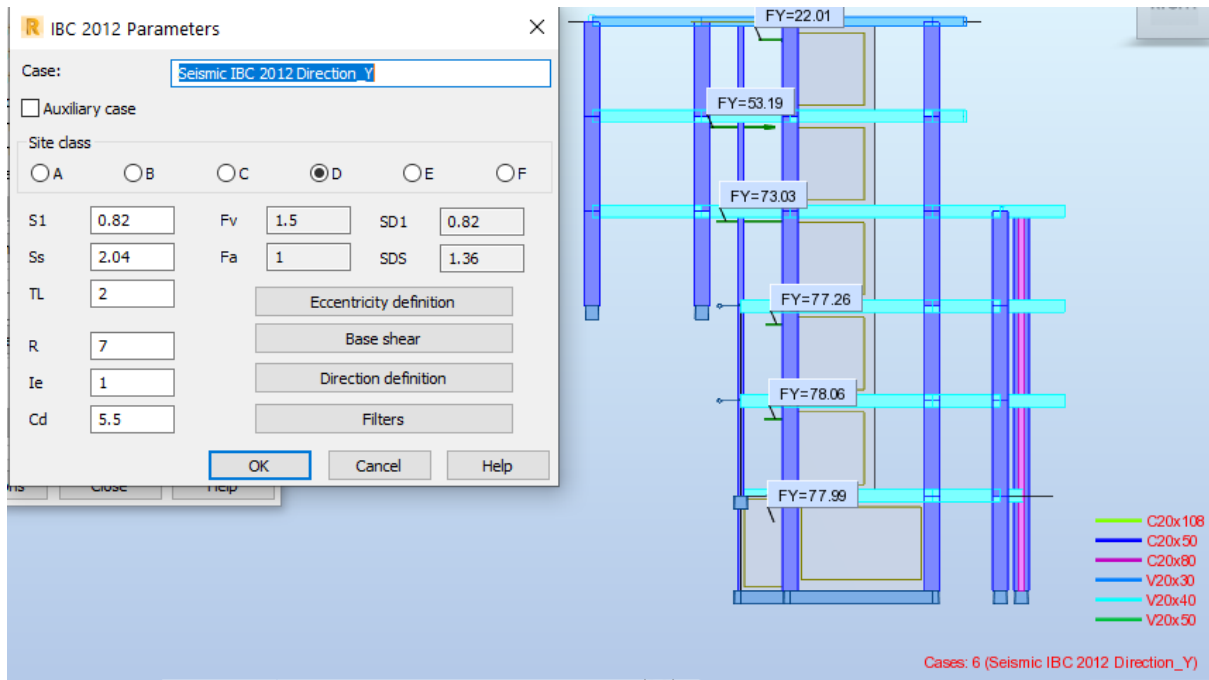
Se aplica la combinación modal CQC. Porcentaje de la fuerza reactiva que pasa al corte basal 19.4%.

## APLICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN LAS 2 DIRECCIONES ORTOGONALES

### DIRECCIÓN X:



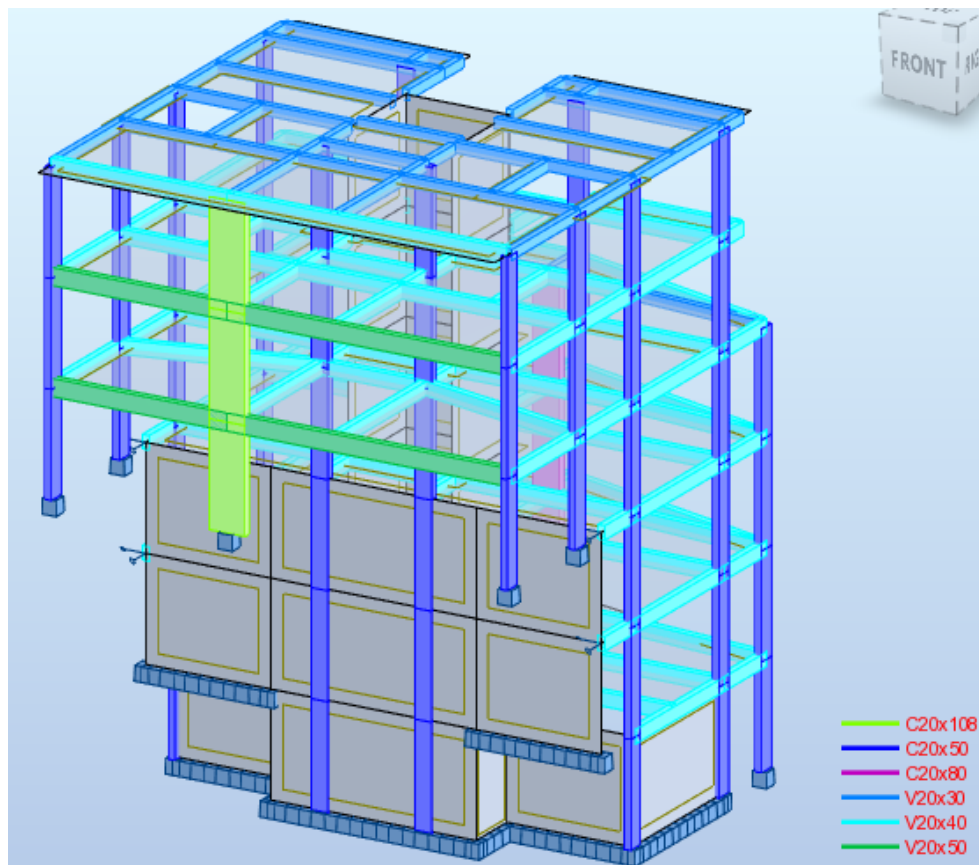
### DIRECCIÓN Y:



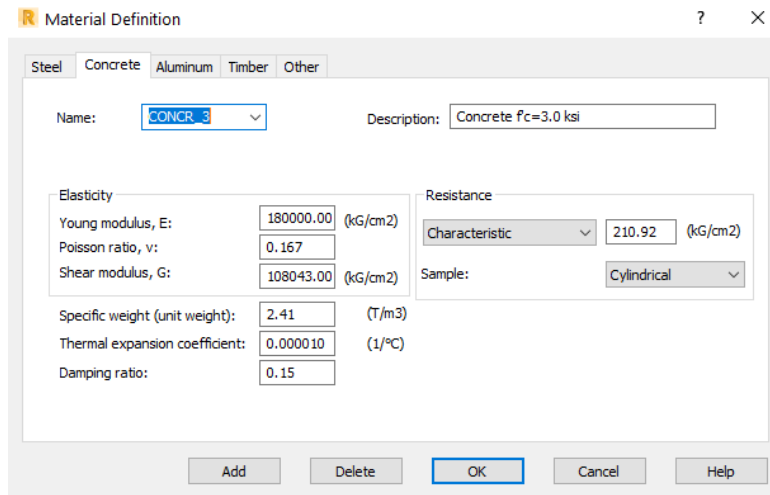
## PROGRAMA DE CÁLCULO UTILIZADO

Modelo geométrico creado en el programa ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2017.

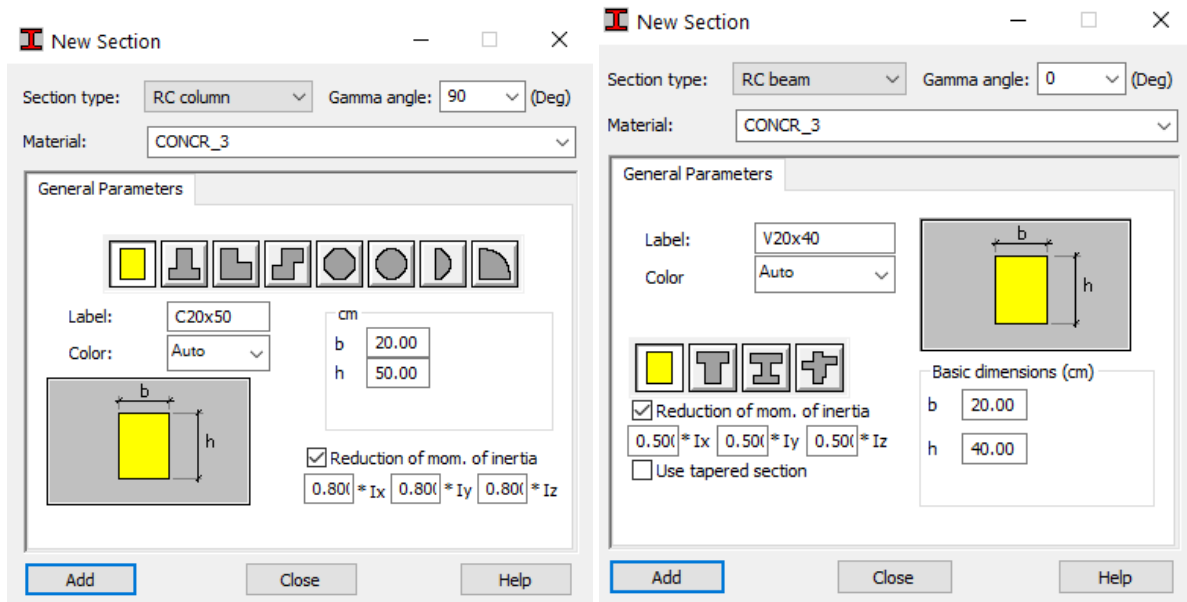
Análisis de tipo elástico de segundo orden, con evaluación sísmica mediante respuesta modal espectral.



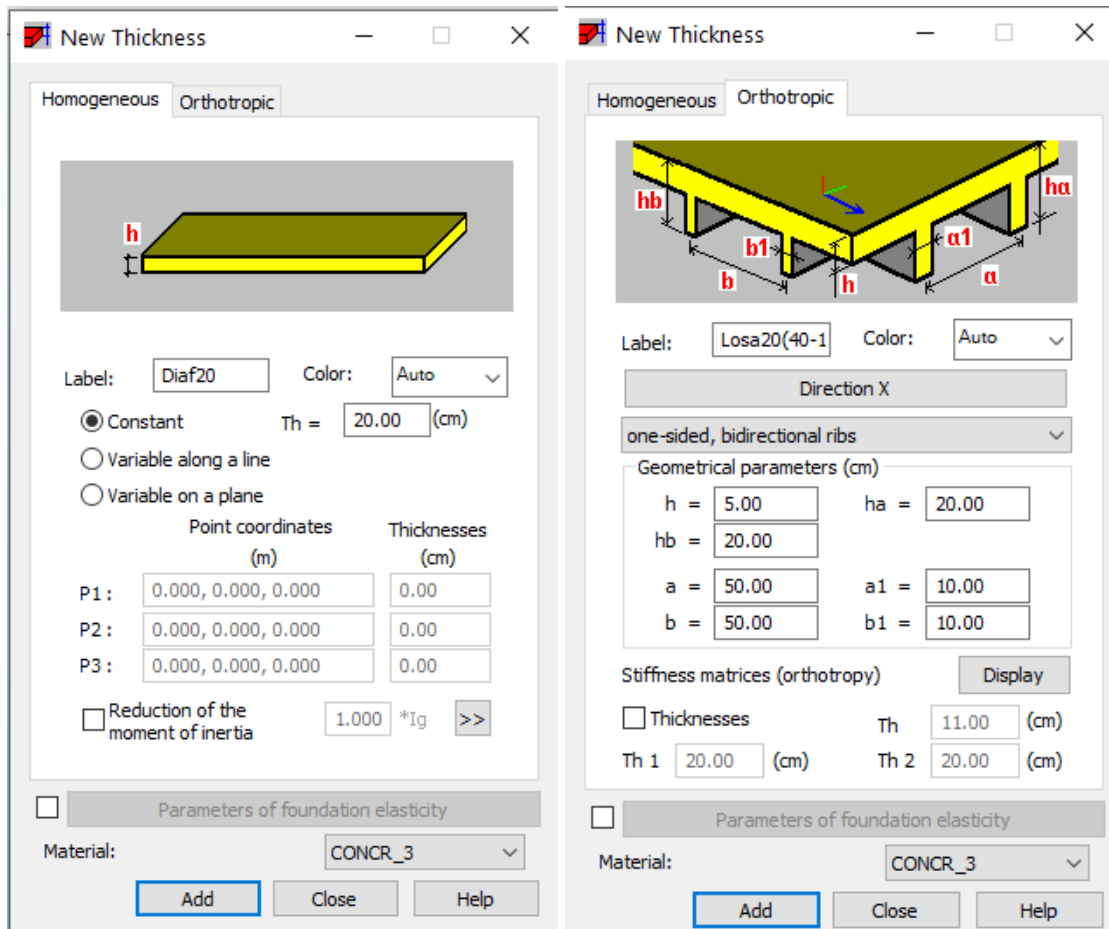
Elementos en hormigón  $f'c=210\text{Kg/cm}^2$



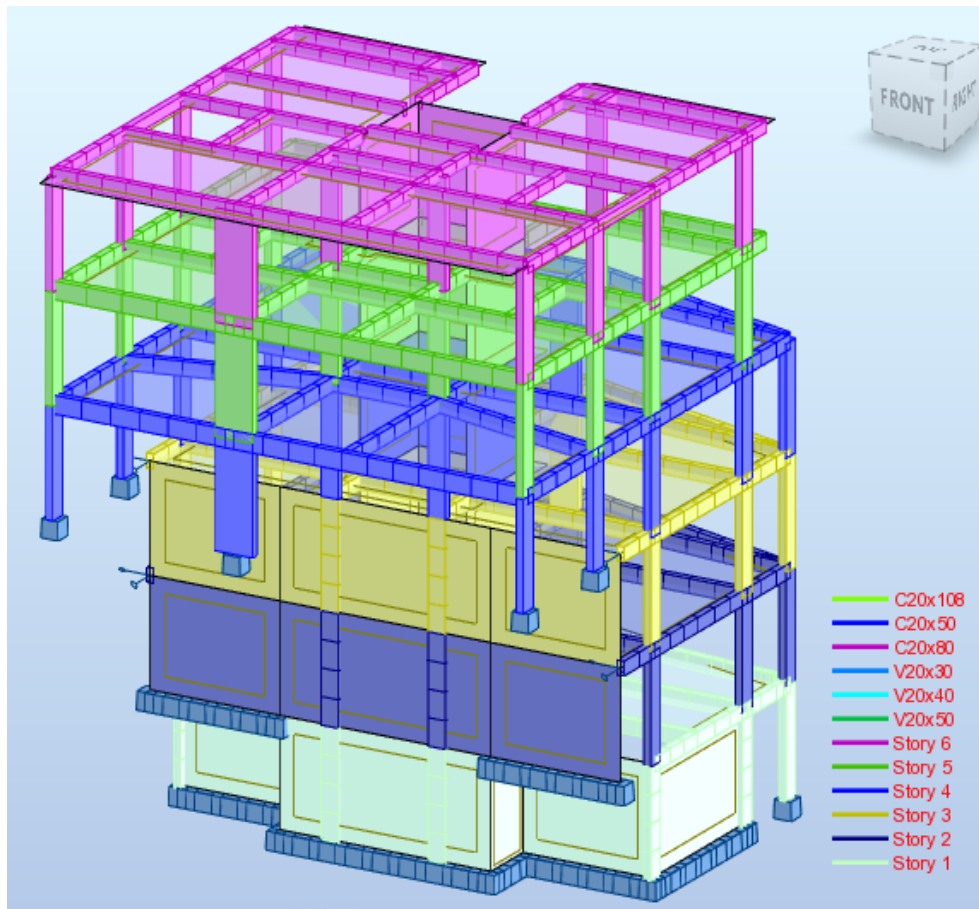
Ejemplo de definición de columna 20x50cm y viga de 20x40cm, con secciones agrietadas:



Ejemplo de definición de diafragmas de 30cm de espesor, con secciones agrietadas y definición de losa nervada de 20cm (40-15):



**RESULTADOS DEL ANÁLISIS**  
**DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO INELÁSTICAS**



Deriva con sismo en dirección X, **d UX**

Case/Story	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY
5/ 1	0.01	0.00	0.01	0.00	0.000	0.000
5/ 2	0.05	0.01	0.05	0.01	0.000	0.000
5/ 3	0.22	0.04	0.17	0.04	0.001	0.000
5/ 4	1.09	0.57	0.87	0.53	0.003	0.002
5/ 5	2.52	1.40	1.43	0.83	0.005	0.003
5/ 6	3.50	1.98	0.98	0.58	0.003	0.002

Deriva máxima en X: 0.5% (0.005)

Deriva con sismo en dirección Y, **d UY**

Case/Story	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY
6/ 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
6/ 2	0.00	0.05	0.00	0.05	0.000	0.000
6/ 3	0.02	0.27	0.01	0.21	0.000	0.001
6/ 4	0.02	1.04	-0.00	0.78	-0.000	0.003
6/ 5	0.03	1.88	0.01	0.83	0.000	0.003
6/ 6	0.04	2.60	0.01	0.72	0.000	0.002

Deriva máxima en Y: 0.3% (0.003)

Deriva máxima admisible (NEC y ASCE7): 2% (0.02)

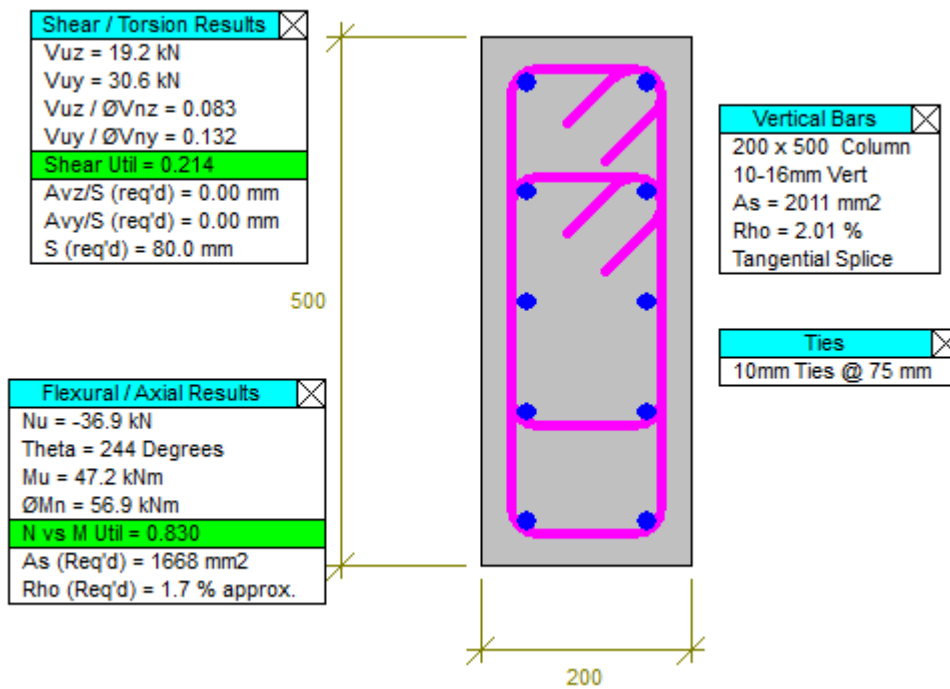
Se evidencia la gran rigidez que tienen los pisos inferiores por la presencia de importantes muros de contención en donde las derivas son prácticamente 0%.

## DISEÑO ESTRUCTURAL

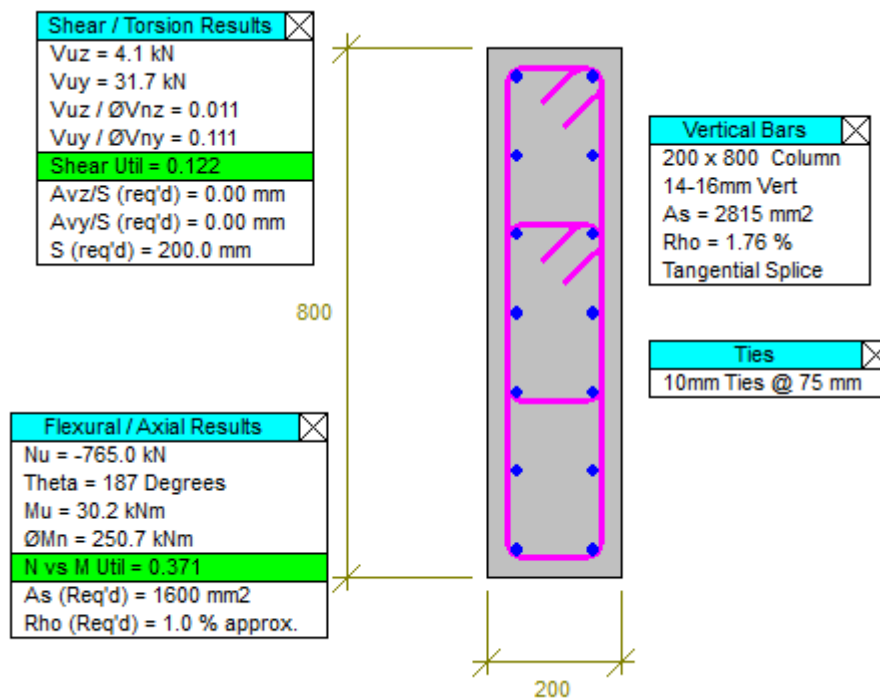
Diseño de elementos en hormigón armado de acuerdo a Norma NEC-Cap.4 y ACI318-11. El diseño de elementos en hormigón armado no se lo realiza dentro del programa de análisis ROBOT sino en programas externos como S-Concrete, Programas en Excel, etc.

### EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNAS

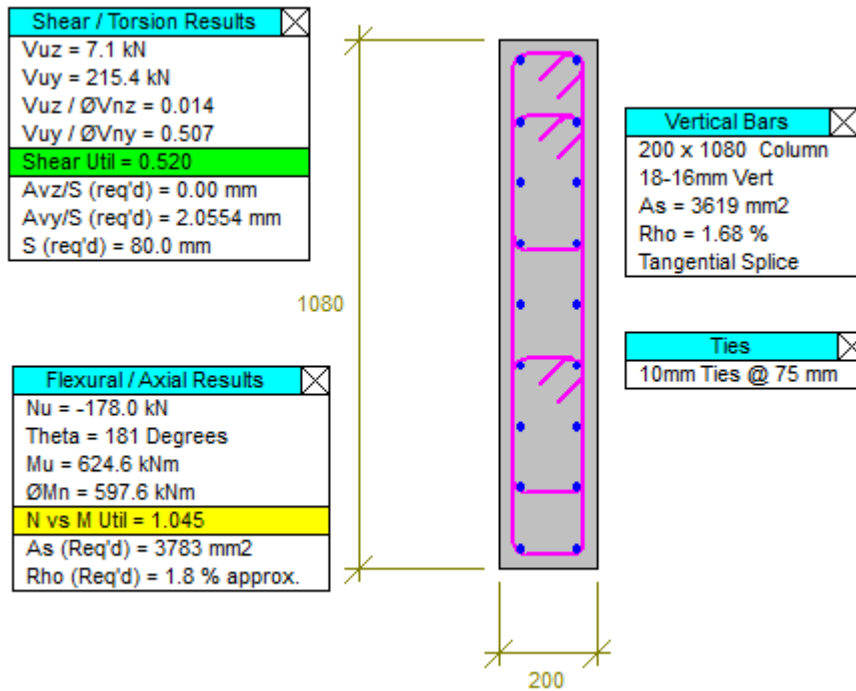
Resultados del análisis y diseño, columna de 20x50cm más solicitada:



Resultados del análisis y diseño, columna de 20x80cm más solicitada:



Resultados del análisis y diseño, columna de 20x108cm más solicitada:



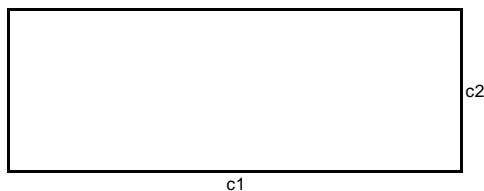
### ESTRIBOS EN COLUMNAS

#### ESTRIBOS EN COLUMNA ACI 318-08

Hormigón f <sub>c</sub>	210.00	(Kg/cm <sup>2</sup> )
Acero, f <sub>yh</sub>	4,200.00	(Kg/cm <sup>2</sup> )
Recub. Al Estribo	2.50	(cm)
φ Estribo	10.00	(mm)
φ Longitud.	16.00	(mm)
Numero de capas sentido c1	5	
Numero de capas sentido c2	2	

DIMENSIONES DE LA COLUMNA		
Altura Libre (m)	c <sub>1</sub> (cm)	c <sub>2</sub> (cm)
2.66	50.00	20.00

hx (cm) 15.00 Maximo 35cm (21.6.4.2)



#### Armaduras Mínimas

Tramo dentro de Lo

Lo (cm)	50.00
smax (cm)	5.00

	bc (cm)	Ach (cm <sup>2</sup> )	S Colocado (cm)	Ash1 (cm <sup>2</sup> ) (21-4)	Ash2 (cm <sup>2</sup> ) (21-5)	Ash (cm <sup>2</sup> )	Numero de Ramas	Ash Provisto (cm <sup>2</sup> )	Excedencia
Perpendicular a c1	45.00	675.00	7.50	2.44	1.52	2.44	4	3.14	28.89%
Perpendicular a c2	15.00	675.00	7.50	0.81	0.51	0.81	1	0.79	-3.34%

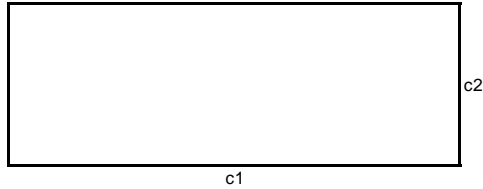


**ESTRIBOS EN COLUMNA  
ACI 318-08**

Hormigón fc	210.00	(Kg/cm <sup>2</sup> )
Acero, fyh	4,200.00	(Kg/cm <sup>2</sup> )
Recub. Al Estribo	2.50	(cm)
φ Estribo	10.00	(mm)
φ Longitud.	16.00	(mm)
Numero de capas sentido c1	7	
Numero de capas sentido c2	2	

DIMENSIONES DE LA COLUMNA		
Altura Libre (m)	c <sub>1</sub> (cm)	c <sub>2</sub> (cm)
2.66	80.00	20.00

hx (cm) 15.00 Maximo 35cm (21.6.4.2)



**Armaduras Minimas**

Tramo dentro de Lo	Lo (cm)	80.00
	smax (cm)	5.00

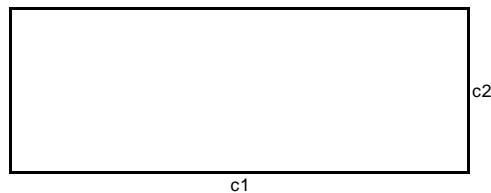
	bc (cm)	Ach (cm <sup>2</sup> )	S Colocado (cm)	Ash1 (cm <sup>2</sup> ) (21-4)	Ash2 (cm <sup>2</sup> ) (21-5)	Ash (cm <sup>2</sup> )	Numero de Ramas	Ash Provisto (cm <sup>2</sup> )	Excedencia
Perpendicular a c1	75.00	1125.00	7.50	3.56	2.53	3.56	5	3.93	10.23%
Perpendicular a c2	15.00	1125.00	7.50	0.71	0.51	0.71	1	0.79	10.23%

**ESTRIBOS EN COLUMNA  
ACI 318-08**

Hormigón fc	210.00	(Kg/cm <sup>2</sup> )
Acero, fyh	4,200.00	(Kg/cm <sup>2</sup> )
Recub. Al Estribo	2.50	(cm)
φ Estribo	10.00	(mm)
φ Longitud.	16.00	(mm)
Numero de capas sentido c1	9	
Numero de capas sentido c2	2	

DIMENSIONES DE LA COLUMNA		
Altura Libre (m)	c <sub>1</sub> (cm)	c <sub>2</sub> (cm)
2.66	108.00	20.00

hx (cm) 15.00 Maximo 35cm (21.6.4.2)



**Armaduras Minimas**

Tramo dentro de Lo	Lo (cm)	108.00
	smax (cm)	5.00

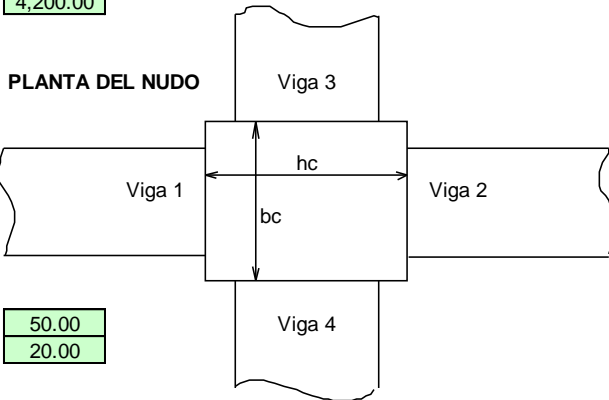
	bc (cm)	Ach (cm <sup>2</sup> )	S Colocado (cm)	Ash1 (cm <sup>2</sup> ) (21-4)	Ash2 (cm <sup>2</sup> ) (21-5)	Ash (cm <sup>2</sup> )	Numero de Ramas	Ash Provisto (cm <sup>2</sup> )	Excedencia
Perpendicular a c1	103.00	1545.00	7.50	4.61	3.48	4.61	6	4.71	2.17%
Perpendicular a c2	15.00	1545.00	7.50	0.67	0.51	0.67	1	0.79	16.92%

# REVISION DE NUDOS (NUDO MAS CRITICO) – COLUMNA INTERIOR

## REVISION DE NUDOS SEGUN ACI 318-11

$f_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	210.00
$f_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	4,200.00

Altura de la Columna (m) 2.66



hc (cm)	50.00
bc (cm)	20.00

Viga #	Ancho bv (cm)	Altura hv (cm)
1	20.00	40.00
2	20.00	40.00
3	20.00	40.00
4	20.00	40.00

Recubrimiento en Vigas (cm)	2.50
Diametro del Estribo en Vigas (mm)	10

Nota.- La Capa 1 es la más extrema

Viga 1-2	Armadura Inferior			Armadura Superior			$\phi$ max	hc min (cm)
	Nro.	$\phi$ (mm)	As (cm <sup>2</sup> )	Nro.	$\phi$ (mm)	As (cm <sup>2</sup> )		
Capa 1	2	14	3.08	2	14	3.08	14.00	28.00
Capa 2			0.00			0.00	di (cm)	35.80
Capa 3			0.00			0.00	ds (cm)	35.80
			3.08			3.08		

Viga 3-4	Armadura Inferior			Armadura Superior			$\phi$ max	bc min (cm)
	Nro.	$\phi$ (mm)	As (cm <sup>2</sup> )	Nro.	$\phi$ (mm)	As (cm <sup>2</sup> )		
Capa 1	2	14	3.08	2	14	3.08	14.00	28.00
Capa 2			0.00			0.00	di (cm)	35.80
Capa 3			0.00			0.00	ds (cm)	35.80
			3.08			3.08		

### NOTAS

La dimension hc es adecuada

Se requiere aumentar bc o disminuir el diam

Ancho efectivo (bj) El menor de:  
 a) El ancho de viga mas la profundidad del nudo  
 b) Dos veces la distancia perpendicular mas pequeña del eje longitudinal de las vigas al lado de la columna

	M1 (t.m)	M2 (t.m)
Viga 1	5.42	5.42
Viga 2	5.42	5.42

	M1 (t.m)	M2 (t.m)
Viga 3	5.42	5.42
Viga 4	5.42	5.42

En direccion de hc	
V1 (t)	4.08
V2 (t)	4.08
Vcol (t)	4.08
T1 (t)	16.16
T2 (t)	16.16
Vj (t)	28.25

En direccion de bc	
V1 (t)	4.08
V2 (t)	4.08
Vcol (t)	4.08
T1 (t)	16.16
T2 (t)	16.16
Vj (t)	28.25

bj (cm)	20.00
dj (cm)	50.00

bj (cm)	50.00
dj (cm)	20.00

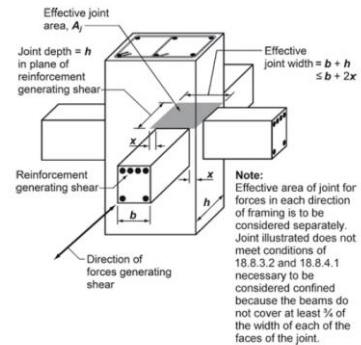


Fig. R18.8.4—Effective joint area.

Esfuerzo Cortante Resistente  $\phi v_n$  (Kg/cm<sup>2</sup>) 39.17

$\phi V_c$  (t) 39.17  
Ok

$\phi V_c$  (t) 39.17  
Ok

**REVISION DE COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL**

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Momento nominal de flexión de vigas 20x40cm:

$$Mu=3.95 \text{ tm} \quad Mn=Mu/\phi \quad Mn=3.95/0.9=4.39 \text{ tm}$$

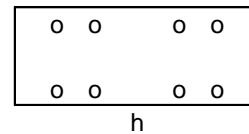
Momento nominal de flexión de columnas 20x50cm en sentido más crítico:

**DIAGRAMA DE INTERACCION DE SECCIONES RECTANGULARES**

**ACI 318-08**

f <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	210.00
f <sub>y</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	4,200.00
h (cm)	20.00
b (cm)	50.00

Sentido del diagrama > b



Número capas acero (<=50)	2
Diámetro acero longit (mm)	16
Diámetro del estribo (mm)	10
Recubrimiento al estribo (cm)	2.50

C mínimo (cm)	
C máximo (cm)	20.00

Número varillas en capas extremas 5

**DIAGRAMA DE INTERACCION DE SECCIONES RECTANGULARES**

C (cm)	P <sub>n</sub> (t)	M <sub>n</sub> (t.m)	F <sub>hi</sub>	P <sub>u</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)
	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!
1.05	-76.46	0.76	0.90	-68.81	0.69
2.11	-68.47	1.45	0.90	-61.63	1.31
3.16	-40.52	3.21	0.90	-36.47	2.89
4.21	-11.59	4.95	0.90	-10.43	4.46
5.26	7.17	6.05	0.90	6.45	5.44
6.32	23.53	6.93	0.85	20.04	5.90
7.37	37.50	7.60	0.76	28.60	5.80
8.42	49.98	8.12	0.70	34.79	5.65
9.47	63.24	8.41	0.65	41.11	5.47
10.53	84.21	8.11	0.65	54.74	5.27
11.58	102.83	7.81	0.65	66.84	5.08
12.63	119.67	7.50	0.65	77.78	4.88
13.68	135.15	7.16	0.65	87.85	4.66
14.74	148.20	6.71	0.65	96.33	4.36
15.79	158.77	6.33	0.65	103.20	4.11
16.84	170.57	5.80	0.65	110.87	3.77
17.89	181.93	5.23	0.65	118.26	3.40
18.95	192.92	4.60	0.65	125.40	2.99
20.00	203.59	3.93	0.65	132.33	2.55

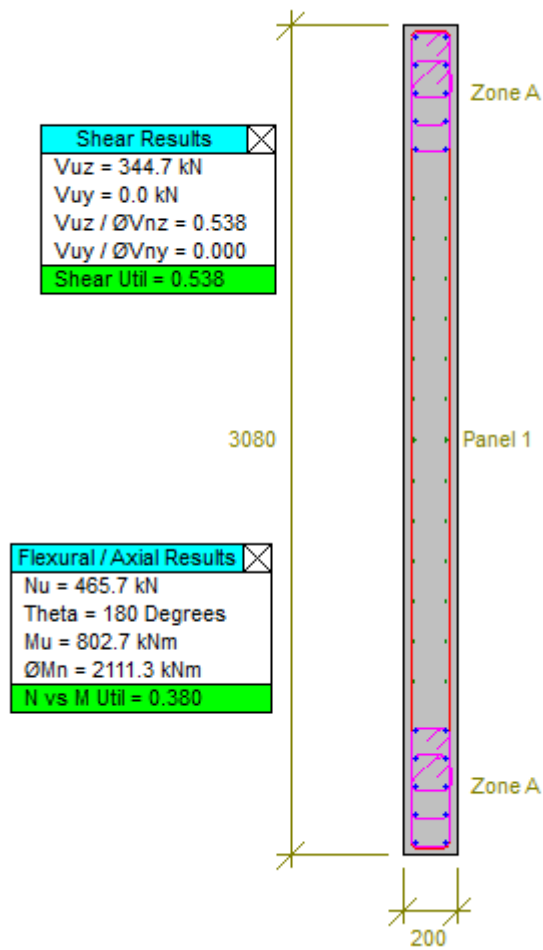
Para un P<sub>u</sub> crítico P<sub>u</sub>=0T, tenemos un M<sub>n</sub>=5tm

$$(5+5) \geq 1.2 (4.39+4.39)$$

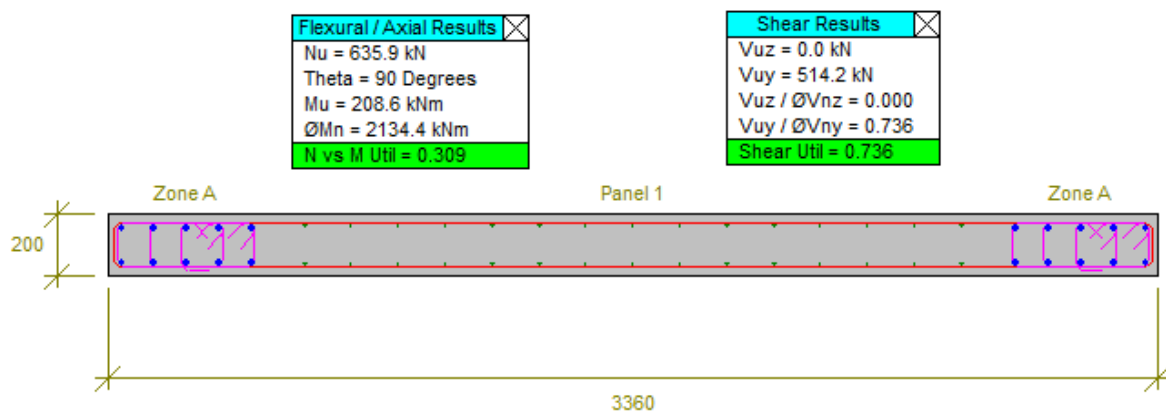
10tm ≥ 9.98tm **OK**

## DISEÑO DE MUROS DE CORTE

DISEÑO DE MURO VERTICAL, NIVEL CRITICO ENTRE +0.18 Y +3.24

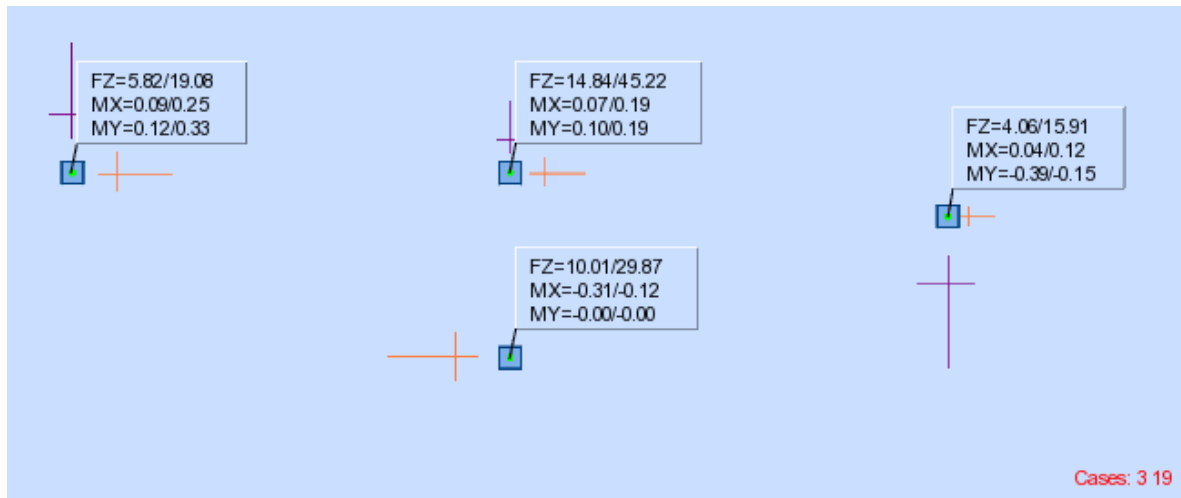


DISEÑO DE MURO HORIZONTAL, NIVEL CRITICO ENTRE +0.18 Y +3.24



## DISEÑO DE PLINTOS

### CARGAS DE SERVICIO (CARGA VIVA/CARGA MUERTA)



Nv. DE CIMENTACION -9.50



Nv. DE CIMENTACION -2.30

## DISEÑO DE PLINTO MÁS CRÍTICO

### DISEÑO DE PLINTOS CUADRADOS

ACI 318-08

PROYECTO: CONJUNTO BRICANTO

fy	4,200.00	Kg/cm2
fc	210.00	Kg/cm2
q. adm	1.40	Kg/cm2
LOCALIZ	Crítico	

#### COLUMNA:

Menor lado de la columna : 20.00 cm.  
Mayor lado de la columna : 50.00 cm.

#### CARGAS:

Carga viva 10.00 Ton.  
Carga muerta 29.90 Ton.

#### RESULTADOS:

Longitud del plinto (L) 1.70 m.  
Altura efectiva 21.00 cm.  
Acero requerido 7.05 cm<sup>2</sup>/m.  
Presion en el suelo 1.38 Kg/cm<sup>2</sup>.  
Presion última en el suelo 1.80 Kg/cm<sup>2</sup>.  
Long. desarrollada provista 52.50 cm.

Acolum=	0.1	m2				
Bc=	2.50	-	DISEÑO POR PUNZONAMIENTO (CORTE BIDIRECCIONAL)			
dmin=	15	cm	ACI 11.12.2.1			
			FORMULA 11.36			
Aplinto=	2.89	m2	Vu=	51.88	Ton.	d= 21.00 cm.
			FORMULA 11.37			
			Vu=	51.88	Ton.	d= 16.00 cm.
Ptotal=	39.90	Ton.	FORMULA 11.38			
Pultimo=	51.88	Ton.	Vu=	51.88	Ton.	d= 19.00 cm.
L (m)	1.69		DISEÑO POR CORTE UNIDIRECCIONAL			
Mu =	5.05	Ton-m				d= 17.82 cm.
						d plinto= 21.00 cm.

#### ARREGLO DE ARMADURA

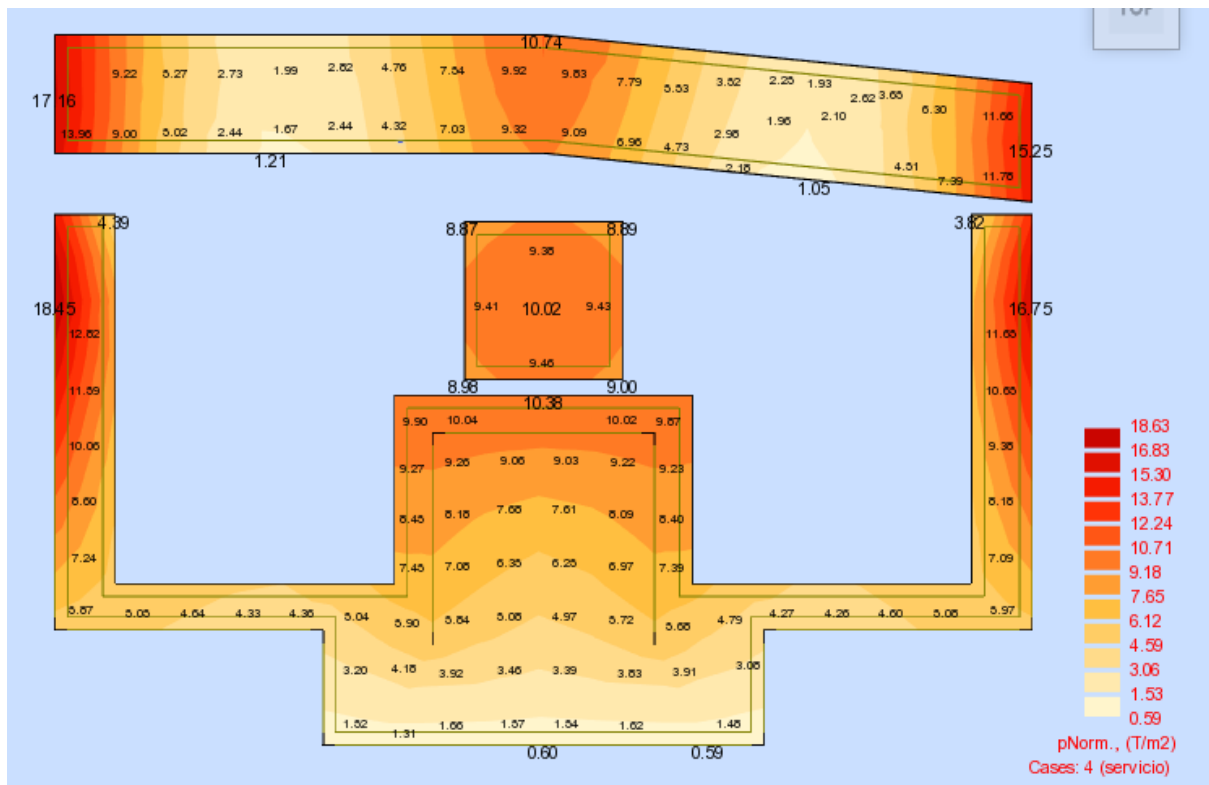
Φ (mm)	#	SEP.NEC. (cm)	As PROV. (cm <sup>2</sup> )	As REQ. (cm <sup>2</sup> )	L.DES.NEC. (cm)	SEP.MAX. (cm)	
8	24	6.74	12.06	11.99	30.00	50.00	
10	16	10.33	12.57	11.99	34.78	50.00	
12	11	15.50	12.44	11.99	41.74	50.00	
14	8	22.14	12.32	11.99	48.69	50.00	
16	6	31.00	12.06	11.99	55.65	50.00	NO CUMPLE
18	5	38.75	12.72	11.99	62.60	50.00	NO CUMPLE
20	4	51.67	12.57	11.99	69.56	50.00	NO CUMPLE
22	4	51.67	15.21	11.99	76.51	50.00	NO CUMPLE
25	3	77.50	14.73	11.99	86.95	50.00	NO CUMPLE
28	2	155.00	12.32	11.99	107.08	50.00	NO CUMPLE
32	2	155.00	16.08	11.99	139.86	50.00	NO CUMPLE

#### LONGITUDES DE DESARROLLO

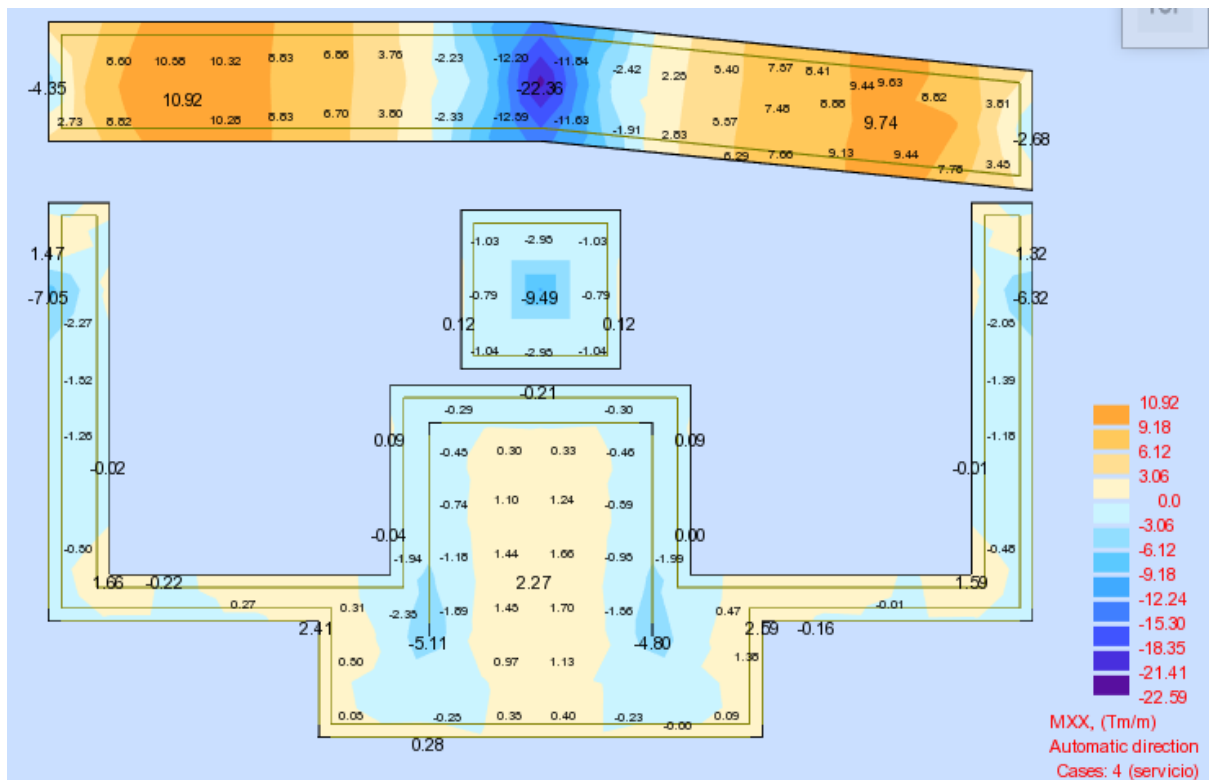
ACI 12.2.2			
0.06Av..	0.12db..	MIN	MAX
8.74	27.82	30.00	30.00
13.66	34.78	30.00	34.78
19.67	41.74	30.00	41.74
26.77	48.69	30.00	48.69
34.96	55.65	30.00	55.65
44.25	62.60	30.00	62.60
54.63	69.56	30.00	69.56
66.10	76.51	30.00	76.51
85.36	86.95	30.00	86.95
107.08	97.38	30.00	107.08
139.86	111.29	30.00	139.86

## DISEÑO DE PLINTO PARA DIAFRAGMAS

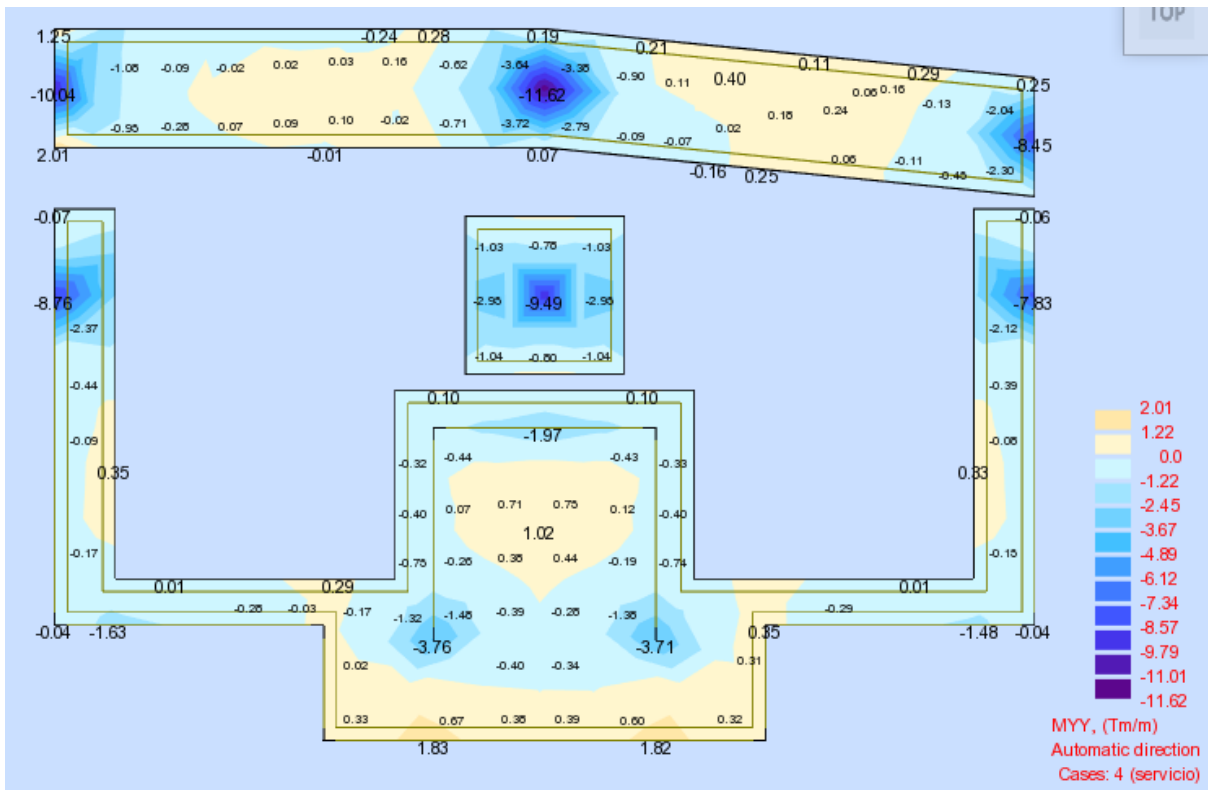
Esfuerzos de servicio en el suelo:



Momentos últimos, dirección x-x

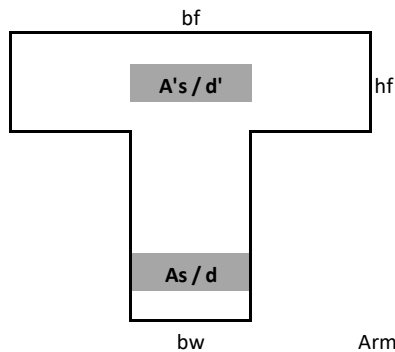


Momentos últimos, dirección y-y



**DISEÑO DE VIGAS SEGÚN ACI 318-08**

Resistencia del Hormigón,  $f'_c$   (Kg/cm<sup>2</sup>) ==>  (MPa)  (ksi)  
 Fluencia del Acero,  $f_y$   (Kg/cm<sup>2</sup>) ==>  (MPa)  (ksi)



$A's =$   (cm<sup>2</sup>) ==>  (in<sup>2</sup>)

$\rho_{max} =$    $\rho_{bal}$

$A_s =$   (cm<sup>2</sup>) ==>  (in<sup>2</sup>)

Armadura Mínima,  $A_{smin} =$   (cm<sup>2</sup>) ==>  (in<sup>2</sup>)

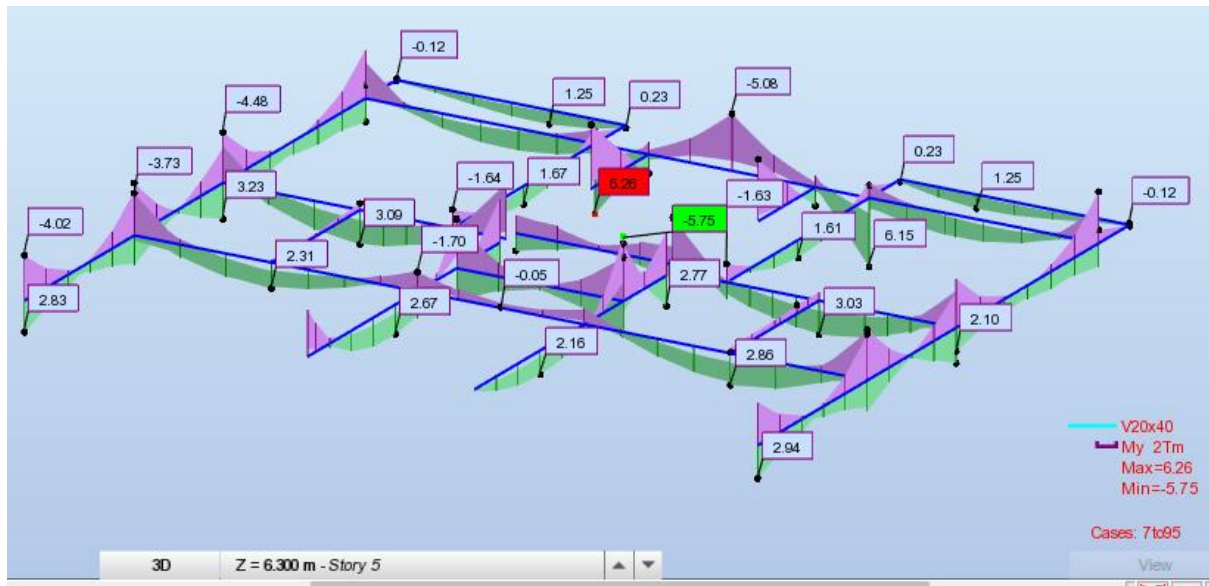
Ancho del Ala,  $b_f$   (cm) ==>  (in)  
 Altura del Ala,  $h_f$   (cm) ==>  (in)  
 Ancho del Alma,  $b_w$   (cm) ==>  (in)  
 Altura Efectiva,  $d$   (cm) ==>  (in)  
 Altura Efectiva,  $d'$   (cm) ==>  (in)

Momento Ultimo Actuante,  $M_u$   (t.m) ==>  (kN.m)  (Kip.in)



## EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS

Resultados del análisis, Nv.+6.30 (nivel más crítico):



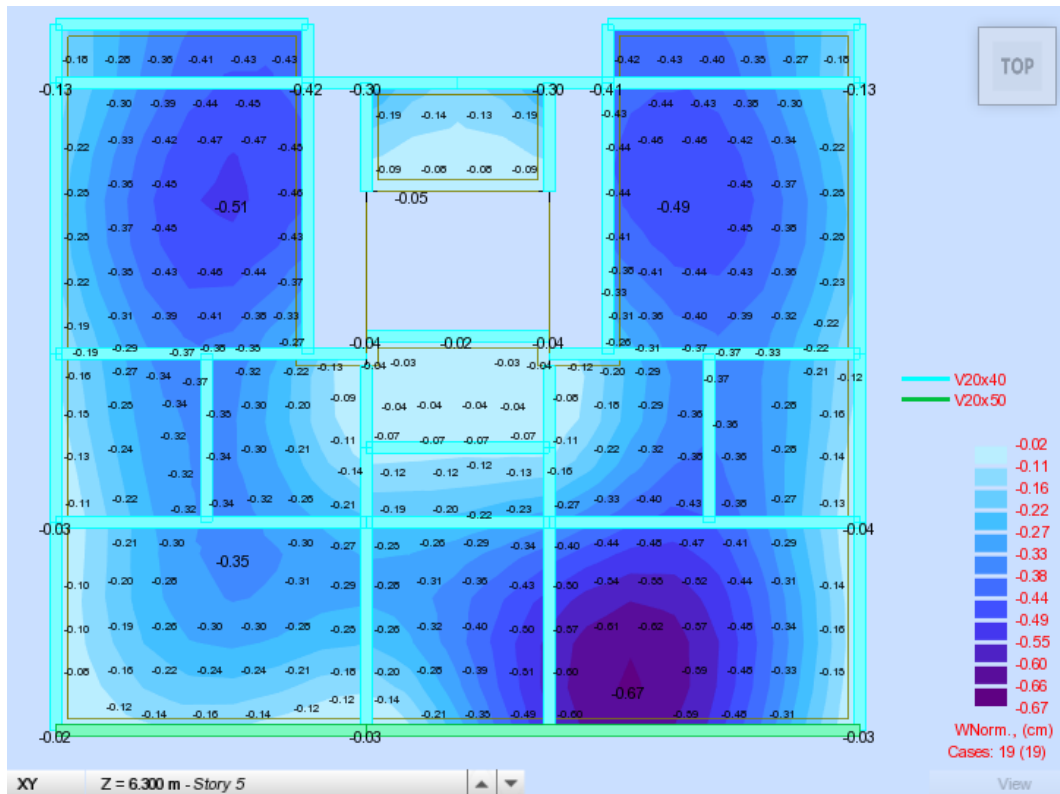
*Nota: Los valores máximos aquí mostrados corresponden al momento en el eje de columnas, el diseño se lo realiza con los momentos en las caras de las columnas.*

Resultados del diseño:

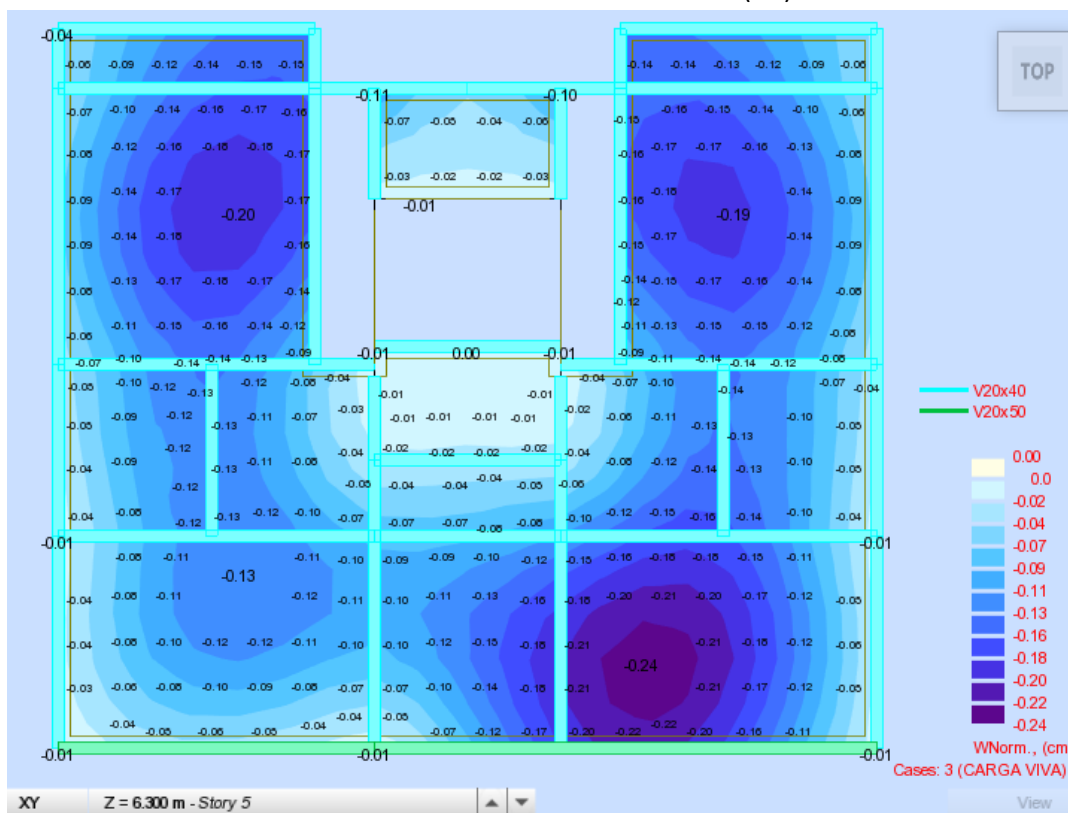
<b>20x40</b>			
<b>Armadura Colocada</b>	<b>Capas</b>	<b>Mínimo Opuesto</b>	<b>Mu resist (t.m)</b>
2 $\phi$ 14	(2)	2 $\phi$ 14	3.95
3 $\phi$ 14	(3)	2 $\phi$ 14	5.80
4 $\phi$ 14	(2-2)	2 $\phi$ 14	7.16
5 $\phi$ 14	(3-2)	3 $\phi$ 14	8.97
6 $\phi$ 14	(3-3)	3 $\phi$ 14	10.49

## DEFLEXIONES

RESULTADOS DE DEFLEXIONES EN Nv.+6.30 POR CARGA MUERTA (PP+CM)



RESULTADOS DE DEFLEXIONES EN Nv.+6.30 POR CARGA VIVA (CV)



Deflexión máxima CM + CV ( $0.67+0.24$ ) =  $0.91\text{cm}$ , Luz =  $748\text{cm}$ , DEFLEXIÓN TOTAL  $\approx 1/821$  O.K.

## DISEÑO DE LOSAS NERVADAS

### DISEÑO DE LOSAS POR EL METODO 2 (ACI) / Flexión ACI 318-08

$f'c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	210.00
$f_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	4,200.00

Altura de losa (cm)	20.00	$d$ (cm)	M positivo	M negativo
Ancho de nervios (cm)	10.00	$bf$ (cm)	17.00	17.00
Ancho de bloqueo (cm)	40.00	$bw$ (cm)	50.00	10.00
Altura de loseta (cm)	5.00	$hf$ (cm)	10.00	10.00
			5.00	0.00

$W_{cm}$ (t/m <sup>2</sup> )	0.50	Luz larga (m)	5.06
$W_{cv}$ (t/m <sup>2</sup> )	0.20	Luz corta (m)	4.80

$W_u$ (t/m <sup>2</sup> )	0.92	Número de bordes discontinuos	1
---------------------------	------	-------------------------------	---

$m$ (S/L)	0.95	Altura Minima Recomendada	15.33 (cm)
-----------	------	---------------------------	------------

SOBRE LUZ CORTA	COEFICIENTE	$M_u/m$	$M_u/NERV$	$A_s / Nervio$	$A's / Nervio$
NEGATIVO CONTINUO	0.045	0.95	0.47	0.78	0.00
NEGATIVO DISCONTINUO	0.023	0.48	0.24	0.39	0.00
POSITIVO	0.034	0.71	0.36	0.56	0.00

SOBRE LUZ LARGA	COEFICIENTE	$M_u/m$	$M_u/NERV$	$A_s / Nervio$	$A's / Nervio$
NEGATIVO CONTINUO	0.041	0.87	0.43	0.71	0.00
NEGATIVO DISCONTINUO	0.021	0.45	0.22	0.36	0.00
POSITIVO	0.031	0.66	0.33	0.51	0.00

SOBRE LUZ CORTA	BORDE CONTINUO	BORDE DISCONTINUO	POSITIVO
ARMADURA SUPERIOR	1 $\phi$ 10	1 $\phi$ 10	
ARMADURA INFERIOR	1 $\phi$ 10	1 $\phi$ 10	1 $\phi$ 10

SOBRE LUZ LARGA	BORDE CONTINUO	BORDE DISCONTINUO	POSITIVO
ARMADURA SUPERIOR	1 $\phi$ 10	1 $\phi$ 10	
ARMADURA INFERIOR	1 $\phi$ 10	1 $\phi$ 10	1 $\phi$ 10

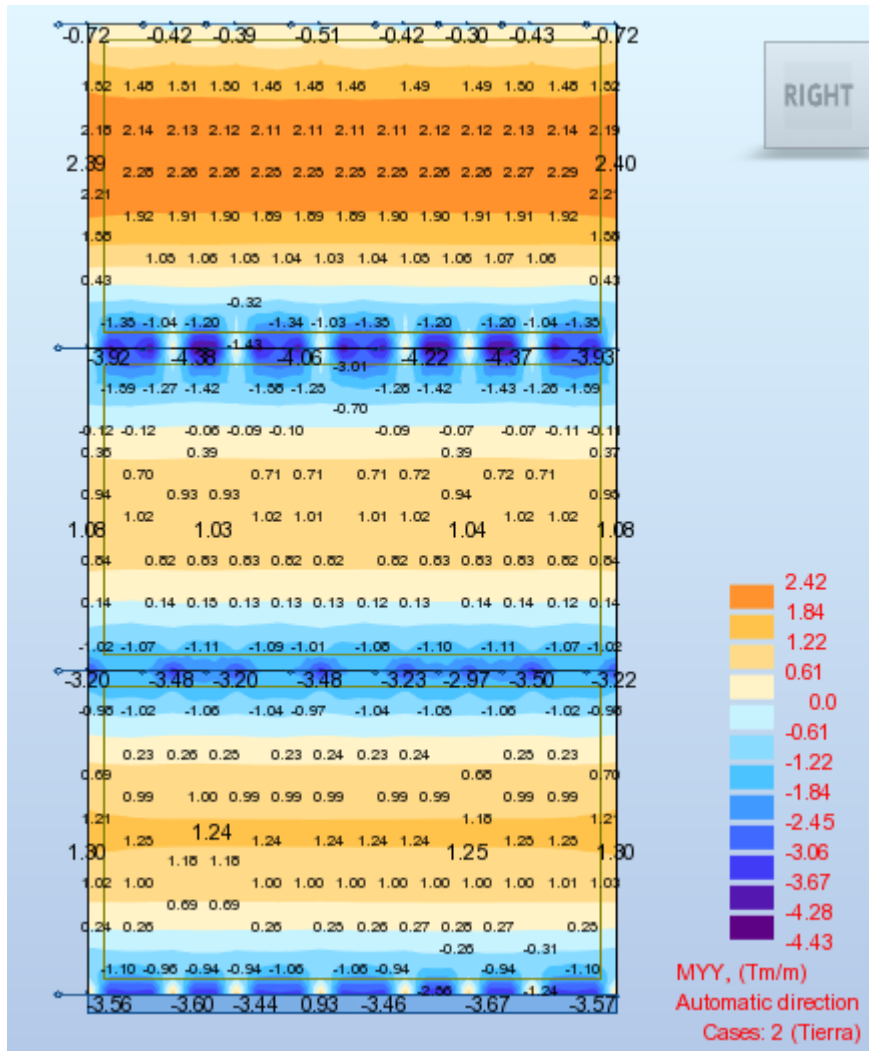
Cortante Ultimo Actuante, $V_u$	2.05 (t/m)
Amadura Inferior Colocada por Nervio, $A_s$	1.13 (cm <sup>2</sup> / Nervio)

Cortante Ultimo Resistente, $V_{ures}$	11.93 (t/m)
--	-------------

## DISEÑO DE MUROS

El análisis se lo realiza como muro empotrado en la base y apoyado por las losas de entrepiso. Por las características del suelo y condiciones de apoyo se obtiene una carga uniforme en el muro de  $3t/m^2$ .

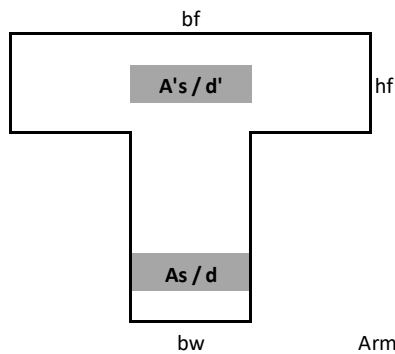
Resultados del análisis (Momentos críticos en dirección y-y)



## DISEÑO DEL MURO A FLEXIÓN

**DISEÑO DE VIGAS SEGÚN ACI 318-08**

Resistencia del Hormigón, $f'c$	<input type="text" value="210.00"/> (Kg/cm <sup>2</sup> )	==>	<input type="text" value="20.59"/> (MPa)	<input type="text" value="2.99"/> (ksi)
Fluencia del Acero, $f_y$	<input type="text" value="4,200.00"/> (Kg/cm <sup>2</sup> )	==>	<input type="text" value="411.88"/> (MPa)	<input type="text" value="59.74"/> (ksi)



$A's =$  (cm<sup>2</sup>) ==>  (in<sup>2</sup>)

$\rho_{max} =$   $\rho_{bal}$

$A_s =$  (cm<sup>2</sup>) ==>  (in<sup>2</sup>)

Armadura Mínima,  $A_{smin} =$  (cm<sup>2</sup>) ==>  (in<sup>2</sup>)

Ancho del Ala, $bf$	<input type="text" value="100.00"/> (cm)	==>	<input type="text" value="39.37"/> (in)
Altura del Ala, $hf$	<input type="text" value="0.00"/> (cm)	==>	<input type="text" value="0.00"/> (in)
Ancho del Alma, $bw$	<input type="text" value="100.00"/> (cm)	==>	<input type="text" value="39.37"/> (in)
Altura Efectiva, $d$	<input type="text" value="16.00"/> (cm)	==>	<input type="text" value="6.30"/> (in)
Altura Efectiva, $d'$	<input type="text" value="4.00"/> (cm)	==>	<input type="text" value="1.57"/> (in)

Momento Ultimo Actuante,  $M_u =$  (t.m) ==>  (kN.m)  (Kip.in)

Armadura:  $\phi 14@0.20$ ,  $A_s=7.70\text{cm}^2$ , por seguridad se diseña el muro para un  $M_u$  actuante de 4.40tm.

---

JOSÉ LUIS MESÍAS PAZMIÑO  
CI:1709835555/CICE:17-6767/EMOP:4923