MEMORIAL ESTRUCTURAL ADECUACIONES ZONA DE RESIDUOS GRANJA LOS ANDES SENA CATA

MUNICIPIO DE MÁLAGA – SANTANDER

ELABORADO POR EL INGENIERO E INSTRUCTOR SENA:

DAVID M. SUÁREZ O.

M. P. 25202-4000218 CND

INGENIERO CIVIL U. NACIONAL DE COLOMBIA

ESP. ESTRUCTURAS U.P.T.C.

MÁSTER EN CARRETERAS UNIVERSIDAD A DISTANCIA DE MADRID UDIMA

Marzo de 2025

Municipio de Málaga Santander

CONTENIDO

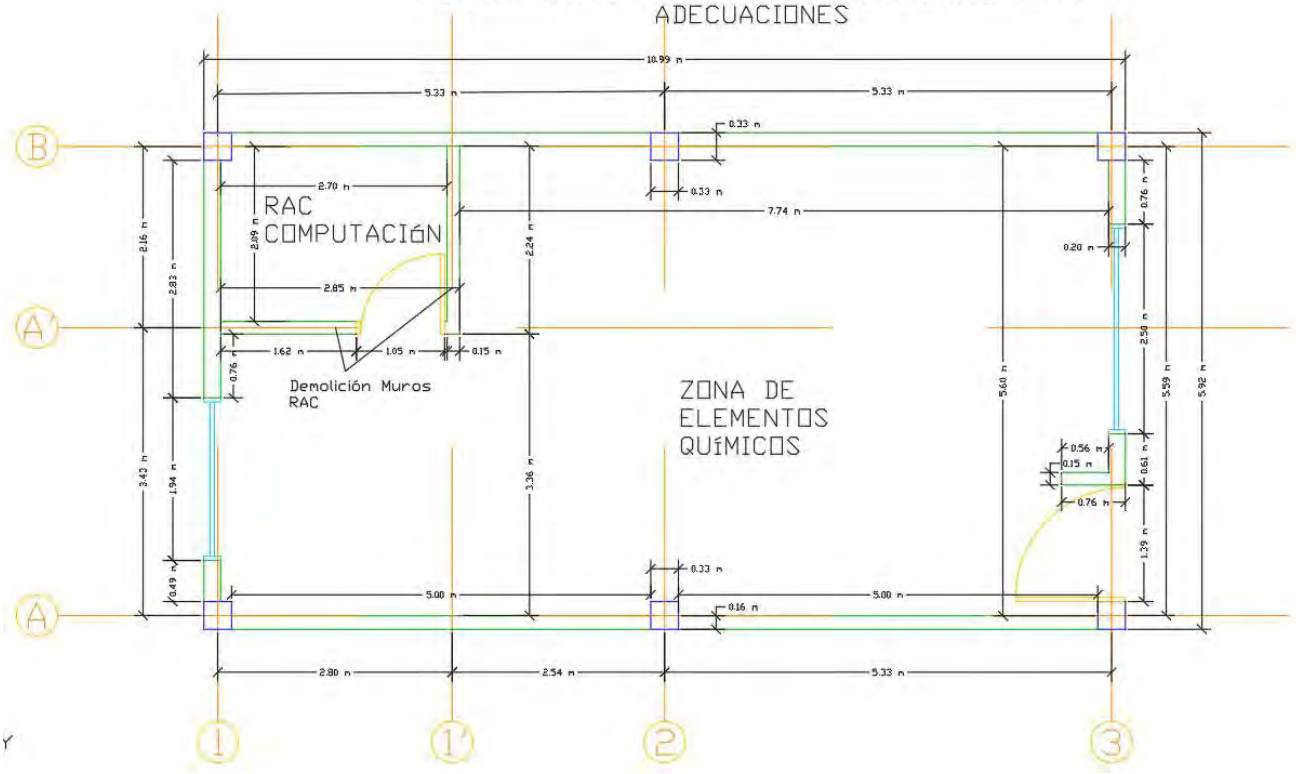
1. DESCRIPCIÓN 3
2. SELECCIÓN DEL PERFIL DE VIGAS 5
3. PERFIL DE COLUMNA SELECCIONADO 8
4. MUROS DIVISORIOS 10
5. CONEXIONES SOLDADAS 11
6. ZAPATA AISLADA 12

1. DESCRIPCIÓN

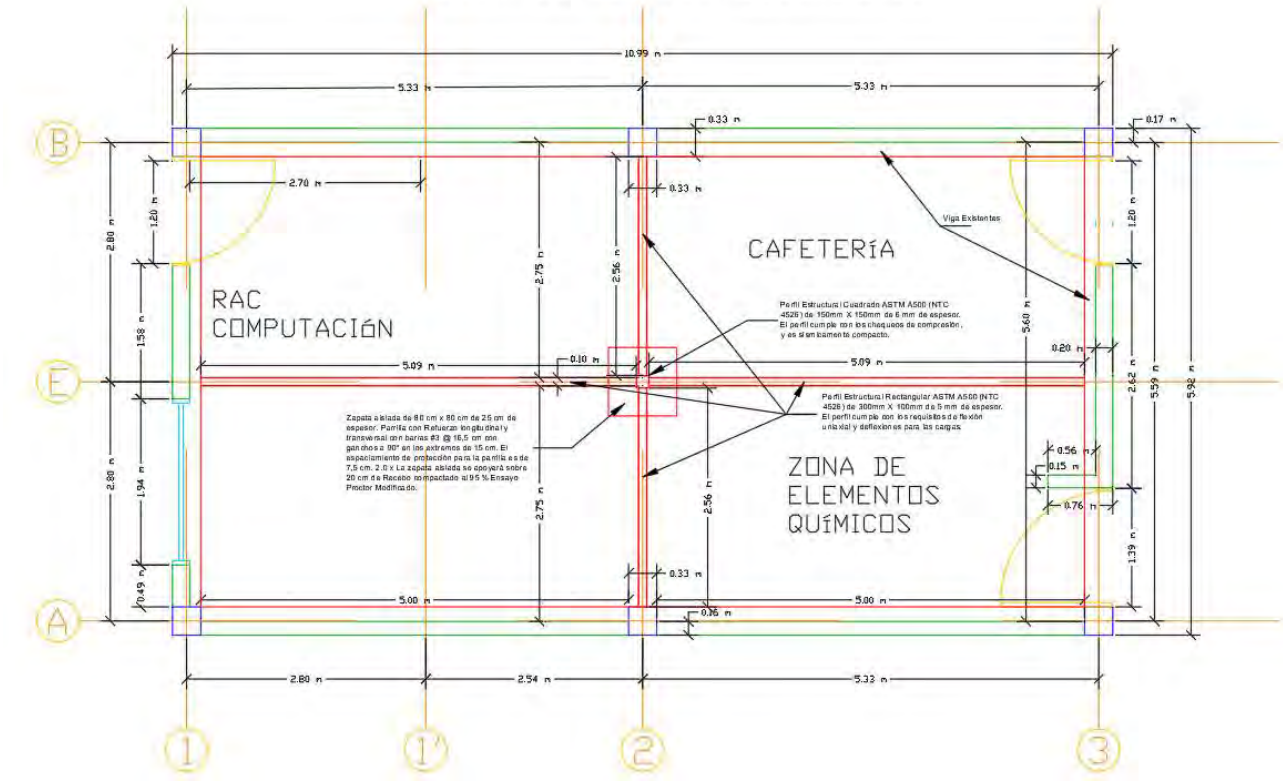
El diseño estructural objeto del presente informe y por consecuente los planos estructurales resultado de los diferentes cálculos, análisis y modelaciones, del cumplimiento de la norma sismo resistente colombiana NSR-10 y sus respectivas modificaciones a la Ley y Norma, tienen el objeto y validez únicamente para el desarrollo de las adecuaciones de la Zona de residuos Granja los Andes SENA CATA.

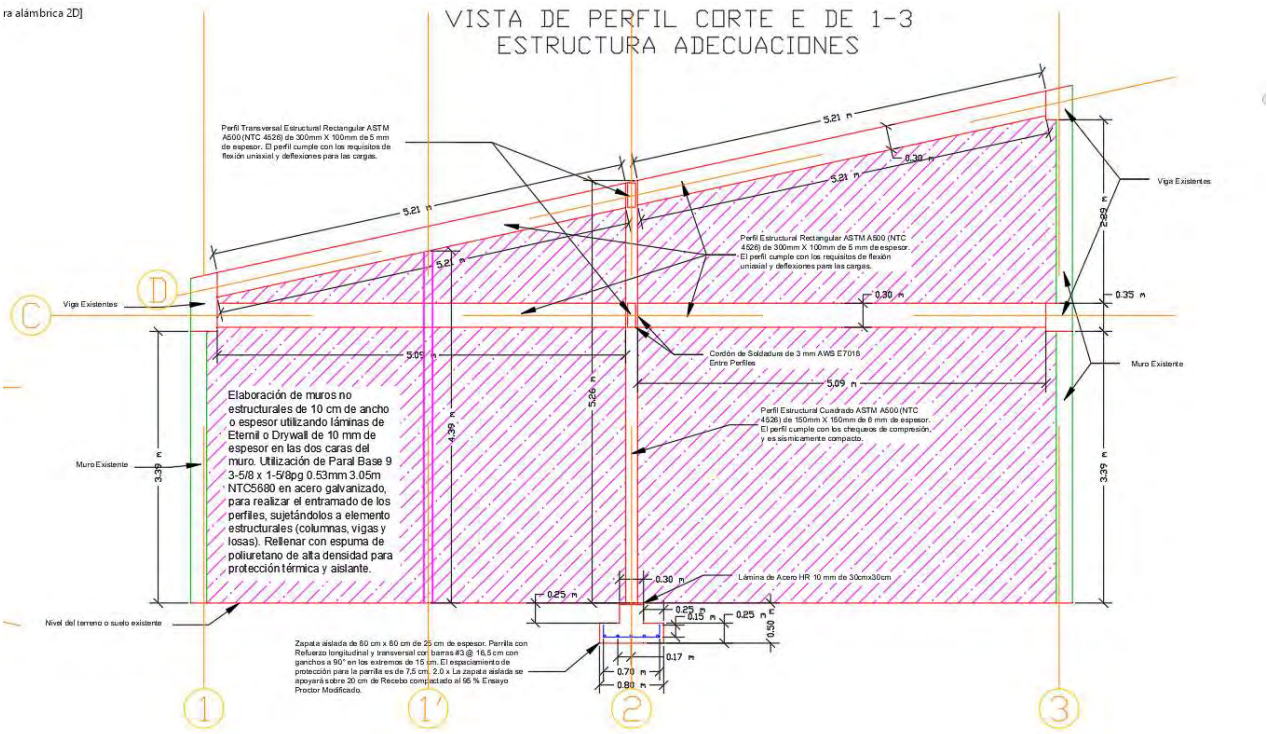
El diseño estructural planteado en los planos para las adecuaciones obedece a una estructura aporticada con perfiles metálicos, Sistema estructural de pórtico resistente a momentos de Acero, la cual corresponde a una solución eficaz para la zona de amenaza alta del municipio de Málaga Santander. La estructura planteada tiene el objeto de realizar simplemente una división a la estructura actualmente existente en el sitio, esto con el objetivo de poder brindar nuevos espacios en esta área de intervención, dejando claro que los elementos estructurales planteados van anclados a elementos estructurales existentes de concreto reforzado (vigas y columnas de concreto) en donde se realizaran perforaciones controladas para incrustar los debidos pernos de anclaje utilizando adhesivo epóxico de dos componentes para anclajes, de alto desempeño, para uso en concreto fisurado y no fisurado. Los perfiles de acero no van a soportar cargas vivas sino van a ayudar a dar soportes a los debidos elementos no estructurales divisorios. Estos elementos no estructurales corresponden a la elaboración de muros de 10 cm de ancho o espesor utilizando láminas de Eternil o Drywall de 10 mm de espesor en las dos caras del muro. Utilización de Paral Base 9 3-5/8 x 1-5/8pg 0.53mm 3.05m NTC5680 en acero galvanizado, para realizar el entramado de los perfiles, sujetándolos a elemento estructurales (columnas, vigas y losas de concreto y metálicas). Estos deben ser rellenados con espuma de poliuretano de alta densidad para protección térmica y aislante.

PLANTA ARQUITECTÓNICA LEVANTAMIENTO PARA ADECUACIONES



PLANTA ESTRUCTURA ADECUACIONES





2. SELECCIÓN DEL PERFIL DE VIGAS

Para la selección del perfil de la viga se utilizó la Tabla C.9.5 (a) NSR-10 de alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen deflexiones.

TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, **h**			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que **NO** soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

NOTAS:
Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

(a) Para concreto liviano estructural con densidad w_c dentro del rango de 1 440 a 1 840 kg/m^3, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1,65 - 0.0003w_c)$, pero no menos de 1.09.

(b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

Luz de la viga metálica más larga en planos 5,09 m.

Elementos Proyecto		
Condición Apoyos	Elemento más largo	Longitud del Elemento (m)
Simplemente apoyado (máx)=	-	5,09
Con un Extremo continuo (máx)=	Ejes A de 17-18	5,09
Ambos extremos continuos (máx)=	Ejes A de 10-11	5,09
En voladizo (máx)=	Ejes 10 de C-D	0,00

Predimencionamiento Vigas o losas Nervadas en una dirección Tabla C.9.5 (a) NSR-10					
Condición Apoyos	Elemento más largo	Longitud del Elemento (m)	Espesores	Espesor mín losa o viga h (m)	Espesor mín losa o viga h (cm)
Simplemente apoyado (máx)=	-	5,09	L/16	0,30	30
Con un Extremo continuo (máx)=	Ejes A de 17-18	5,09	L/18,5	0,28	28
Ambos extremos continuos (máx)=	Ejes A de 10-11	5,09	L/21	0,25	25
En voladizo (máx)=	Ejes 10 de C-D	0,00	L/8	0,00	0
Espesor de Viga Sugerido Tabla C.9.5 (a) NSR-10=				**0,30**	30
Espesor de Viga Seleccionado h=				**0,30**	30
Ancho de Viga Seleccionado b=				**0,10**	10

El perfil seleccionado para cumplir con este requisito es el Perfil Estructural Rectangular ASTM A500 (NTC 4526) de 300mm X 100mm de 5 mm de espesor.

A continuación, se presenta la revisión de flexión uniaxial para el Perfil Estructural Rectangular ASTM A500 (NTC 4526) de 300mm X 100mm de 5 mm de espesor. Teniendo en cuenta las siguientes cargas

- Acabados 1 KN/m2
- Muros y particiones 2 KN/m2
- Peso propio de la viga 0,309 Kg/m
- Carga Viva 2KN/m2
- Carga de Granizo 1 KN/m2

En donde el perfil cumple la revisión de Deflexiones y flexión uniaxial.

FLEXIÓN UNIAXIAL VIGA PERFIL ESTRUCTURAL RECTANGULAR 300mm x 100 mm de 5 mm A500 (NTC 45,36)

Reducción de resistencia por fuerza axial
Ø= 0,9
Módulo de fluencia del material empleado, acero ASTM A572 grado 50
Fy (kgf/cm2)= 3500
E (kgf/cm2) 2000000
Geometria del Perfil Seleccionado — *Perfil Rectangular A500 300mm x 100mm de 5 mm*

h Altura(mm)=	300,00	h (cm)=	30
s alma (mm)=	5,00	s (cm)=	0,5
b Ancho Ala (mm)=	100,00	b (cm)=	10
t espesor Ala (mm)=	5,00	t (cm)=	0,5
Área (cm2)=	38,27	Área (mm)=	3827
Peso (kg/m)=	30,88	ho (cm)=	29,5
Ix (cm4)=	4065	Momento de inercia alrededor del eje principal "X"	
Sx (cm3)	271	Módulo elástico de la Sección	

rx (cm)= 10,29 *Diseño luz máx crítica de 5,09 m*
Iy (cm4)= 722 *Diseña para Lb/2*
Sy (cm3)= 144
ry (cm)= 4,34
Zx (cm3)= 348
Zy (cm3)= 159
It (cm4) 2043 Constante Torcional
L Long viga (m)= 5,09 L (cm)= 509

Cálculo:
Constante de alabeo para secciones I — Para Secciones I & H, C=1,0, para Canales:

$$Cw = \frac{Iy * h_o^2}{4} \qquad C = \frac{h_o}{2} * \sqrt{\frac{Iy}{Cw}}$$

Cw (cm6)= 157080,13 C= 1

Radio efectivo de giro para estados límite de pandeo lateral torcional

$$rts = \sqrt{\frac{\sqrt{Iy * Cw}}{Sx}}$$

rts (cm)= 6,269

$$Fcr = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{Lb}{rts}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 * \frac{J * C}{Sx * ho} * \left(\frac{Lb}{rts}\right)^2}$$

Fcr= 34452,75

Parámetro de mono-simetría de la sección transversal

$$Rm = 0,5 + 2 * \left(\frac{Iyc}{Iy}\right)^2$$

1,0 Para miembros de doble simetría
1,0 Para miembros de simetría simple flexionados en curvatura simple

Gradiente de Momento. Factor de modificación para pandeo lateral torcional

$$Cb = \frac{12,5\,Mmax}{2,5\,Mmax + 3Ma + 4Mb + 3Mc} * Rm < 3,0$$

Diseño Conservador con Cb=1, para eficiencia se debe cálcular

Cb= 1,3 *Para LB/2 Cb=1,3*

Máxima longitud sin arriostramiento lateral para la cual se alcanza el estado límite de pandeo lateral torcional en el rango elástico (F.2.6.2-6)

$$Lr = 1,95 * rts * \frac{E}{0,7 * Fy} * \sqrt{\frac{J * C}{Sx * ho} + \sqrt{\left(\frac{J * C}{Sx * ho}\right)^2 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * Fy}{E}\right)^2}}$$

Lr= 7134,12

Momento máximo, sin reducción

$$Mpx = Zr * Fy$$

Mpx (Kgf*cm)= 1218000

Longitud de Plastificación

$$Lp = 1,76 * ry * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

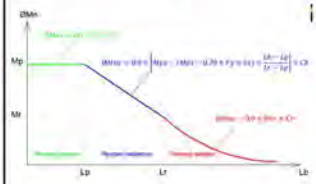
Lp= 182,593 Lp<Lb2<Lr zona

Zona de pandeo elástico

$$Mcr = Sx * Fcr$$

Mcr (kgf/cm)= 9336694,702

Cálculo de ØMn



Lp= 182,593 Lr= 7134,12

Caso 0 Vigueta Arriostrado en L/5
Lb0 (cm)= 101,8 *Zona 1 Plástico*

$$ØMnx = 0,9 * Zr * Fy$$

Ø Mnx0 (Kgf*cm)= 1096200,00
Ø Mnx0 (Ton*m)= 10,96

Caso 1 Vigueta Arriostrado en L/2
Lb1 (cm)= 254,5 *Zona 2 Inelástico*

$$ØMnx1 = 0,9 * \left(Mpx - (Mpx - 0,7 * Fy * Sx) * \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}\right) * Cb$$

Ø Mnx1 (Kgf*cm)= 1418354,55
Ø Mnx1 (Ton*m)= 14,18

Caso 2 Vigueta Arriostrado en L/2
Lb2 (cm)= 254,5 *Zona 2 Inelástico*

$$ØMnx1 = 0,9 * \left(Mpx - (Mpx - 0,7 * Fy * Sx) * \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}\right) * Cb$$

Ø Mnx2 (Kgf*cm)= 1418354,55
Ø Mnx2 (Ton*m)= 14,18

Caso 3 Vigueta Arriostrado en L
Lb=L (cm)= 509 *Zona 2 Inelástico*

$$ØMnx1 = 0,9 * Mo * Cb$$

Ø Mnx3 (Kgf*cm)= 10923932,80
Ø Mnx3 (Ton*m)= 109,24

Ciudad: Málaga Santander
Carga Viva (KN/m2)= 2 Ø= 0,9
Elevación msnm= 2235 Fy (kgf/cm2)= 3500
C. de Granizo (KN/m2)= 1 E (kgf/cm2) 2000000
Peso perfil (Kg/m) 30,88 Sx (cm3)= 271
Ancho Aferente (m)= 2 Sy (cm3)= 144
L Long Total Viga R (m)= 5,09
Li Long entre viguetas (m)= 2,545 Lb=L/2

Evaluación de Cargas

Carga	KN/m2	KN/m	
Losa		0	
Acabados	1	2	
Muros y particiones	2	4	
Cielo Raso	0,35	0,7	
Peso Propio Viga de carga		0,309	Kgf/m
Carga Muerta (D)=		7,01	700,9
Carga Viva (L)=	2	4	400
C. de Granizo (W)=	1	2	
Combinación de Carga	1,2D+1,6L (KN/m)		14,8108
	0,8*W (KN/m)=		1,6
Wu= 1,2D+1,6L	1,2D+1,6L (Kgf/m)		1509,77
	0,8*W (Kgf/m)=		163,10

Cálculo de cargas en sentido X y Y de la correa:
Ángulo (%)= 0
α (°)= 0,00

$$Wy = Wu1 * Cos(\alpha) + Wu2$$

Wy (KN/m)= 16,411

$$Wx = Wu1 * Sen(\alpha)$$

Wx (KN/m)= 0,000

Cálculo del Momento Actuante Mux:

$$Mux = \frac{Wy * l^2}{8} =$$

Mux (KN*m)= 53,15

Cálculo del Momento Actuante Muy:

$$Muy = \frac{Wx * l^2}{11} =$$

Muy (KN*m)= 0,000

Cálculo de los Momentos Resistentes con LB=L/2 con Cb=1,3
Lp (cm)= 182,593 Lr (cm)= 7134,12
Lb/2 (cm)= 254,5 *Zona 2 Inelástico*

$$ØMnx1 = 0,9 * \left(Mpx - (Mpx - 0,7 * Fy * Sx) * \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}\right) * Cb$$

ØMnx (Kgf*cm)= 1418354,555
Ø Mnx1 (Ton*m)= 14,18

Ø Mnx1 (KN*m)= 141,84

$$ØMny = Ø * Fy * Sy$$

ØMny (Kgf*cm)= 453600
Ø Mny (Ton*m)= 4,54
Ø Mny (KN*m)= 45,3600

Comparación de Momentos:

$$\left|\frac{Mux}{ØMnx} + \frac{Muy}{ØMny}\right| \leq 1,0$$

$$\left|\frac{Mux}{ØMnx} + \frac{Muy}{ØMny}\right| = 0,375$$

Los momentos resistentes son mayores a los últimos

Revisión de Deflexiones:

Deflexión debido a la carga viva L/360
l/360 (cm)= 1,4139
Ix (cm4)= 4065,00

$$\Delta\,viva = \frac{w * l^4}{143 * E * Ix} =$$

0,23094 cm

Cumple Deflexiones

Deflexión debido a la carga viva Total L/240
l/240 (cm)= 2,1208
Ix (cm4)= 4065,00

$$\Delta\,viva = \frac{w * l^4}{143 * E * Ix} =$$

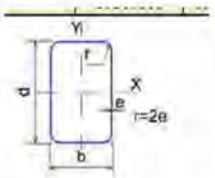
0,63561 cm

Cumple Deflexiones

3. PERFIL DE COLUMNA SELECCIONADO

Para la selección del perfil de la columna o pilar se seleccionó el Perfil Estructural Cuadrado ASTM A500 (NTC 4526) de 150mm X 150mm de 6 mm de espesor. El perfil seleccionado cumple con los chequeos de compresión, y es sísmicamente compacto. No se realiza análisis de flexo compresión dado que el perfil estructural no va a soportar grandes cargas de servicio, sino que solamente va a soportar cargas de elementos no estructurales como son los muros no estructurales los cuales son livianos.

COMPRESIÓN PERFIL CUADRADO 6x6 150mm X 150mm de 6 mm					
Reducción de resistencia por fuerza axial					
Ø=	0,9	L (cm)=	350	L (m)=	3,5
Módulo de fluencia del material empleado, acero ASTM A500 Grado C					
Fy (kgf/cm2)=	3500	Fy (MPa)=	350		
E (kgf/cm2)	2000000	Fu (Mpa)=	400		
Fu (Kgf/cm2)=	4000	Fy (MPa)=	400		
Perfil Cuadrado	K=	0,5			
h Altura(mm)=	150	h (cm)=	15		
tw Espesor (mm)=	6	tw (cm)=	0,6		
b (mm)=	150	b (cm)=	15		
t espesor (mm)=	6	t (cm)=	0,6		
rx (cm)=	5,84	rx (mm)=	58,4		
ry (cm)=	5,84	ry (mm)=	58,4		
Ag (cm2)=	33,63	Ag (mm)=	3363		



Verificación Paredes Tubulares

$si = \frac{b}{t} \le 1{,}40 * \sqrt{\frac{E}{fY}}$ *Paredes sismicamente compactos*

$\frac{b}{t}$ =	11,4 cm / 0,6 cm		19,00		
$1{,}4 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$ =	1,4	x	raiz(2000000 kgf/cm2 / 3500 kgf/cm2)	=	33,4664011
Chequeo=>	19,00 <		33,46640106	Sísmicamente compactos	

Verificación de compacidad sísmica para alma:

$si = \frac{h}{tw} \le 2{,}42 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$ *Alma sismicamente compacta*

$\frac{b}{t}$ =	11,4 cm / 0,6 cm		19,00		
$2{,}42 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$ =	2,42	x	raiz(2000000 kgf/cm2 / 3500 kgf/cm2)	=	57,85
Chequeo=>	19,00 <		57,84906469	Alma Sísmicamente compacta	

2. Cálculo del punto de fluencia

$Pf = 4{,}71 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$ =	4,71	x	raiz(2000000 kgf/cm2 / 3500 kgf/cm2)	=	112,59

2. Cálculo de relaciones de esbeltez:

$\frac{K*L}{rx}$ =	0,5	x	350 cm / 5,84 cm	=		29,97
Chequeo=>	29,97	<	200	Ok		
$\frac{K*L}{ry}$ =	0,5	x	350 cm / 5,84 cm	=		29,97
Chequeo=>	29,97	<	200	Ok		
$\frac{K*L}{rx} < Pf$ =	29,97	<	112,59	Pandeo Inelástico		
$\frac{K*L}{ry} < Pf$ =	29,97	<	112,59	Pandeo Inelástico		
$Fex = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K*L}{rx}\right)^2}$ =	9,87	2000000 kgf/cm2 / 897,95	=	21982,6142	Kgf/cm2	
$Fey = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K*L}{ry}\right)^2}$ =	9,87	2000000 kgf/cm2 / 897,95	=	21982,6142	Kgf/cm2	

$\emptyset Pnx = \emptyset * Ag * \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fex}}\right) * Fy$	Inelástico	0,9	x	33,63	cm2	0,658	3500 / 21983	3500	Kgf/cm2	=	99105,0858
ØPnx (Kgf)=	99105,1	ØPnx (Ton)=	99,105								

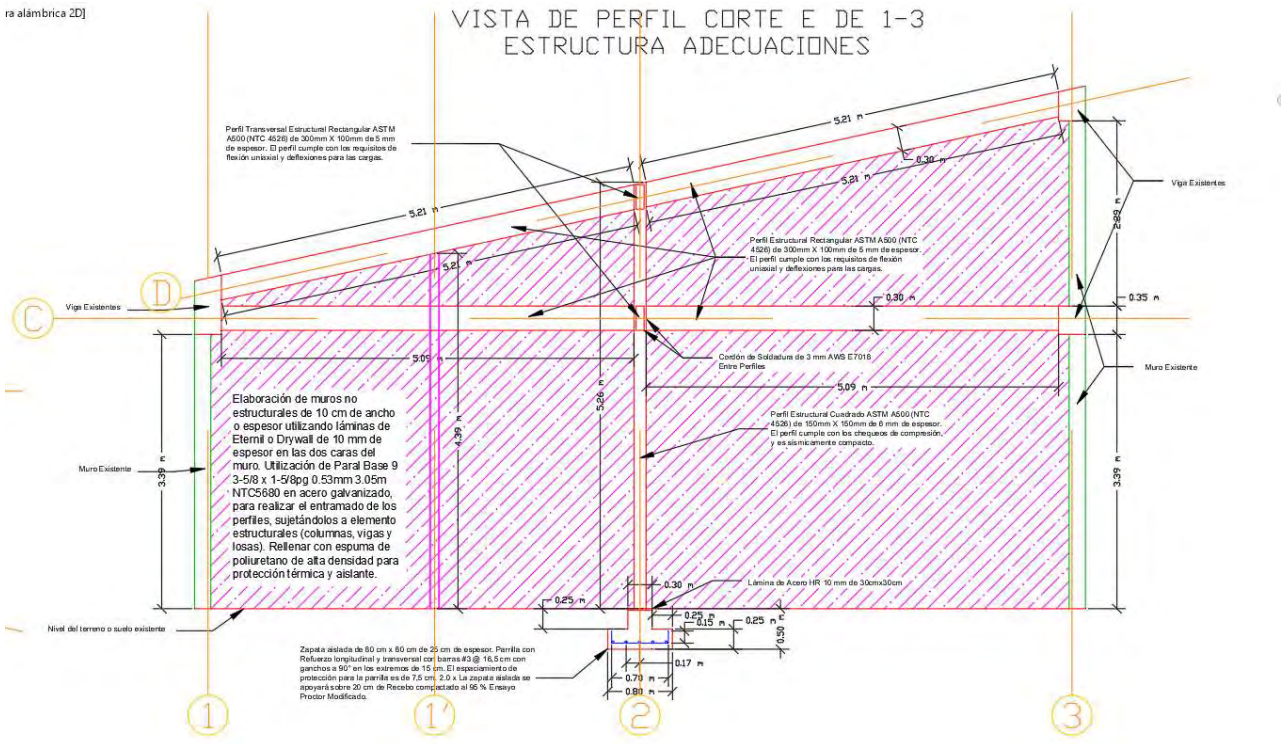
$\emptyset Pny = \emptyset * Ag * \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fex}}\right) * Fy$	Inelástico	0,9	x	33,63	cm2	0,658	3500 / 21983	3500	Kgf/cm2	=	99105,0858
ØPny (Kgf)=	99105,1	ØPny (Ton)=	99,105								

$\emptyset Pnx = \emptyset * Ag * 0{,}877xFe$	Elástico	0,9	x	33,63	cm2	0,877	x	21982,614	Kgf/cm2	=	583510,006
ØPnx (Kgf)=	583510,0	ØPny (Ton)=	583,510								

$\emptyset Pny = \emptyset * Ag * 0{,}877xFe$	Elástico	0,9	x	33,63	cm2	0,877	x	21982,614	Kgf/cm2	=	583510,006
ØPny (Kgf)=	583510,0	ØPny (Ton)=	583,510								

4. MUROS DIVISORIOS

Estos elementos no estructurales corresponden a la elaboración de muros de 10 cm de ancho o espesor utilizando láminas de Eternil o Drywall de 10 mm de espesor en las dos caras del muro. Utilización de Paral Base 9 3-5/8 x 1-5/8pg 0.53mm 3.05m NTC5680 en acero galvanizado, para realizar el entramado de los perfiles, sujetándolos a elemento estructurales (columnas, vigas y losas de concreto y metálicas). Estos deben ser rellenados con espuma de poliuretano de alta densidad para protección térmica y aislante.



5. CONEXIONES SOLDADAS

Para el diseño de soldadura se tuvo en cuenta la tabla F.2.10.2-6

Tabla F.2.10.2-6
Casos Básicos de Tabla 3.1 de AWS D1.1

Metal Base	Metal de aporte compatible
A36 t ≤ 19.1 mm	Electrodos 60 & 70 ksi
A36 t > 19.1 mm A572 (Gr. 50 & 55) A913 (Gr. 50) A588* A992 A1011 A1018	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Otros procesos: Electrodos 70 ksi
A913 (Gr. 60 & 65)	Electrodos 80 ksi

*Para situaciones donde se requiera resistencia a la corrosión y color similar al metal base véase AWS D1.1, Sección 3.7.3

Notas:

(a) Los electrodos deberán satisfacer los requerimientos de AWS A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23, A5.28 y A5.29.

(b) En juntas con metales base de diferentes resistencias usar ya sea un metal de aporte compatible con el metal base de mayor resistencia o un metal de aporte compatible con el metal base de menor resistencia y que produzca un bajo depósito de hidrogeno.

Para las uniones soldadas tipo junta de filete (F.2.10.2.2) se utilizará E7018, Fue (kgf/cm2)= 4900Kgf/cm2 Fue (p.s.i.)= 70000 p.s.i.

Para el tamaño mínimo de la soldadura se tuvo en cuenta la tabla F.2.10.2-4

Tabla F.2.10.2-4
Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete

Espesor de la parte más delgada a unir, mm	Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete[a] mm
Hasta 6.4 inclusive	3
mayor que 6.4 a 12.7	5
mayor que 12.7	6
mayor que 19.1	8

[a] Dimensión del lado de la soldadura de filete. Debe aplicarse en una sola pasada.
Nota: Véase el numeral F.2.10.2.2.2 para el máximo tamaño de soldaduras de filete.

El tamaño máximo de las soldaduras de filete será:

(a) A lo largo de los bordes de un material con espesor menor que 6 mm: el espesor del material.

(b) A lo largo de los bordes de un material con espesor de 6 mm o más: el espesor del material menos 1.6 mm; excepto cuando la soldadura se haya detallado en los planos para obtener el espesor completo de la garganta. En la soldadura ejecutada, se permite que la distancia entre el borde del metal base y el talón de la soldadura sea menor que 1.6 mm siempre y cuando el tamaño de la soldadura sea claramente verificable.

La longitud de las soldaduras de filete diseñadas con base en su resistencia deberá ser como mínimo igual a cuatro veces su tamaño nominal o, en caso contrario, se considerará que el tamaño de la soldadura no sobrepasa 1/4 de su longitud efectiva.

Para uniones de viga columna se utilizará un filete de contorno de 5 mm con E7018.

Para la unión de la lámina de Acero HR 10 mm de 30cmx30cm de contorno de 6 mm con E7018.

6. ZAPATA AISLADA

Para el diseño de la zapata aislada se tomó en cuenta el material del cual está conformado el suelo, que corresponde a una arena suelta con una capacidad de 145 KN/m2 o 14,79 Ton/m2. (capacidad portante pobre). La carga aportada a la zapata es de 30 KN o 3 Toneladas.

Presión Máxima permisible del Suelo			
Tipo de Material	**Unidade SI (KN/m2)**	**MPa**	**(ton/m2)**
Roca	20% de la resit ult al aplastamiento		
Arena gruesa compacta, arena fina compacta, arcilla dura o arcilla arenosa	385	0,385	39,259
Arcilla semirrigida o arcilla arenosa	290	0,290	29,572
Arena inorgánica compacta y mezcla de limo	190	0,190	19,375
Arena suelta	145	0,145	14,786
Arcilla arenosa suave o arcilla simple	95	0,095	9,687
Arena inorganica suelta y mezcla de limo	50	0,050	5,099
Arena orgánica suelta y mezcla de limo, humus o barro de color blanco an	0	0,000	0,000

Datos Geotécnico Arena suelta	
ton/m2	**KN/m2**
14,786	**145,0018662**

$$qu = \frac{1{,}35 * P}{A}$$

ZAPATAS AISLADA				PAdm E. Geotécnico	PAdm Suelo	Sección de la Columna		TABLE: Joint Reactions Forces			Carga Colmna	Dimensión Zapata		Espesor	Padm de Diseño
tory Nive	Label	ique Na	OutputCase 1D+1L	(kN/m2)	(ton/m2)	Largo X (mm)	Ancho Y (mm)	P FZ Zapata (KN)	M1 o MX (KN-m)	M2 o MY (KN-m)	+Zapata(10%) (KN)	A Zapata (m2)	L ó Bw (m)	dasum (m)	qu (KN/m2)
Base	1	1	Carga Real Ajustada	145	14,79	0,30	0,30	30	0	0	33,00	0,23	0,80	0,25	195,75

para cortante en dos dirección unidades SI $d1 = \frac{6 * Vu2}{\emptyset * \lambda * \sqrt{f'c} * bo}$ *si Bc > 2 para cortante en dos dirección unidades SI* $d2 = \frac{6 * Vu2}{\emptyset * \left[1 + \frac{8}{Bc}\right] \lambda * \sqrt{f'c} * bo}$ *si bo > as = d para cortante en dos dirección unidades SI y as = 40 columna cuadrada* $d3 = \frac{12 * Vu2}{\emptyset * \left[\frac{as * d}{bo}\right] \lambda * \sqrt{f'c} * bo}$ *para cortante en una dirección unidades SI* $d = \frac{3 * Vu}{\emptyset * \lambda * \sqrt{f'c} * bw}$

$\emptyset Vc = \emptyset 0{,}17 * \sqrt{Fc'} * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * bo * d$

$\emptyset Vc = \emptyset 0{,}083 \left(\frac{as * d}{bo} + 2\right) * \sqrt{Fc'} * bo * d$

$\emptyset Vc = \emptyset 0{,}33 * \sqrt{Fc'} * bo * d$

ZAPATAS AISLADA			Área de Punzonamiento	Cortante en las dos direcciones	Relación lado largo y corto Columna			No aplicable si Bc>2	Aplicable si bo>as+d		Iteración cálculos con d max			Espesor Zapatra		Cortante en una dirección	Peralte requerido para el cortante en una dirección	Control	REVISIÓN DEL CORTANTE					
Story Nivel	Label	Unique Name	bo (m)	Vu2 (KN)	Bc	d1 (m)	d1<dasumido	d2 (m)	d3 (m)	dmax (m)	Vu2 Def (KN)	Bo Def (mm)	d final (m)	d seleccionado (m)	Sección	Vu1 (KN)	d* (m)	d* <d final	ØVc1	ØVc1>Vu2	ØVc2	ØVc2>Vu2	ØVc3	ØVc3>Vu2
Base	1	1	1,00	32,29	1,00	0,25	Si	0,05	0,01	0,25	32,29	1,00	0,1000	0,2500	B1-1	43,04	0,04	Cumple	202,64	Si	395,35	Si	327,80	Si

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset\, bd^2} \quad p = \frac{0{,}85 * f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,Rn}{0{,}85 * f'c}}\right) \quad As = p * b * d$$

ZAPATAS AISLADA												
Join	**Sección**	**Mu (KN-M)**	**Rn**	**p cálculado**	**p mín vigas**	**p mín Placa**	**p def**	**Cumple como Placa**	**Cumple como Viga**	**As (mm)**	**Barras #3**	**Separación con #3 (mm)**
1	1	25,04	556,49	0,0013	0,0033	0,0018	0,0033	Si Cumple	Si Cumple	528,00	8,00	125,00

Zapata aislada de 80 cm x 80 cm de 25 cm de espesor. Parrilla con Refuerzo longitudinal y transversal con barras #3 @ 12,5 cm con ganchos a 90° en los extremos de 15 cm



David M. Suárez O.
Ing. Consultor Oviedo Inmobiliaria Málaga Instructor SENA CATA
Ing. Civil U Nacional M. P. 25202-4000218 CND Esp. Estructuras U.P.T.C
Máster en Carreteras UDIMA
davidmsuarezov@gmail.com
INMOBILIARIAOVIEDOSANTANDER@gmail.com
Centro Comercial Andino Local 22 Málaga Santander