MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
(LEY 400 DE 1997-NSR-10)

PROYECTO: 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA - BAÑOS

FECHA: 30/12/2025

DAVL Consultoría, Diseño y Construcción:
E-mail: proyectosdavlcdc@gmail.com
Cr 102 B No 56 F – 34 S - 3203109393
Bogotá D.C. Colombia

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

CONTENIDO

CONTENIDO 2

1. INTRODUCCIÓN 3

2. CARTA RESPONSABILIDAD 5

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3) 6

3.1. LOCALIZACIÓN, NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA Y VALOR AA - AV. 6

3.2. DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO. 6

3.3. DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y EL MATERIAL ESTRUCTURAL EMPLEADO. 7

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS 9

5. AVALUO DE CARGAS 10

6. DISEÑO MAMPOSTERIA CONFINADA 11

7. REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO EN EDIFICACIONES 23

8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN 25

8.1 CÁLCULO DE VIGAS DE CIMENTACION 25

8.2 PLACA DE CONTRAPISO 26

9. DISEÑO DE CUBIERTA 27

9.1 AVALUO DE VIENTO 27

9.2 DISEÑO DE CORREAS 30

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

PROYECTO: 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA BAÑOS.

373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA BAÑOS. *se encuentra ubicado en el municipio de Arauca*. La estructura está conformada por una cubierta liviana en mapostería confinada.

METODOLOGÍA

El análisis de la estructura se realizó Mediante hojas de calculo electronicas. El diseño se hizo para zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

NORMAS Y ESPECIFICACIONES

El análisis del proyecto contempla las recomendaciones y exigencias estipuladas por parte de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10. El proyecto se encuentra en la zona suelo tipo E, según estudio de suelos.

SISTEMA ESTRUCTURAL

El tipo de estructura usado para resistir momentos es un sistema de muros de mampostería confinada, con Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO). La cimentación está constituida por una viga de amarre apoyada sobre un colchón de concreto ciclopeo, diseñadas para soportar cargas verticales y los momentos de sismo determinados en el análisis estructural.

Además de lo anterior se adjunta la siguiente información:

Grupo de uso	I
Sistema Estructural tipo	Muros de mampostería confinado
Método utilizado	De la resistencia última
Sistema de Placa de cubierta	Cubierta Liviana

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

SISTEMA DE CIMENTACIÓN

La cimentación se diseñó de acuerdo al estudio de suelos el cual establece fundar mediante cimentación superficial a partir de 60 cm de profundidad. La capacidad de soporte o carga de fatiga del terreno tiene un valor de (9.67 T/m2).

Diseño estructural realizado por:

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

2. CARTA RESPONSABILIDAD

Bogotá, 30 de diciembre 2025

Señores
A quien corresponda
Ciudad

Referencia
Proyecto 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA BAÑOS.

Apreciados Señores:

La presente tiene por objeto dar constancia de que el diseño estructural del proyecto "MEJORAMIENTO Y ADECUCIÓN DEL MALECÓN COMO INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MUNICIPIO DE ARAUCA BAÑOS.". en el municipio de Arauca, fue realizado de acuerdo a las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente: NSR-10, y demás disposiciones legales que rigen al respecto.

Los estudios se ajustan en todo a la mencionada norma, en especial lo concerniente al diseño sísmico, el cual se realizó para la zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

Eximo al municipio de cualquier perjuicio que ocasione dicho cálculo estructural. Anexo fotocopia de la matrícula profesional vigente y copia de las memorias de cálculo y de los planos estructurales, respectivos.

Sin otro particular,

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3)

3.1. localización, nivel de amenaza sísmica y valor Aa - Av.



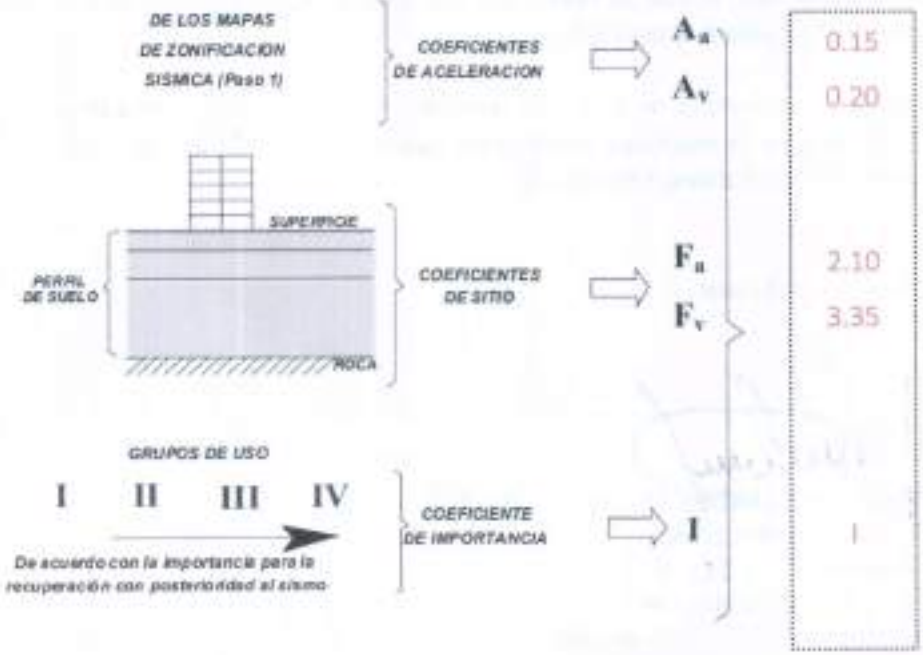
Figura 1 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de zonificación sísmica del Capítulo A.2



Figura 2 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de valores de A_a y A_v del Capítulo A.2

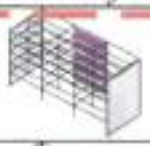
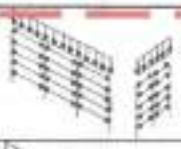
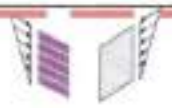
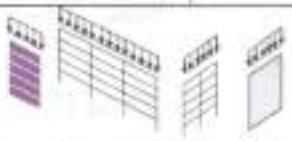
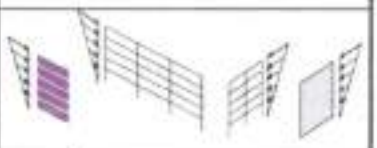
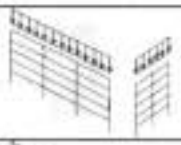
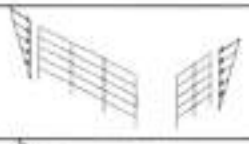
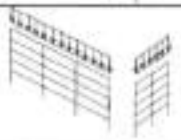
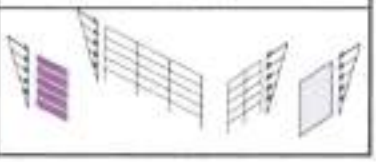
Ciudad	Aa	Av
Arauca	0.15	0.15

3.2. Definición de los movimientos sísmicos de diseño.



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

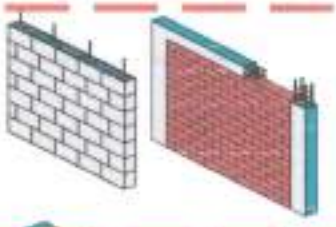
3.3. Definición de las características de la estructuración y el material estructural empleado.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA			
SISTEMA		CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA			
COMBINADO			
			
PÓRTICO			
DUAL			

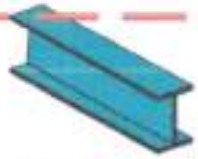
CONCRETO ESTRUCTURAL



MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL



ESTRUCTURAS METALICAS



MADERA





Figura 6 - Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico

DES *CAPACIDAD ESPECIAL DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA*



DMO *CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA*



DMI *CAPACIDAD MINIMA DE DISIPACION DE ENERGIA*



CAPACIDAD DE DISIPACIÓN ENERGÍA	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
MÍNIMA **DMI**	✓	no	no
MODERADA **DMO**	✓	✓	no
ESPECIAL **DES**	✓	✓	✓

515

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. CARGA MAXIMA DE AFINADOS 1.10 KN/m2/ (110Kgf/m2/) PISO 1
2. CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA (DMO).
3. GRUPO DE USO: I
4. GRADO DE DESEMPEÑO: BAJO
5. SUELO TIPO E
6. GRADO DE DISCIPACION DE ENERGIA (R): 2
7. RESISTENCIA DEL CONCRETO:

VIGAS DE CIM Y LOSA DE CONTRAPISO	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
VIGAS AEREAS	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
VIGUETAS AEREAS	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
COLUMNETAS	f'c=21 MPa (210Kgf/cm2/)

8. RESISTENCIA DEL ACERO:

ACERO PARA #3 Y MAYORES	fy=4200 kg/cm2/
ACERO PARA #2	fy=4200 kg/cm2/

9. RESISTENCIA DE MAMPOSTERIA:

MAMPOSTERIA	f'm=10 MPa (100 Kgf/cm2/)

10. RESISTENCIA DE MORTERO:

MORTERO	f'=12.5 MPa (125 Kgf/cm2/)

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

5. AVALUO DE CARGAS

AVALUO DE CARGA EN CUBIERTA LIVIANA

Proyecto: 373 - P. Malecon Arauca - Baños

Análisis Para Cubierta Liviana:



Análisis de cargas por m² de cubierta:

Carga Muerta:		
Peso Propio de la Teja:		0.050T/m²
Peso Estructura Metálica y/o Cielo Raso:		0.040T/m²
Otros Acabados:		0.010T/m²
	Subtotal carga muerta:	**0.100T/m²**
Carga viva:		0.050T/m²
Carga última de diseño:		**0.200T/m²**

Peso Granizo: 0.000T/m²

516

6. DISEÑO MAMPOSTERIA CONFINADA

DISEÑO DE MAMPOSTERIA CONFINADA NRS-10 TITULO D10

1. Verificación de uso de mampostería confinada

Tabla A.3-1
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit.	altura máx.	uso permit.	altura máx.	uso permit.	altura máx.
1 Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	B	12 m	B	18 m

Zona sísmica del Proyecto: DMO Maxima altura permitida 12 metros

D.2.1.5 — **MAMPOSTERÍA DE MUROS CONFINADOS** — Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero, reforzada de manera principal con elementos de concreto reforzado construidos alrededor del muro, confinándolo y que cumple los requisitos del capítulo D.10. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (DMO).

2. Datos de entrada y requisitos normativos

Materiales

D.10.4.1 — **RESISTENCIA DEL CONCRETO** — Tanto las columnas como las vigas de confinamiento se deben construir utilizando concreto cuya resistencia mínima a la compresión debe ser 17.5 MPa medida a los 28 días.

Concreto:

Concreto aplicado en columnetas y vigas de Amarre debe ser igual o superior a 17.5 Mpa

Concreto para columnetas y vigas de amarre = 21 MPa

Esfuerzo de fluencia del acero = 420 MPa Para refuerzos mayores de 3/8"

Resistencia de las unidades de Mampostería = 3 MPa F'cu

Res a la compresión del mortero de pega = 12.5 MPa F'cp

Modulo de elasticidad del acero = 200000 MPa

Altura de las unidades de mampostería = 230.0 mm

Factor de corrección por absorción = Kp: Material Arcilla 0.8
Material concreto 1.4

D.10.3.2 — **UNIDADES DE MAMPOSTERÍA PERMITIDAS** — La mampostería de muros confinados se debe construir utilizando unidades de concreto, de arcilla cocida o sílico-calcáreas. Las unidades de mampostería pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o macizas y deben cumplir las especificaciones establecidas en D.3.6.

D.10.3.2.1 — *Valores mínimos para la resistencia de las unidades,* f'_{cu} — Las unidades de mampostería que se empleen en la construcción de muros de mampostería confinada deben tener al menos las resistencias mínimas que se dan en la tabla D.10.3-1.

Tabla D.10.3-1
Resistencia mínima de las unidades para muros de mampostería confinada

Tipo de unidad	f'_{cu} (MPa)
Tolete de arcilla	15
Bloque de perforación horizontal de arcilla	3
Bloque de perforación vertical de concreto o de arcilla (sobre área neta)	5

Tabla D.3.4-1
Clasificación de los morteros de pega por propiedad o por proporción

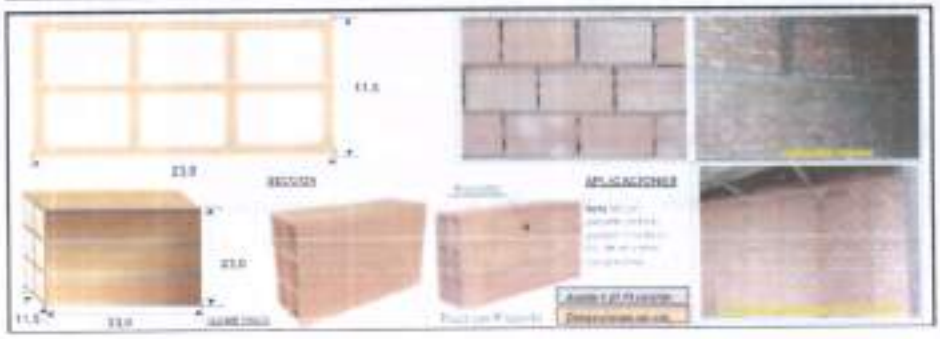
Mortero tipo	Especificación de los morteros por propiedad[1]			Especificación de los morteros por proporción				
	Resistencia mínima a la Compresión f'_{cp} MPa [4]	Flujo en (%)[3]	Retención Mínima de Agua	Cemento Portland	Cal hidratada [4]	Cemento para Mampostería[7]	Arena/Material Cementante[5]	
							Mín.	Máx.
H	22.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.00	2.5
M	17.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	3.5
S	12.5	110-120	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.5
N[6]	7.5	105-115	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

D.5.2.1 — **MÓDULO DE ELASTICIDAD** — Para los módulos de elasticidad se deben tomar los siguientes valores:

D.5.2.1.1 — ***Acero de refuerzo*** — El valor para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo debe tomarse como

$E_s = 200000$ MPa (D.5.2-1)

BLOQUE # 5



3. Resistencia a la compresión de la mampostería NSR-10 D.3.7.5

El valor especificado para la resistencia a la compresión de la mampostería f'M, se debe determinar de acuerdo con uno de los siguientes procedimientos:

A= Por medio de registros Historicos NSR-10 D.3.7.3
B= Por determinacion experimental sobre muretes de prueba NSR-10. D.3.7.4
C= Por medio de ensayos sobre maeriales individuales NSR-10 D.3.7.5

D.3.7.5 — VALOR DE f'_m BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES — Cuando f'_m no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares o históricos, su valor puede determinarse con base en una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de tal correlación, el valor de f'_m, se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R_m = \left(\frac{2h}{75+3h}\right)f'_{cu} + \left(\frac{586k_m}{75+3h}\right)f'_{cp} \le 0.8\,f'_{cu} \qquad \text{(D.3.7-1)}$$

$$f'_m = 0.75R_m \qquad \text{(D.3.7-2)}$$

Rm1	1.8	+	0.65	2.5	Mpa	
Rm2				2.4	Mpa	2400000 Kg/m*s2

F'm = 1.80 Mpa

4. Verificacion Geometrica - Área Mínima de los muros confinados por nivel NSR-10 D.10.3.4

Area de piso = 54 m2

Coeficiente de aceleracion Pico Efectiva Aa = 0.15

N pisos por encima del nivel considerado = 1

D.10.3.4 — ÁREA MÍNIMA DE MUROS CONFINADOS POR NIVEL — El área mínima de muros confinados por nivel en cada dirección principal, está limitada por la siguiente expresión:

$$A_m \ge \frac{N\,A_s\,A_p}{20} \qquad \text{(D.10.3-1)}$$

am = 0.4 m2

Area de muros en sentido X



Area de muros en sentido Y



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

5. Espesor mínimo del muro NSR-10 D.10.3.3

Espesor mínimo del muro =	150	mm
Altura libre del piso =	2.5	Metros
relacion =	16.7	

6. Predimensionamiento de Columnas NSR-10 D.10.5

D.10.5.2 — DIMENSIONES MÍNIMAS — Las dimensiones mínimas para los elementos de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.5.2.1 — *Espesor mínimo* — El espesor mínimo de los elementos de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

D.10.5.2.2 — *Área mínima* — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²).

Requisito del espesor de la columna = 150 mm Ok

Columna 1			Columna 2		
Longitud de columna =	15 cm		Longitud de columna =	15 cm	
Ancho de Columna =	20 cm		Ancho de Columna =	20 cm	
Area de columna =	300 cm	Cumple	Area de columna =	300 cm	Cumple
Recubrimiento de Columna =	3 cm		Recubrimiento de Columna =	3 cm	

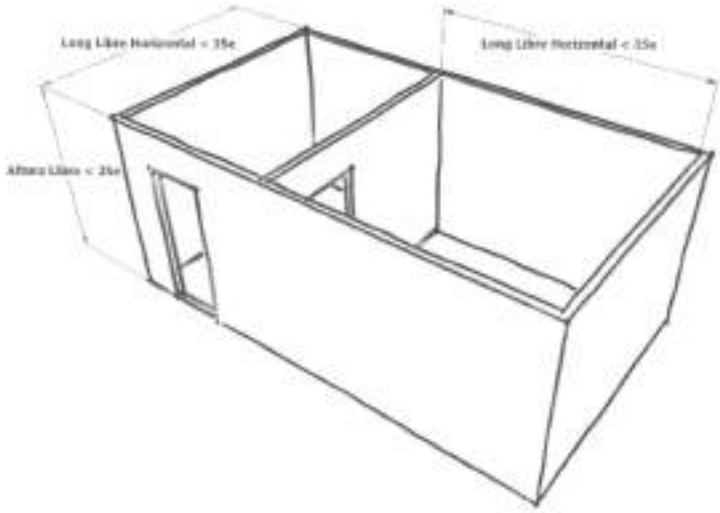
Dentro de la modelación tenemos la posibilidad de que las columnas de confinamiento tengan una sección igual o diferente, mientras cumplan los requisitos mínimos de la NSR-10.

Ubicación de Columnas de confinamiento NSR-10 D.10.5.3

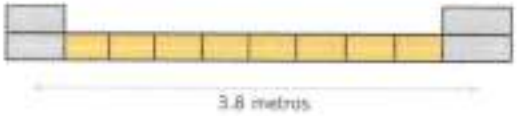
D.10.5.3 — UBICACIÓN — Deben colocarse columnas de confinamiento en los siguientes lugares:

(a) En los extremos de todos los muros estructurales.
(b) En las intersecciones con otros muros estructurales.
(c) En lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento o 4 m.

El espesor mínimo afecta directamente a la altura libre y a la longitud libre horizontal, tal como lo muestra la siguiente imagen



Longitud 1 (35*espesor)=	5.3	metros
Longitud 2 (1.5*altura muro)=	3.8	metros
Longitud 3=	4	metros
Separacion maxima de columnas de centro a centro=	**3.8**	**metros**

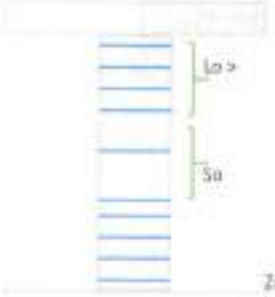


Refuerzo mínimo Columnas de Confinamiento NSR-10 D.10.5.4

D.10.5.4 — REFUERZO MÍNIMO — El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** - No debe ser menor de 3 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El área de refuerzo longitudinal debe ser mayor o igual a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento, pero el refuerzo longitudinal no puede ser menor al requerido para atender los esfuerzos de diseño de acuerdo a D.10.7.

(b) ***Refuerzo transversal*** – Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a una separación no mayor de 15 veces la menor dimensión del elemento, o 200 mm. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.



Lo >	45 cm	45 cm
	3*B col	45 cm
	1/6 Luz entre columnas	62.5 cm
So	1.5 E col	30 cm
	20 cm	20 cm
	Zona Confinada So =	10 cm
	Zona no Confinada So =	20 cm

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

7. Predimensionamiento de Vigas NSR-10 D.10.6

D.10.6.2 — DIMENSIONES MINIMAS — Las dimensiones mínimas para las vigas de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.6.2.1 — *Espesor mínimo* — El espesor mínimo de las vigas de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

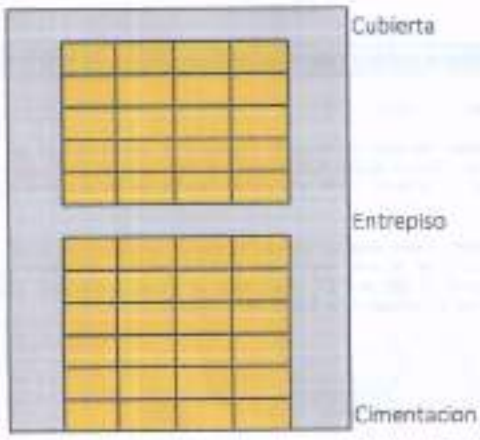
D.10.6.2.2 — *Área mínima* — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²). En caso de utilizarse una losa de entrepiso maciza de espesor superior o igual a 100 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa. En vigas que requieran enchaparse, el ancho especificado puede reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior al mínimo.

Espesor mínimo del muro =	150 mm			
Altura de la Viga =	20 cm			
Ancho de la Viga =	15 cm			
Area de Viga =	300 cm	>	200 cm	Cumple

Ubicación de vigas de confinamiento NSR-10 - D.10.6.3

D.10.6.3 — UBICACIÓN — Deben colocarse vigas horizontales de confinamiento en el arranque y en el remate del muro, en los entrepisos y a distancias libres verticales no mayores de 25 veces el espesor del muro. Las vigas deben disponerse formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso ó la cubierta. Deben ubicarse vigas amarres en los siguientes sitios:

(a) ***A nivel de cimentación*** — El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.
(b) ***A nivel del sistema de entrepiso*** — Las vigas de amarre deben ser parte del sistema de entrepiso.
(c) ***A nivel del enrase de cubierta*** — Se presentan dos opciones para la ubicación de las vigas de amarre y la configuración del diafragma:
1. Vigas horizontales al nivel de dinteles más cintas de amarre como remate de las culatas.
2. Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas, combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas.



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.

Predimensionamiento de cintas de amarre NSR-10 D.10.6.7

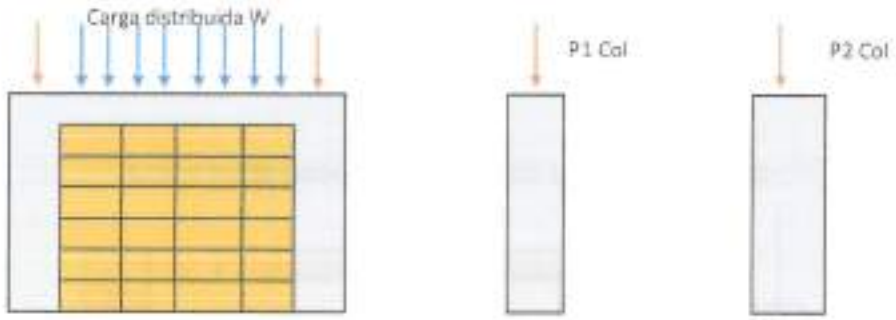
D.10.6.7 — CINTAS DE AMARRE — Se consideran las cintas de amarre como elementos suplementarios a las vigas de amarre, utilizables en antepechos de ventanas, en remates de culatas, en remates de parapetos, etc. Las cintas de amarre deben construirse de tal manera que se garantice el trabajo monolítico con el elemento que remata. El refuerzo longitudinal de las cintas de amarre se debe anclar en los extremos terminales. Indistintamente, se puede utilizar como cinta de amarre cualquiera de los siguientes elementos:

(a) Un elemento de concreto reforzado de altura superior o igual a 100 mm, con ancho igual al espesor del elemento que remata y reforzado mínimo con dos barras longitudinales N° 3 (3/8") o 10M (10 mm). El refuerzo transversal debe ser el necesario para mantener en la posición deseada las barras longitudinales.

(b) Un elemento construido con piezas de mampostería tipo U, reforzado longitudinalmente mínimo con dos barras N° 3 (3/8") o 10M (10 mm) o una barra N° 4 (1/2") o 12M (12 mm), e inyectado con mortero de inyección de resistencia a la compresión no inferior a 14 MPa.

Altura de la cinta de amarre =	10	cm
Base de la cinta de amarre =	15	cm
Area de Viga =	150	cm

8. Diseño de muro de mampostería confinada
Resistencia Ultima



Resistencia de diseño >= Resistencia Requerida Ultima

Resistencia de diseño = Factor de reduccion Ø * Resistencia Nominal

Resistencia Requerida U = Factores de carga*Solicitaciones de carga de servicio

Ø Rn >= Ru

Resistencia a momento ØMn >= Mu

Resistencia a cortante Øvc >= Vu

Resistencia a carga axial ØPn >= Pu

Resistencia a Torsion ØTn >= Tu

D.10.7.2 — VALORES DE ϕ — En vez de los valores de ϕ dados en D.5.1.5, deben emplearse los siguientes:

(a) Carga axial de compresión, con o sin flexión ..... ϕ = 0.65
(b) Carga axial de tracción ..... ϕ = 0.85
(c) Flexión sin carga axial ..... ϕ = 0.85
(d) Cortante ..... ϕ = 0.50

Carga Axial Ultima Pu

Columna 1 = Pu1 22 Kn

Columna 2 = Pu2 22 Kn

Muro = Pum 22 Kn

Cortante Ultimo Vu

Columna 1 = Vu1 15 Kn

Columna 2 = Vu2 15 Kn

Viga = Vu3 30 Kn

Muro = Vu4 12 Kn

Momento Ultimo Mu

Columna 1 = Mu1 50 Kn*m

Columna 2 = Mu2 45 Kn*m

Muro = Mum 60 Kn*m

Diseño para carga axial Columnas de confinamiento NSR-10 D.10.7.4

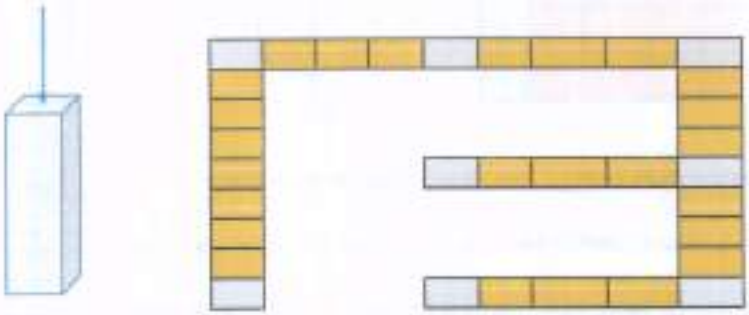


TABLA C.3.5.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El No. de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

DISEÑO DE MAMPOSTERIA CONFINADA

1. Materiales NSR-10

Concreto:

Concreto aplicado en columnetas y vigas de Amarre debe ser igual o superior a 17.5 Mpa

Concreto para columnetas y vigas de amarre = 21 MPa

Acero:

Fy: = 420 MPa Para refuerzos mayores de 3/8"

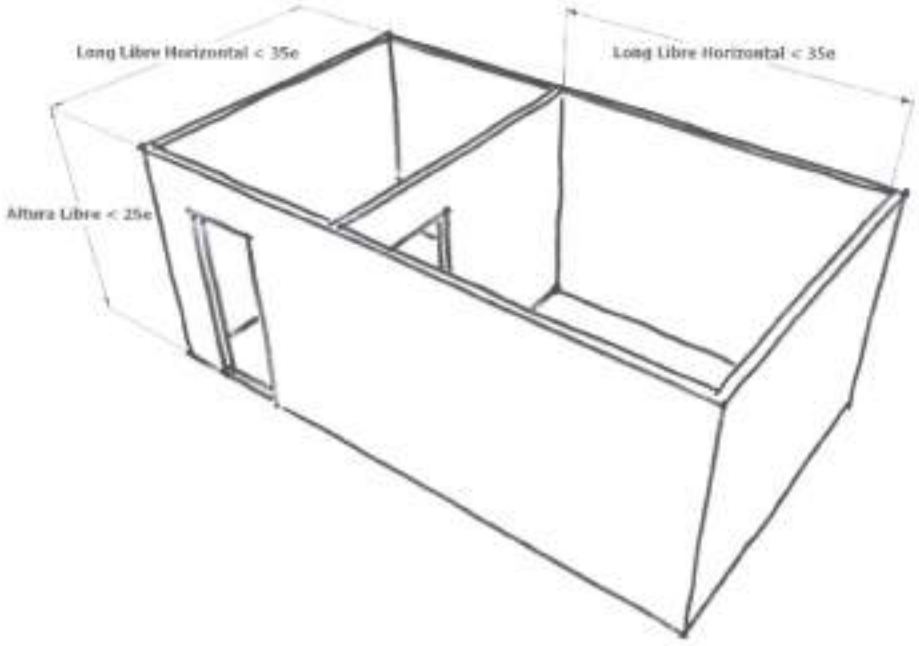
Fy: = 240 MPa Para refuerzo de 1/4"

2. Espesor Mínimo Nominal de Muros Estructurales

Zona de Amenaza Sísmica	Número de niveles de construcción		
	Un Piso	Dos Pisos	
		1° Nivel	2° Nivel
Alta	110	110	100
Intermedia	100	110	95
Baja	95	110	95

Espesor de muro = 150

El espesor mínimo afecta directamente a la altura libre y a la longitud libre horizontal, tal como lo muestra la siguiente imagen



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

E.3.5.1 - Debido a la altura libre horizontal

Altura máxima permitida : (25*e) 3.75 m

E.3.5.2 - Debido longitud libre horizontal

Long libre horizontal máxima: (35*e) 5.25 m

Deben colocarse columnas de amarre en los extremos de los muros estructurales , en las intersecciones con otros muros estructurales y en lugares intermedios a Distancias no mayores de (S) 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento ó 4m.

Espesor Mínimo Nominal de Muros Estructurales E.3.5-1

La longitud de muros confinados requerida en cada una de las direcciones principales de la edificación, en metros, no puede ser menor que la se obtiene por medio de la ecuación E.3.6-1

$$l_{min} = \frac{M_o A_p}{t} \qquad \text{(E.3.6-1)}$$

donde:

l_{min} = longitud mínima de muros estructurales en cada dirección (m)
M_o = coeficiente que se lee en la tabla E.3.6-1
t = espesor efectivo de muros estructurales en el nivel considerado (mm)
A_p = se considera en m^2 como sigue:

(a) Igual al área de la cubierta en construcciones de un piso con cubierta en losa de concreto.
(b) Igual al área de cubierta para muros del segundo nivel en construcciones de dos pisos, cuando la cubierta es una losa de concreto.
(c) Igual al área de cubierta más el área de entrepiso para muros de primer nivel en construcciones de dos pisos con cubierta consistente en una losa de concreto.
(d) Cuando se emplee una cubierta liviana, los valores del área determinados para cubiertas de losa de concreto según (a), (b), o (c), pueden multiplicarse por 2/3.

Tabla E.3.6-1 Coeficiente Mo para longitud Mínima de muros estructurales Confinados

Zona de Amenaza	Valores Aa	Valores Mo
Alta	0.40	33.0
	0.35	30.0
	0.30	25.0
	0.25	21.0
Intermedia	0.20	17.0
	0.15	13.0
Baja	0.10	8.0
	0.05	4.0

* Los valores Aa dependen de la zona sísmica donde se constituye el proyecto.

Mo = 13 Ok

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Nivel del piso	Ap del primer Nivel	Ap del segundo Nivel	Total de Ap
Primer Nivel	40.960 m2	27.307 m2	68.267 m2
Segundo Nivel			

Nivel del piso	Mo =	Total de Ap	T =	Lmin
Primer Nivel	13	68.267 m2	150	5.916 m
Segundo Nivel	13	0.000 m2	150	0.000 m

∑ Muros Sentido X	
Ejes	Long
	12.7 m

∑ Muros Sentido Y	
Ejes	Long
	16.0 m

12.7 m
Revisión
Cumple

16.0 m
Revisión
Cumple

Columnas de confinamiento NSR-10 E.4.3

E.4.3.1 — GENERAL — En general, las columnas de confinamiento se construyen en concreto reforzado. Las columnas de confinamiento deben anclarse a la cimentación, pudiendo utilizarse empalmes por traslapo en la base de la columna, y deben rematarse anclando el refuerzo en la viga de amarre superior. Cuando una columna tenga dos niveles, se puede realizar un empalme por traslapo en cada nivel. Las columnas de confinamiento se deben vaciar con posterioridad al alzado de los muros estructurales y directamente contra ellos.

E.4.3.2 — DIMENSIONES — La sección transversal de las columnas de amarre debe tener un área no inferior a 20 000 mm² (200 cm²), con espesor igual al del muro que confina.

E.4.3.3 — UBICACIÓN — Deben colocarse columnas de amarre en los extremos de los muros estructurales seleccionados, en las intersecciones con otros muros estructurales y en lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento ó 4 m.

E.4.3.4 - REFUERZO MÍNIMO - El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** — No debe ser menor de 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó 3 barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm).

(b) ***Refuerzo transversal*** — Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 200 mm. Los primeros seis estribos se deben espaciar a 100 mm en las zonas adyacentes a los elementos horizontales de amarre.

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Vigas de confinamiento NSR-10 E.4.4

b= 0.15 m h= 0.20 m A= 300 cm² A>200cm2 Cumple

(a) ***A nivel de cimentación*** — El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.
(b) ***A nivel del sistema de entrepiso en casas de dos niveles*** — Las vigas de amarre pueden ir embebidas en la losa de entrepiso. En caso de utilizarse una losa maciza de espesor superior o igual a 75 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa.
(c) ***A nivel del enrase de cubierta*** — Se presentan dos opciones para la ubicación de las vigas de amarre y la configuración del diafragma.
- Vigas horizontales a nivel de dinteles más cintas de amarre como remate de las culatas.
- Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas. En este caso, se debe verificar, de acuerdo con E.3.5.1, la necesidad o no de amarre a nivel de dinteles.

(a) ***Refuerzo longitudinal*** — El refuerzo longitudinal de las vigas de amarre se debe disponer de manera simétrica respecto a los ejes de la sección, mínimo en dos filas. El refuerzo longitudinal no debe ser inferior a 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), dispuestos en rectángulo para anchos de viga superior o igual a 110 mm. Para anchos inferiores a 110 mm, y en los casos en que el entrepiso sea una losa maciza, el refuerzo mínimo debe ser dos barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) con límite de fluencia, f_y no inferior a 420 MPa.
(b) ***Refuerzo transversal*** — Considerando como luz el espacio comprendido entre columnas de amarre ubicadas en el eje de la viga, o entre muros estructurales transversales al eje de la viga, se deben utilizar estribos de barra N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados a 100 mm en los primeros 500 mm de cada extremo de la luz y espaciados a 200 mm en el resto de la luz.

	a	b	c	Densidad (Ton/m³)	Wmuro (Ton/m²)
1. Bloque #3	0.07	0.23	0.33	0.98	0.069
2. Bloque #4	0.09	0.23	0.33	0.91	0.082
3. Bloque #5	0.115	0.23	0.33	0.916	0.105
4. Bloque #6	0.14	0.23	0.33	0.77	0.108
5. Bloque HV1	0.09	0.23	0.33	0.88	0.079
6. Bloque HV2	0.115	0.23	0.33	0.88	0.101
7. Tolete	0.12	0.06	0.245	1.64	0.197
8. Otro	0.24	0.06	0.25	1.64	0.39

HV = Huecos Verticales
S = Separación entre columnetas
ap, Rp = Según NSR-10 tabla A.9-2

Columnetas:

f'c= 210.00 Kg/cm²
fy = 4200.00 Kg/cm²

DISEÑO DE MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Diseño muro en mampostería confinada, teniendo en cuenta las consideraciones del título D de la norma colombiana sismo resistente NSR-10

3.0 DATOS DE ENTRADA

DEFINICIÓN DE MATERIALES

- Resistencia del concreto $f'c := 21\ MPa$
- Esfuerzo de fluencia del acero $fy := 420\ MPa$
- Resistencia de las unidades de mampostería $f'cu := 3\ MPa$
- Resistencia a la compresión del mortero de pega $f'cp := 12.5\ MPa$
- Modulo de elasticidad del acero $E_s := 200000\ MPa$
- Altura de la unidad de mampostería [mm] $h := 2500$
- Factor de corrección por absorción $Kp :=$ Material: Arcilla

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Cálculo del coeficiente para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería basado en la calidad de los materiales **(D.3.7.5)**

$$Rm_1 := \frac{2 \cdot h}{75 + 3 \cdot h} \cdot f'cu + \frac{50\ Kp}{75 + 3 \cdot h} \cdot f'cp = 2\ MPa$$

$$Rm_2 := 0.8 \cdot f'cu = 2.4\ MPa$$

$$Rm = 2046204.6\ \frac{kg}{m \cdot s^2}$$

Finalmente la resistencia a la compresión del muro es:

$$f'm := 0.75 \cdot Rm = 1.5\ MPa$$

4.0 VERIFICACIONES GEOMÉTRICAS DEL PROYECTO

4.1 ÁREA MÍNIMA DE LOS MUROS CONFINADOS POR NIVEL (D.10.3.4)

- Área del piso — $Ap := 54\ m^2$
- Coeficiente de aceleración pico efectiva — $Aa := 0.15$
- Número de pisos por encima del nivel considerado — $N := 1$

$$Am := \frac{Ap \cdot Aa \cdot N}{20} = 0.4\ m^2$$

Área de muros en sentido X — $A_X := 23\ m^2$

$A_X =$ "Cumple"

Área de muros en sentido Y — $A_Y := 23\ m^2$

$A_Y =$ "Cumple"

4.2 ESPESOR MÍNIMO DEL MURO (D.10.3.3)

- Espesor mínimo del muro — $t > 110\ mm$

Relación entre la altura libre y el espesor del muro

- Altura libre de piso — $hl := 2.50\ m$
- Espesor del muro — $t := 15\ cm$

$$Relación := \frac{hl}{t} = 16.7$$

$$t_{final} = 0.2\ m$$

$$t := t_{final} = 15\ cm$$

4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS (D.10.5)

- Requisito del espesor de la columna $H_{col} \geq t$

Espesor definido del muro

$t = 15\ cm$

- Requisito del Área de la columna $A_{ci} \geq 200\ cm^2$

Columna 1

- Altura de la columna $H_{col1} := 20\ cm$
- Ancho de la columna $B_{col1} := 15\ cm$
- Área de la columna 1 $A_{ci1} := B_{col1} \cdot H_{col1} = 300\ cm^2$

Columna 2

- Altura de la columna $H_{col2} := 20\ cm$
- Ancho de la columna $B_{col2} := 15\ cm$
- Área de la columna 2 $A_{ci2} := B_{col2} \cdot H_{col2} = 300\ cm^2$

Nota: Dentro de la modelación tenemos la posibilidad de que las columnas de confinamiento tengan una sección igual o diferente, mientras cumplan los requisitos mínimos de la NSR-10.

- Recubrimiento de columna de confinamiento $r_c := 2.5\ cm$

4.3.2 Ubicacion de las columnas de confinamiento D.10.5.3

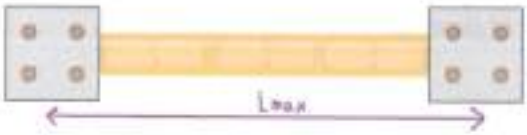
- Extremos de los muros estructurales
- Intersecciones con otros muros estructurales
- En el menor de los siguientes parámetros (Longitud máxima del muro)

$$L_1 := 35 \cdot t = 5.3\ m$$

$$L_2 := 1.5 \cdot hl = 3.8\ m$$

$$L_3 := 4\ m$$

Separación máxima de columnas de centro a centro $L_{max} := min\left(L_1, L_2, L_3\right) = 3.8\ m$



4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA (D.10.6)

- El espesor del muro $t = 15\ cm$

$$H_{viga} \geq t$$

- Altura de la viga $H_{viga} := 20\ cm$
- Ancho de la viga $B_{viga} := 15\ cm$

$$Ag \geq 200\ cm^2$$

- Área de la viga $Ag := B_{viga} \cdot H_{viga} = 300\ cm^2$

4.3.2 Ubicación de las vigas de confinamiento D.10.6.3

- Al nivel de la cimentación
- Al nivel del entrepiso (si se usa losa de entrepiso maciza mayor a 100 mm se pueden evitar las vigas y ubicar el refuerzo dentro de la losa)
- Al nivel de la cubierta

PREDIMENSIONAMIENTO DE CINTAS DE AMARRE (D.10.6.7)

$$H_{cinta} \geq 100\ mm$$

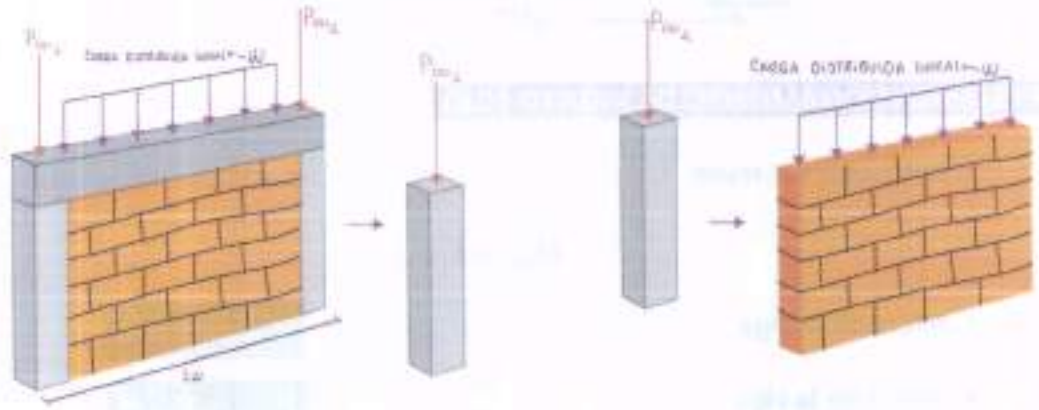
$$B_{cinta} := t$$

- Altura de la cinta de amarre $H_{cinta} := 10\ cm$
- Base de la cinta de amarre $B_{cinta} := 12\ cm$

5.0 DISEÑO MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Para diseñar el muro de mamposteria confinada, debemos contemplar todos los requisitos normativos.

Asimismo haber efectuado un estudio de la geometría de la arquitectura, un avaluo de cargas (Carga muerta, Carga viva, Cargas accidentales), un predimensionamiento de los elementos, un análisis sísmico (NSR-10 A.3.4) ; las irregularidades, las combinaciones de cargas, chequear derivas y si todo queda acorde a los lineamientos normativos exportamos los resultados para realizar el diseño.



DATOS DE SALIDA DEL MODELO

• CARGA AXIAL ULTIMA Pu

Nota: Estos valores salen del análisis estructural .

Columna 1	$Pu_1 := 22\ kN$
Columna 2	$Pu_2 := 22\ kN$
Muro	$Pu_m := 22\ kN$

• CORTANTE ULTIMO Vu

Nota: Estos valores salen del análisis estructural .

Columna 1	$Vu_1 := 15\ kN$
Columna 2	$Vu_2 := 15\ kN$
Viga	$Vu_3 := 30\ kN$
Muro	$Vu_m := 12\ kN$

• MOMENTO ULTIMO Mu

Nota: Estos valores salen del análisis estructural :

Columna 1	$Mu_1 := 50\ kN \cdot m$
Columna 2	$Mu_2 := 45\ kN \cdot m$
Muro	$Mu_m := 60\ kN \cdot m$

5.4 DISEÑO PARA CARGA AXIAL COLUMNAS D.10.7.4



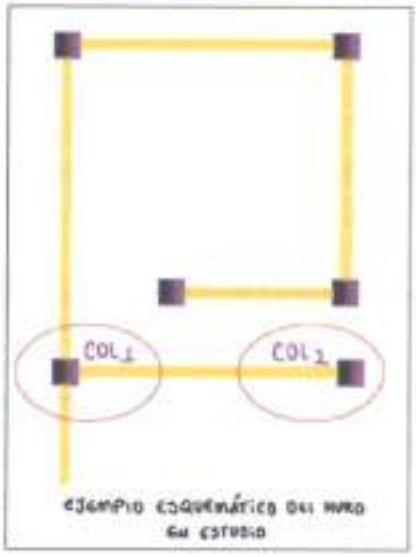


TABLA C.3.5.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El No. de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

PROYECTO "373 – P. MALECON ARAUCA BAÑOS"

COLUMNA 1:

- Área de la sección de la columna de confinamiento $A_{ci1} = 300\ cm^2$
- Resistencia del concreto $f'c = 21\ MPa$
- Esfuerzo de fluencia del acero $fy = 420\ MPa$
- Área total del acero longitudinal de la columna de confinamiento

Área del acero de refuerzo — As_{t1} := Varilla: #3 · Cantidad: 3

$$As_{t1} = 213\ mm^2$$

Resistencia nominal a la compresión de los elementos de confinamiento de la columna 1.

$$Pnc_1 := 0.8 \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot \left(A_{ci1} - As_{t1}\right) + fy \cdot As_{t1}\right) = 496.9\ kN$$

Resistencia nominal a la tracción de los elementos de confinamiento de la columna 1.

$$Pnt_1 := -fy \cdot As_{t1} = -89.5\ kN$$

COLUMNA 2:

- Área de la sección de la columna de confinamiento $A_{ci2} := 400\ cm^2$
- Resistencia del concreto $f'c = 21\ MPa$
- Esfuerzo de fluencia del acero $fy = 420\ MPa$
- Área total del acero longitudinal de la columna de confinamiento

Área del acero de refuerzo — As_{t2} := Varilla: #3 · Cantidad: 3

$$As_{t2} = 213\ mm^2$$

Resistencia nominal a la compresión de los elementos de confinamiento de la columna 2.

$$Pnc_2 := 0.8 \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot \left(A_{cl2} - As_{t2}\right) + fy \cdot As_{t2}\right) = 639.7\ kN$$

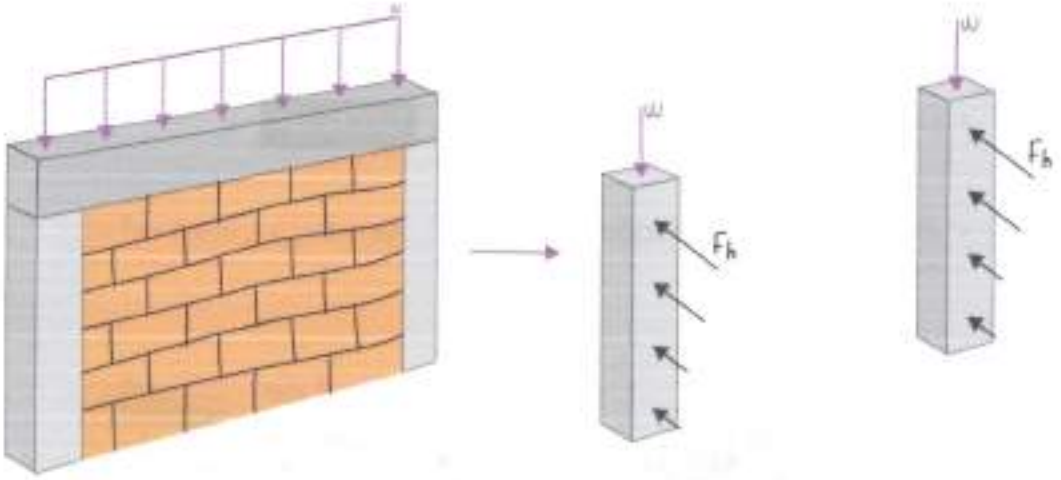
Resistencia nominal a la tracción de los elementos de confinamiento de la columna 2.

$$Pnt_2 := -fy \cdot As_{t2} = -89.5\ kN$$

Nota: Estos valores que obtuvimos de la carga axial nominal de las columnas los revisaremos mas adelante.

5.5 DISEÑO DEL MURO EN LA DIRECCION PERPENDICULAR A SU PLANO

La resistencia a la flexo-compresión es contribuida únicamente por las columnas de confinamiento.

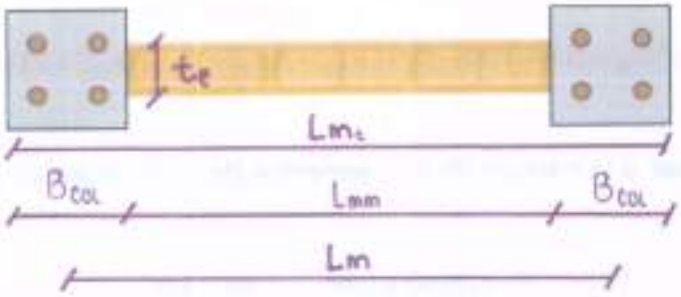


5.5.1 Resistencia a Flexo-Compresión de las columnas de confinamiento

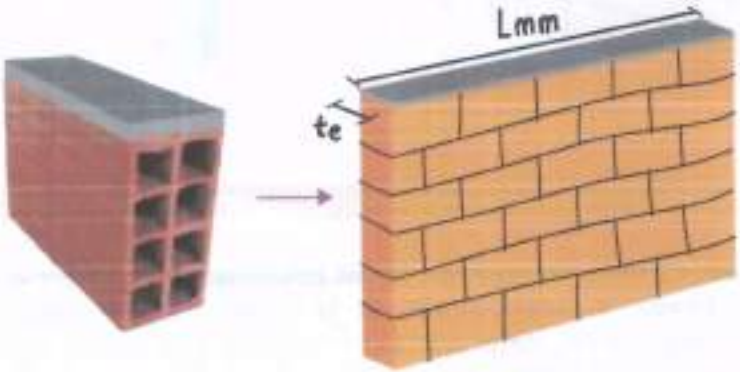
Para el análisis a flexo-compresión de las columnas de confinamiento nos remitimos al titulo C.10-Flexión y cargas axiales de la norma NSR-10. Para lo cual es necesario realizar el diagrama de interacción perpendicular al plano del muro para cada una de las columnas de confinamiento.

Este material no esta dentro del alcance del presente material premium de ciencia estructural, ya que hace parte del diseño de columnas de concreto reforzado.

5.5.2 Resistencia a Cortante del muro de mampostería (D.10.7.5.2)



- Longitud del muro de centro a centro de las columnas de confinamiento — $lm := 2.5\ m$
- Base de la columna 1 — $B_{col1} = 15\ cm$
- Base de la columna 2 — $B_{col2} = 15\ cm$
- Longitud del muro de mampostería — $lm_m := lm - \frac{B_{col1}}{2} - \frac{B_{col2}}{2} = 2.4\ m$
- Espesor efectivo del muro — $t_e := 12\ cm$
- Área efectiva de la sección de mampostería — $Ae := lm_m \cdot t_e = 0.3\ m^2$



- Área neta del alma de la sección D.5.4.5 — $A_{nw} := Ae$

- Resistencia a la compresión de la mampostería $f'm = 1.5\ MPa$

Resistencia nominal para fuerza cortante (D.5.7.4):

$$Vn_m := \frac{1}{6} A_{mv} \cdot \sqrt{f'm.} = 58.2\ kN$$

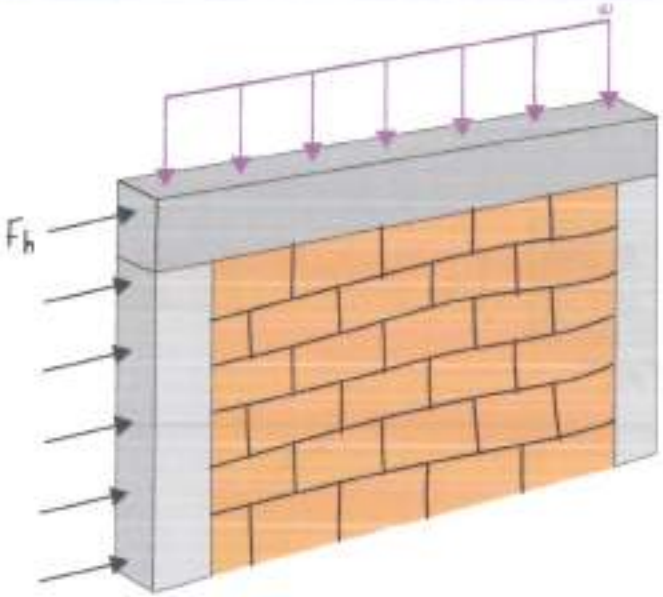
$$Vu_m = 12\ kN$$

$$\phi := 0.5$$

$$Vu_m \leq \phi Vn_m$$

$$Diseño\_corte\_perpendicular\_muro = \text{"Cumple"}$$

5.6 RESISTENCIA A LA FLEXO-COMPRESIÓN EN LA DIRECCIÓN PARALELA A SU PLANO



El diseño a flexo-compresión del muro puede realizarse por uno de los dos procedimientos siguientes: Resistencia a flexo-compresión despreciando la contribución de la mampostería y la Resistencia a flexo-compresión teniendo en cuenta la contribución de la mampostería.

5.6.1 Resistencia a flexo-compresión **despreciando** la contribución de la mampostería

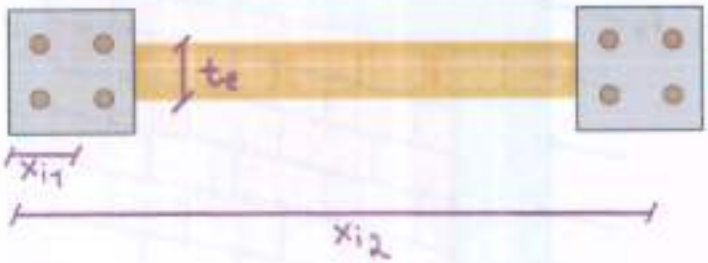
- Aplica **ÚNICAMENTE** cuando las columnas de confinamiento **NO** son iguales en sus secciones

• Base de la columna 1	$B_{col1} = 15\ cm$
• Altura de la columna 1	$H_{col1} = 20\ cm$
• Base de la columna 2	$B_{col2} = 15\ cm$
• Altura de la columna 2	$H_{col2} = 20\ cm$
• Área de la columna 1	$A_{ci1} := B_{col1} \cdot H_{col1} = 300\ cm^2$
• Área de la columna 2	$A_{ci2} := B_{col2} \cdot H_{col2} = 300\ cm^2$

Área total de las columnas de confinamiento del muro

$$A_{ct} := A_{ci1} + A_{ci2} = 600\ cm^2$$

- Longitud del muro de mampostería (Incluyendo los bordes externos de columnas) $lm_t := lm + \frac{B_{col1}}{2} + \frac{B_{col2}}{2} = 2.7\ m$



Distancia al centroide

Columna 1

$$x_{i1} := \frac{B_{col1}}{2} = 0.1\ m$$

Columna 2

$$x_{i2} := lm_t - \frac{B_{col2}}{2} = 2.6\ m$$

Centroide de las columnas de confinamiento

$$x := \frac{A_{ci1} \cdot x_{i1} + A_{ci2} \cdot x_{i2}}{A_{ct}} = 132.5\ cm$$

Momento de inercia de las columnas de confinamiento del muro con respecto a su centroide

$$I_{ct} \sum_{i=1}^{n} A_{ci} \left(x_i - x\right)$$

$$I_{ct} := A_{ci1} \cdot \left(x_{i1} - x\right)^2 + A_{ci2} \cdot \left(x_{i2} - x\right)^2 = 9375000\ cm^4$$

Valor absoluto del incremento de la carga axial sobre la columna de confinamiento

Columna 1

$$\Delta Pu_{i1} := \left| \frac{Mu_1 \cdot \left(\left(A_{ci1}\right) \cdot \left(x_{i1} - x\right)\right)}{I_{ct}} \right| = 20\ kN$$

Columna 2

$$\Delta Pu_{i2} := \left| \frac{Mu_2 \cdot \left(\left(\left(A_{ci2}\right) \cdot \left(x_{i2} - x\right)\right)\right)}{I_{ct}} \right| = 18\ kN$$

Carga solicitada en compresión y tracción sobre la columna de confinamiento

Columna 1

$$Puc_1 := \frac{A_{ci1}}{A_{ct}} \cdot Pu_1 + \Delta Pu_{i1} = 31\ kN$$

$$Put_1 := \frac{A_{ci1}}{A_{ct}} \cdot Pu_1 - \Delta Pu_{i1} = -9\ kN$$

Columna 2

$$Puc_2 := \frac{A_{ci2}}{A_{ct}} \cdot Pu_2 + \Delta Pu_{i2} = 29\ kN$$

$$Put_2 := \frac{A_{ci2}}{A_{ct}} \cdot Pu_2 - \Delta Pu_{i2} = -7\ kN$$

En cada una de las columnas de confinamiento del muro deben cumplirse las condiciones siguientes

$$\Phi_1 := 0.65 \qquad \Phi_2 := 0.85$$

Columna 1

$$Pnc_1 = 496.9\ kN \qquad Pnt_1 = -89.5\ kN$$

$$\Phi_1 Pnc_1 := \Phi_1 \cdot Pnc_1 = 323\ kN \qquad \Phi_1 Pnt_1 := \Phi_2 \cdot Pnt_1 = -76\ kN$$

Columna 2

$$Pnc_2 = 639.7\ kN \qquad Pnt_2 = -89.5\ kN$$

$$\Phi_1 Pnc_2 := \Phi_1 \cdot Pnc_2 = 415.8\ kN \qquad \Phi_1 Pnt_2 := \Phi_2 \cdot Pnt_2 = -76\ kN$$

$$Puc \leq \Phi_1 Pnc \qquad Put \geq \Phi_2 Pnt$$

Columna 1

$$Diseño\_compresión\_axial1 = \text{“Cumple”}$$

$$Diseño\_tracción\_axial1 = \text{“Cumple”}$$

Columna 2

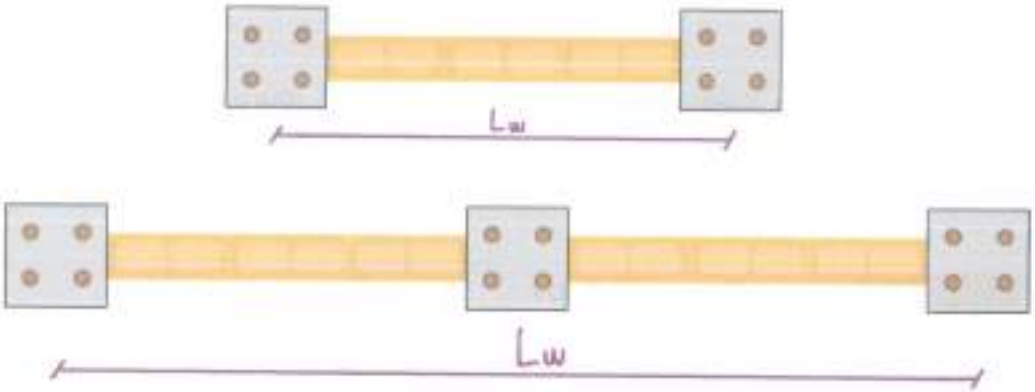
$$Diseño\_compresión\_axial2 = \text{“Cumple”}$$

$$Diseño\_tracción\_axial2 = \text{“Cumple”}$$

- Aplica **ÚNICAMENTE** cuando las columnas de confinamiento **SI** son iguales en sus secciones

  - Longitud total del muro medida de centro a centro de columnas de **borde**

$l_w := 2.5\ m$



Valor absoluto del incremento de la carga axial sobre la columna de confinamiento

Columna 1

$Mu_1 = 50\ kN \cdot m$

$\Delta Pu_1 := \frac{Mu_1}{l_w} = 20\ kN$

Columna 2

$Mu_2 = 45\ kN \cdot m$

$\Delta Pu_2 := \frac{Mu_2}{l_w} = 18\ kN$

Carga solicitada en compresión y tracción sobre la columna de confinamiento

Compresión

Columna 1

$Pu_1 = 22\ kN$

$Puc_1 := \frac{Pu_1}{2} + \Delta Pu_1 = 31\ kN$

Columna 2

$Pu_2 = 22\ kN$

$Puc_2 := \frac{Pu_2}{2} + \Delta Pu_2 = 29\ kN$

Tracción

Columna 1

$$Put_1 := \frac{Pu_1}{2} - \Delta Pu_1 = -9\ kN$$

Columna 2

$$Put_2 := \frac{Pu_2}{2} - \Delta Pu_2 = -7\ kN$$

En cada una de las columnas de confinamiento del muro deben cumplirse las condiciones siguientes

$$\Phi_1 := 0.65 \qquad \Phi_2 := 0.85$$

Columna 1

$$Pnc_1 = 496.9\ kN \qquad Pnt_1 = -89.5\ kN$$

$$\Phi_1 Pnc_1 := \Phi_1 \cdot Pnc_1 = 323\ kN \qquad \Phi_1 Pnt_1 := \Phi_2 \cdot Pnt_1 = -76\ kN$$

Columna 2

$$Pnc_2 = 639.7\ kN \qquad Pnt_2 = -89.5\ kN$$

$$\Phi_1 Pnc_2 := \Phi_1 \cdot Pnc_2 = 415.8\ kN \qquad \Phi_1 Pnt_2 := \Phi_2 \cdot Pnt_2 = -76\ kN$$

$$Puc \leq \Phi_1 Pnc \qquad Put \geq \Phi_2 Pnt$$

Nota: En este caso como las columnas son iguales los valores de Pnc y Pnt son iguales.

Columna 1

$$Diseño\_compresión\_axial1 = \text{“Cumple”}$$

$$Diseño\_tracción\_axial1 = \text{“Cumple”}$$

Columna 2

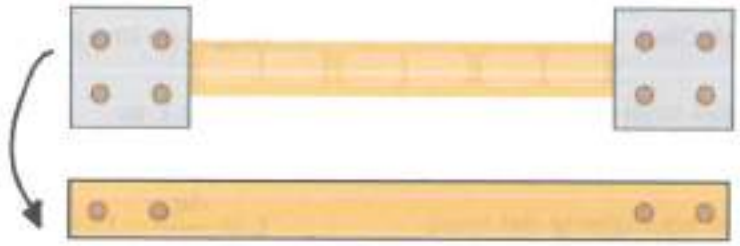
$$Diseño\_compresión\_axial2 = \text{“Cumple”}$$

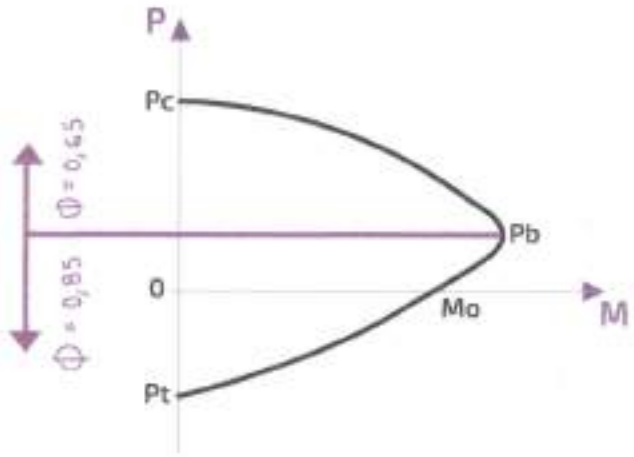
$$Diseño\_tracción\_axial2 = \text{“Cumple”}$$

5.6.2 Resistencia a flexo-compresión teniendo en cuenta la contribución de la mampostería

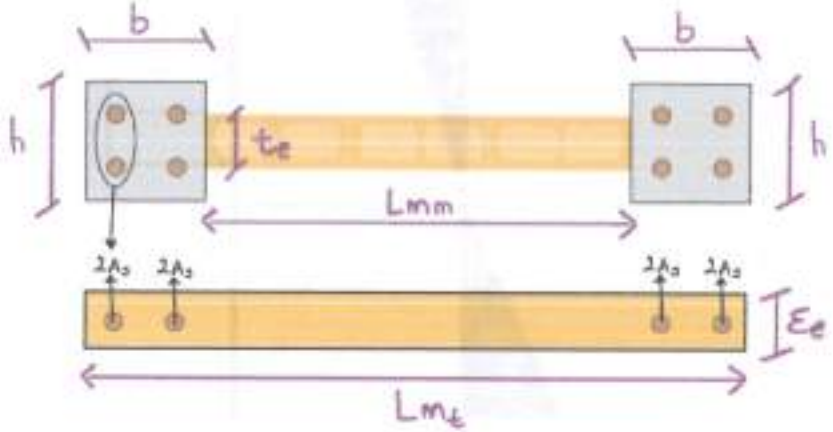
Mn se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, considerando el muro de mampostería y los elementos de confinamiento.

DIAGRAMA DE INTERACCION DEL MURO





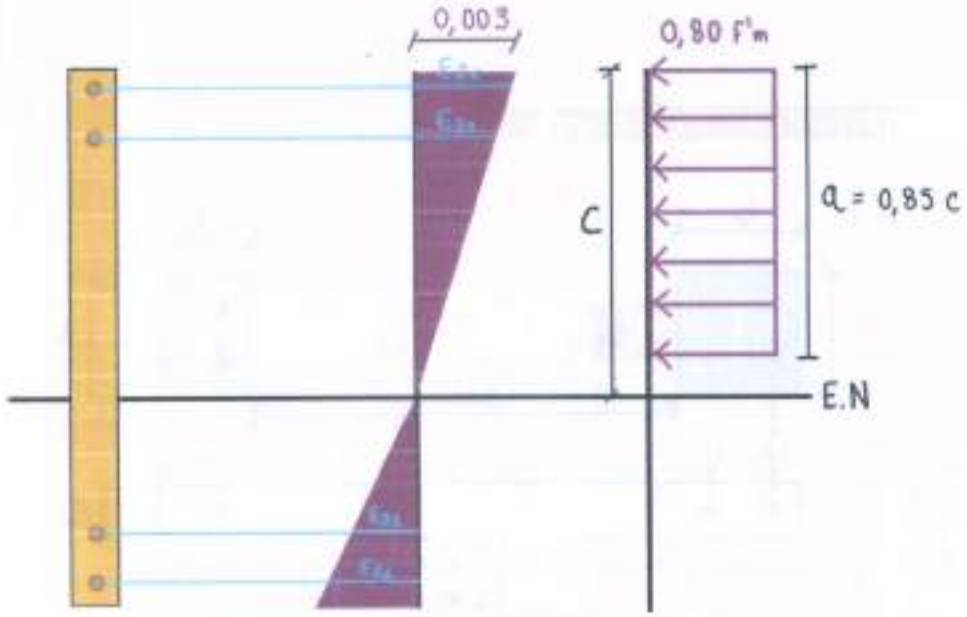
Simplificación del muro de mampostería



Datos de entrada

- Espesor del muro $t = 15\ cm$
- Longitud muro de mampostería $lm_m = 2.4\ m$
- Recubrimiento de columna de confinamiento $r_c = 2.5\ cm$
- Área efectiva $Ae_m := \left(t \cdot lm_m\right) + A_{ci1} + A_{ci2} = 0.4\ m^2$
- Longitud total del muro $lm_t = 2.7\ m$
- Espesor equivalente del muro $t_e := \frac{Ae_m}{lm_t} = 15.6\ cm$
- Deformación unitaria del acero en fluencia $\varepsilon s := \frac{fy}{E_s} = 0.0021$
- Deformación unitaria de la mampostería $\varepsilon m := 0.003$

Diagrama de deformación del muro



Carga axial maxima del muro de mamposteria (D.5.5)

- Área efectiva de la mampostería $Ae_m = 4125\ cm^2$
- Área del acero $As_t := As_{t1} + As_{t2}$

Máxima resistencia axial teórica

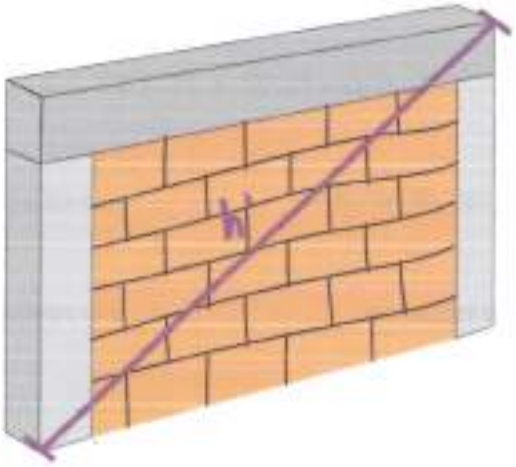
$$Po_1 := 0.8 \cdot f'm \cdot \left(Ae_m - As_t\right) + As_t \cdot fy = 684.8\ kN$$

$$Po_2 := f'm \cdot Ae_m = 633\ kN$$

$$Po := min\left(Po_1, Po_2\right) = 633\ kN$$

Coeficiente para tener en cuenta los efectos de la esbeltez

- Longitud total del muro $lm_t = 2.7\ m$
- Altura libre de piso $hl = 2.5\ m$
- Longitud diagonal del muro $h' := \sqrt[2]{lm_t^{\,2} + hl^2} = 3.6\ m$



$$Re = 0.689$$

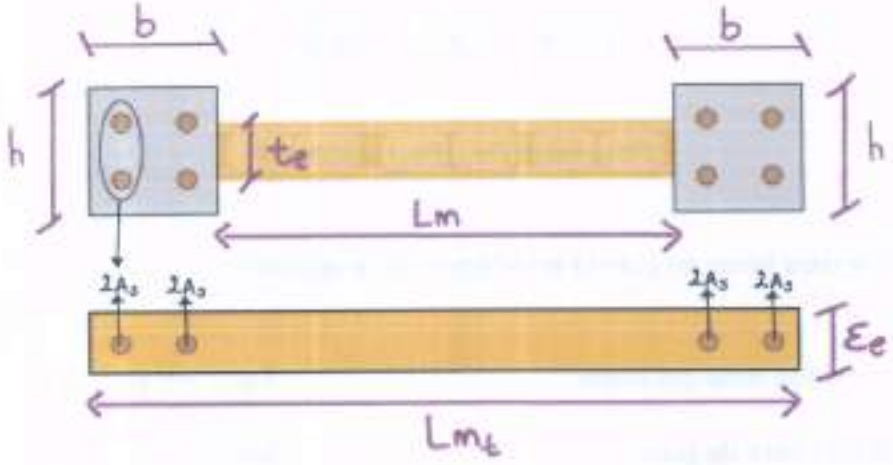
Resistencia nominal para carga axial

$$Pn_{max} := 0.8 \cdot Po \cdot Re = 349.2\ kN$$

$$\Phi := 0.65$$

$$\Phi Pn_{max} := \Phi \cdot Pn_{max} = 227\ kN$$

Distribución de barras



$$barras := \left[\frac{1}{2}\ \frac{1}{2}\ \frac{1}{2}\ \frac{1}{2}\right] in$$

$$barras = [1.27\ \ 1.27\ \ 1.27\ \ 1.27]\ cm$$

Número de columnas de refuerzo $n := \text{cols}(barras) = 4$

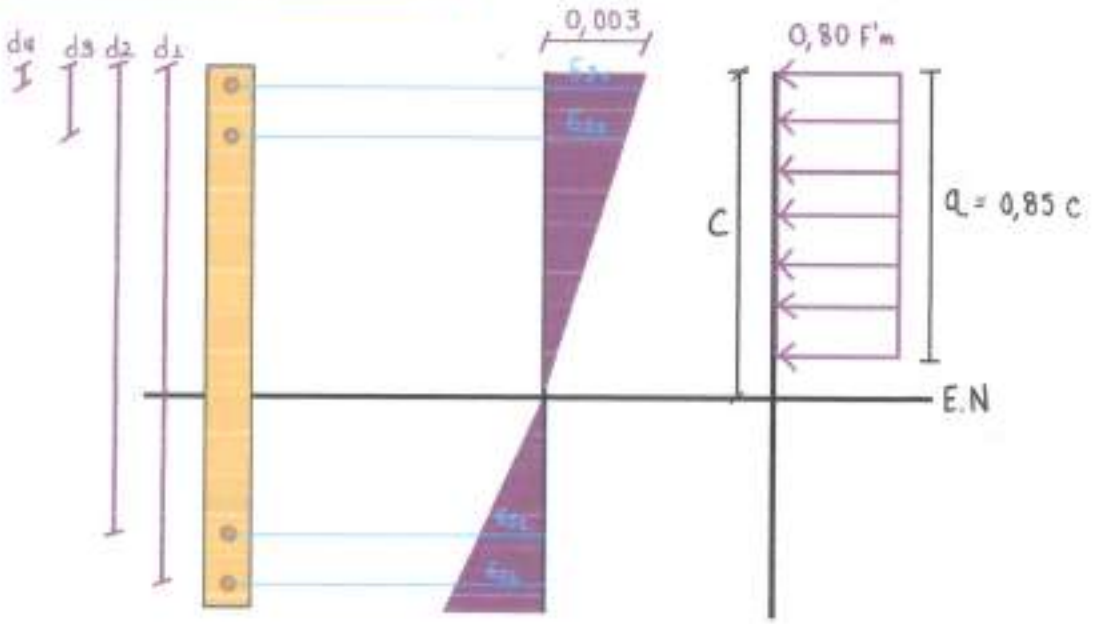
Número de filas de refuerzo $k := \text{rows}(barras) = 1$

Área de cada barra de acero

$$As_{di} := \frac{\pi \cdot \overrightarrow{barras^2}}{4} \cdot 2 = [2.534\ \ 2.534\ \ 2.534\ \ 2.534]\ cm^2$$

¡Pilas! Recuerden la simplificación para determinar el área del acero del muro.

Ubicación de las barras de acero



Nota: En caso de tener una cantidad y posición diferente de barras se deberá colocar manualmente

$$d4 := r_c + \frac{barras_{k,1}}{2} = 3.1\ cm$$

$$d3 := H_{col1} - r_c - \frac{barras_{k,2}}{2} = 16.9\ cm$$

$$d2 := lm_t - H_{col2} + r_c + \frac{barras_{k,3}}{2} = 248.1\ cm$$

$$d1 := lm_t - r_c - \frac{barras_{k,4}}{2} = 261.9\ cm$$

$$d := \begin{bmatrix} d4 \\ d3 \\ d2 \\ d1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.1 \\ 16.9 \\ 248.1 \\ 261.9 \end{bmatrix} cm$$

Valor de **C** (distancia del eje neutro a la fibra última a compresión) en función de **a** (altura del bloque de compresión).

$$c(a) := \frac{a}{0.85}$$

Esfuerzo en cada linea de barras

$$f_s(i,a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon s \leftarrow \varepsilon m \cdot \dfrac{c(a) - d_i}{c(a)} \\ \operatorname{sign}(\varepsilon s)\ min\left(\left\| E_s \cdot \varepsilon s \right\|, fy\right) \end{array} \right.$$

Convención de signos

POSITIVO (+) Compresión NEGATIVO (-) Tensión

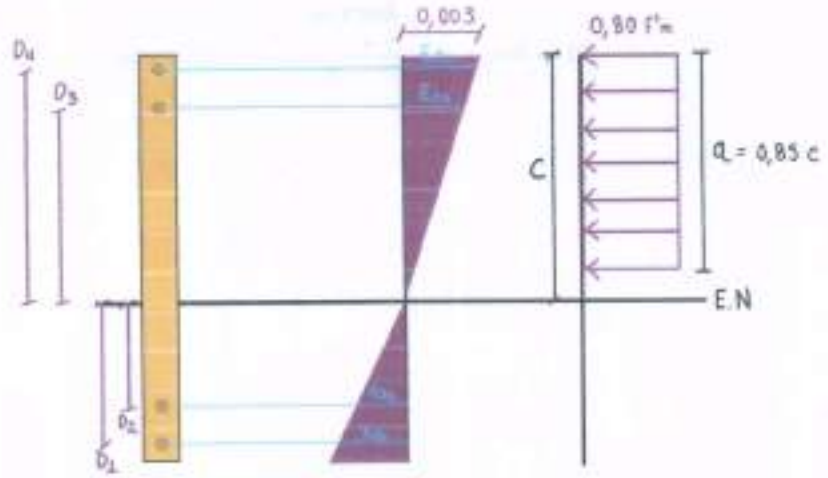
Factor de reducción de resistencia

$$\Phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_i \leftarrow \varepsilon m \cdot \dfrac{c(a) - d1}{c(a)} \\ \Phi \leftarrow \max\left(min\left(0.85, 0.65 + \left(\left\| \varepsilon_i \right\| - \varepsilon s\right) \cdot \dfrac{2000}{29}\right), 0.65\right) \end{array} \right.$$

Carga axial con el factor de reduccion de resistencia

$$\Phi Pn(a) := min\left(\Phi(a) \cdot \left(0.8 \cdot f'm \cdot a \cdot t_e + \sum_{i=1}^{n} As_{di_{1,i}} \cdot f_s(i,a)\right), \Phi Pn_{max}\right)$$

Momento resistente con el factor de reduccion de resistencia



$$\Phi Mn(a) := \Phi(a) \cdot \left(0.8 \cdot f'm \cdot a \cdot t_e \cdot \left(\frac{lm_t}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^{n} As_{di_{1,i}} \cdot f_s(i,a) \cdot \left(\frac{lm_t}{2} - d_i\right)\right)$$

Convención de signos

POSITIVO (+) Momento anti-horario

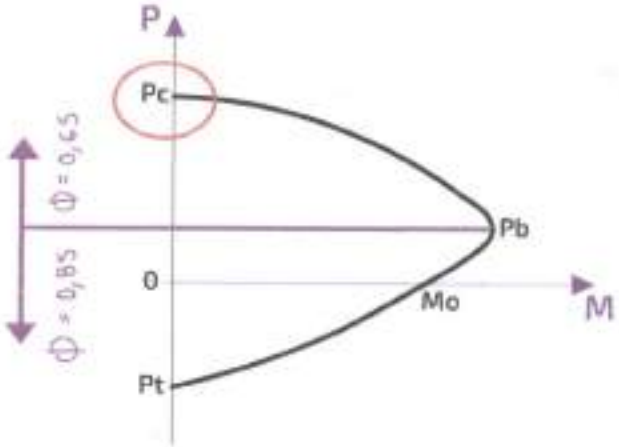
NEGATIVO (-) Momento horario

Rango de valores de a

$$a := 0, \frac{lm_t}{1000} .. lm_t \qquad a = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.3 \\ 0.5 \\ 0.8 \\ 1.1 \\ 1.3 \\ 1.6 \\ 1.9 \\ 2.1 \\ 2.4 \\ 2.7 \\ 2.9 \\ \vdots \end{bmatrix} cm$$

Puntos importantes

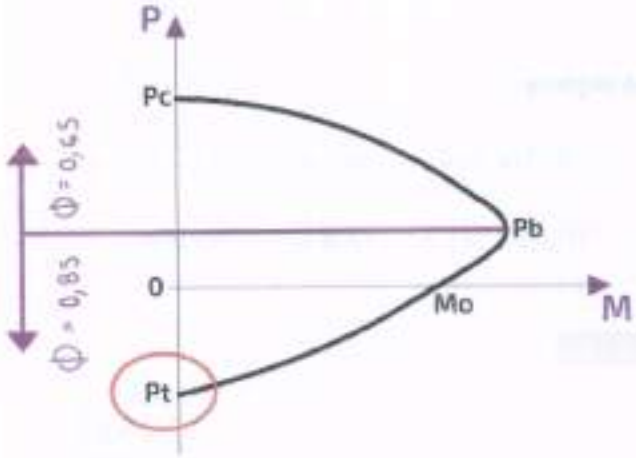
- Compresión pura



ΦMn=0 y ΦPn = máx en compresión

$$\Phi Pn(a \leftarrow lm_t) = 227\ kN$$

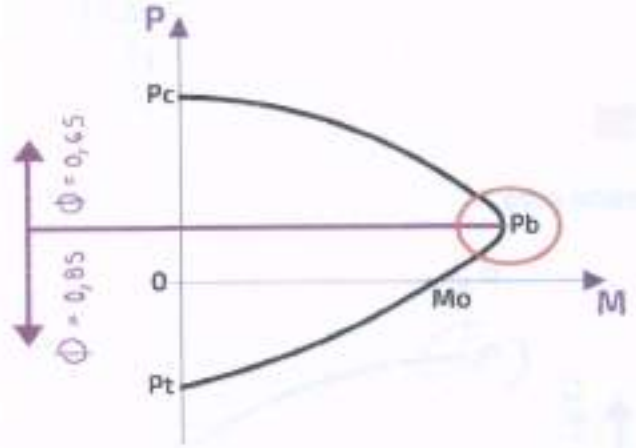
- Tensión pura



ΦMn=0 y ΦPn = máx en tensión

$$\Phi Pn\left(a \leftarrow 0.0001\ cm\right) = -361.8\ kN$$

- Falla balanceada



$$a_b := \frac{d1}{1+\frac{\varepsilon s}{\varepsilon m}} \cdot 0.85 = 1.31\ m$$

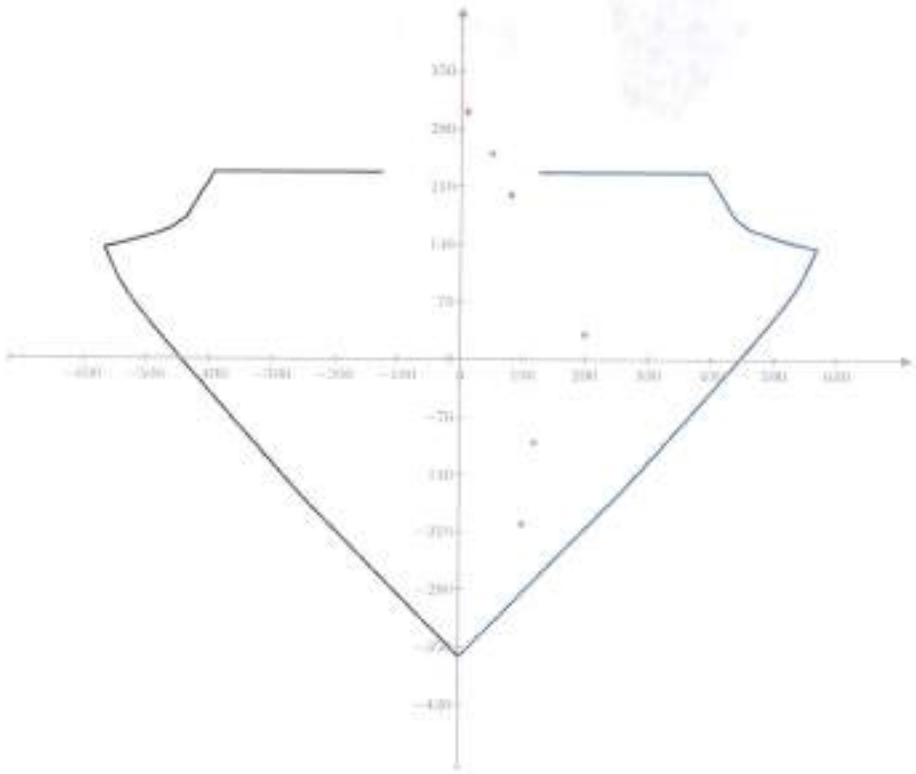
$$\Phi Pn\left(a \leftarrow a_b\right) = 171.5\ kN$$

$$\Phi Mn\left(a \leftarrow a_b\right) = 437.8\ m \cdot kN$$

Valores de verificacion

Pu (kN)	Mu $(kN \cdot m)$
−200	100
−100	120
30	200
200	80
250	50
300	10

Grafico del diagrama de interacción



$\Phi Pn(a)$ (kN)

$\Phi Pn(a)$ (kN)

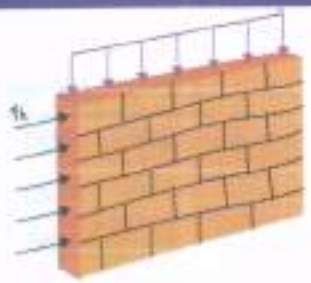
Pu (kN)

$\Phi Mn(a)$ $(kN \cdot m)$

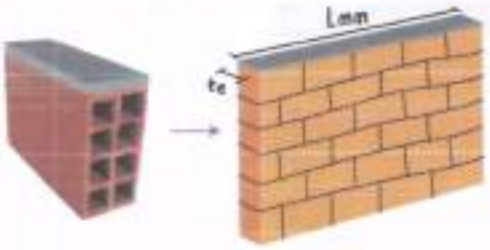
$-\Phi Mn(a)$ $(kN \cdot m)$

Mu $(kN \cdot m)$

5.7 DISEÑO PARA CORTANTE DIRECCIÓN PARALELA D.10.7.7



- Longitud total del muro medida de centro a centro de columnas de borde $l_w = 2.5\ m$
- Área efectiva de la mampostería $Ae = 2820\ cm^2$



- Ancho efectivo del muro (D.5.4.4.2) $b := \frac{Ae}{l_w} = 11.3\ cm$
- Área neta del alma de la sección $A_{mv} := b \cdot l_w = 2820\ cm^2$

$$Vn_1 := \left(\frac{1}{12} \cdot \sqrt[2]{f'm.} + \frac{Pu_m}{3 \cdot Ae}\right) \cdot A_{mv} = 36.4\ kN$$

$$Vn_2 := \frac{1}{6} \cdot \sqrt[2]{f'm.} \cdot A_{mv} = 58.2\ kN$$

$$Vn := min\left(Vn_1, Vn_2\right) = 36.4\ kN$$

$$\Phi := 0.5$$

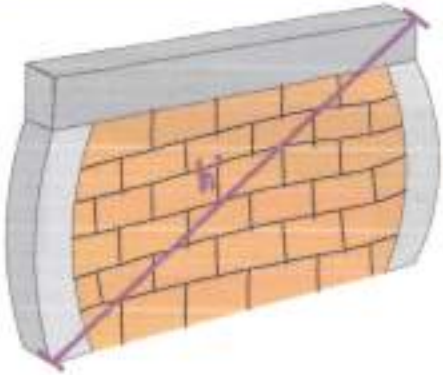
$$\Phi Vn := \Phi \cdot Vn = 18.2\ kN$$

$$Vu_m = 12\ kN$$

$$Vu_m < \phi Vn$$

Diseño_corte_paralelo = "Cumple"

5.8 VERIFICACIÓN POR APLASTAMIENTO DEL ALMA DEL MURO D.10.7.8



- Longitud diagonal del muro $h' = 3.6\ m$
- Área efectiva de la mampostería $A_{md} := \frac{h'}{5} \cdot b = 821.9\ cm^2$
- Coeficiente para tener en cuenta los efectos de la esbeltez $Re = 0.6895$

Resistencia nominal a la compresión del muro de mampostería

$$\Phi := 0.65$$

$$Pnd := 0.8 \cdot \left(0.8 \cdot f'm \cdot A_{md}\right) \cdot Re = 55.7\ kN$$

$$\Phi Pnd := \Phi \cdot Pnd = 36.2\ kN$$

- Longitud total del muro medida de centro a centro de columnas de **borde** $l_w = 2.5\ m$

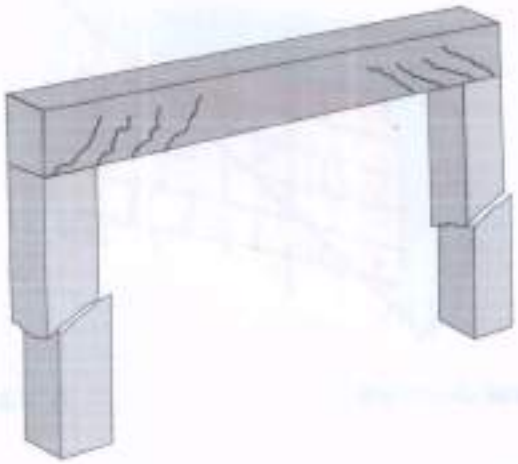
La fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro

$$Pud := \frac{h'}{l_w} \cdot Vu_m = 17.5\ kN$$

$$Pud \leq \Phi Pnd$$

Diseño_aplastamiento = "Cumple"

5.9 VERIFICACIÓN A CORTANTE DE LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO DEL MURO D.10.7.9



- Distancia horizontal entre columnas de confinamiento $l_c := lm = 2.5\ m$
- Longitud total del muro medida de centro a centro de columnas de **borde** $l_w = 2.5\ m$

Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre la columna de confinamiento

$$Vuc_{col1} := \frac{l_c}{2 \cdot l_w} Vu_1 = 7.5\ kN$$

$$Vuc_{col2} := \frac{l_c}{2 \cdot l_w} Vu_2 = 7.5\ kN$$

Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre la viga de confinamiento

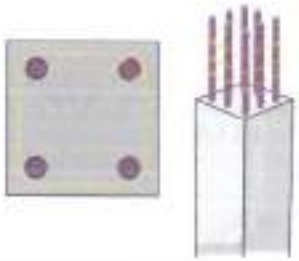
- Altura del piso medida de centro a centro entre vigas de confinamiento $h_p := hl + H_{viga} = 2.7\ m$

$$Vuc_{viga} := \frac{h_p}{2 \cdot l_w} \cdot Vu_3 = 16.2\ kN$$

- Factor de modificación que tienen en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativo a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión

$\lambda :=$ Concreto normal $= 1$

Fuerza cortante resistente nominal de columnas de concreto reforzado (C.11.2.1.2)



- Carga axial mayorada columna 1 — $Pu_1 = 22\ kN$
- Carga axial mayorada columna 2 — $Pu_2 = 22\ kN$
- Altura efectiva de la columna 1 — $d_{col1} := H_{col1} - r_c = 17.5\ cm$
- Altura efectiva de la columna 2 — $d_{col2} := H_{col2} - r_c = 17.5\ cm$
- Separación máxima de estribos en **zona confinada** — $So := 0.1\ m$

Notas

- Límite para el espaciamiento del refuerzo a cortante (NSR-10 / C.11.4.5)
  - DMO - (NSR-10 / C.21.3.5.6)
  - DES - (NSR-10 / C.21.6.4.2 a C.21.6.4.4)
- La zona de confinamiento depende del grado de disipación de energía del proyecto (DMI, DMO, DES)
  - DMO - (NSR-10 / C.21.3.5.6)
  - DES - (NSR-10 / C.21.6.4.1)

- Número de estribos en la falla columna 1 — $n_{col1} := \frac{d_{col1}}{So} = 1.8$
- Número de estribos en la falla columna 2 — $n_{col2} := \frac{d_{col2}}{So} = 1.8$

Definición de estribo para columnas

Área del acero de refuerzo transversal columna 1 — $A_{V\,col1}$:= Estribo: #3 · Ramas: 2

Área del acero de refuerzo transversal columna 2 — $A_{V\,col2}$:= Estribo: #3 · Ramas: 2

COLUMNA 1

$$Vc_{col1} := 0.17 \cdot \left(1 + \frac{Pu_{1.}}{14 \cdot A_{ci1.}}\right) \lambda \cdot \sqrt[2]{f'c.} \cdot B_{col1} \cdot d_{col1} = 21.5\ kN$$

$$Vs_{col1} := A_{Vcol1} \cdot fy \cdot n_{col1} = 104.4\ kN$$

$$Vn_{col1} := Vc_{col1} + Vs_{col1} = 125.9\ kN$$

$$\Phi := 0.75$$

$$\Phi Vn_{col1} := \Phi \cdot Vn_{col1} = 94.4\ kN$$

$$V_{uc} \leq \Phi V_{nc}$$

$$Diseño\_cortante\_col1 = \text{"Cumple"}$$

COLUMNA 2

$$Vc_{col2} := 0.17 \cdot \left(1 + \frac{Pu_{2.}}{14 \cdot A_{ci2.}}\right) \lambda \cdot \sqrt[2]{f'c.} \cdot B_{col2} \cdot d_{col2} = 21.5\ kN$$

$$Vs_{col2} := A_{Vcol2} \cdot fy \cdot n_{col2} = 104.4\ kN$$

$$Vn_{col2} := Vc_{col2} + Vs_{col2} = 125.9\ kN$$

$$\Phi := 0.75$$

$$\Phi Vn_{col2} := \Phi \cdot Vn_{col2} = 94.4\ kN$$

$$V_{uc} \leq \Phi V_{nc}$$

$$Diseño\_cortante\_col2 = \text{"Cumple"}$$

Fuerza cortante resistente nominal de vigas de concreto reforzado (C.11.2.1.1)



- Altura efectiva de la viga $d_{viga} := H_{viga} - r_c = 17.5\ cm$
- Separación máxima de estribos en **zona confinada** $So := 0.1\ m$

Notas

- Límite para el espaciamiento del refuerzo a cortante (NSR-10 / C.11.4.5)
  - DMO - (NSR-10 / C.21.3.4.8)
  - DES - (NSR-10 / C.21.5.2.3 / C.21.5.3.1 a C.21.5.3.2)
- La zona de confinamiento depende del grado de disipación de energía del proyecto (DMI, DMO, DES)
  - DMO - (NSR-10 / C.21.3.4.6)
  - DES - (NSR-10 / C.21.6.4.1)

- Número de estribos en la falla viga $n_{viga} := \frac{d_{viga}}{So} = 1.8$

VIGA

Área del acero de refuerzo transversal viga $A_{Vviga} :=$ Estribo: #3 • Ramas: 2

$$Vc_{viga} := 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c.} \cdot B_{viga} \cdot d_{viga} = 20.4\ kN$$

$$Vs_{viga} := A_{Vviga} \cdot fy \cdot n_{viga} = 104.4\ kN$$

$$Vn_{viga} := Vc_{viga} + Vs_{viga} = 124.8\ kN$$

$$\Phi := 0.75$$

$$\Phi Vn_{viga} := \Phi \cdot Vn_{viga} = 93.6\ kN$$

$$V_{uv} \leq \Phi V_{nv}$$

$$Diseño\_cortante\_viga = \text{"Cumple"}$$

5.10 DISEÑO DEL ACERO LONGITUDINAL DE LA VIGA DE CONFINAMIENTO D.10.7.10



- Distancia horizontal entre columnas de confinamiento — $l_c := lm = 2.5\ m$
- Longitud total del muro medida de centro a centro de columnas de **borde** — $l_w = 2.5\ m$

Fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la viga de confinamiento

$$Put := -\frac{l_c}{l_w} \cdot Vu_3 = -30\ kN$$

Fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la viga de confinamiento

VIGA DE CONFINAMIENTO

- Área de la sección de la viga de confinamiento — $Ag = 300\ cm^2$
- Resistencia del concreto — $f'c = 21\ MPa$
- Esfuerzo de fluencia del acero — $fy = 420\ MPa$
- Área total del acero longitudinal de la viga de confinamiento

---

Área del acero de refuerzo

$As_{\#3}$ = Varilla: #3 · Cantidad: 3

$$As_{\#3} = 213\ mm^2$$

$$Pnt := -fy \cdot As_{\#3} = -89.5\ kN$$

$$\Phi := 0.85$$

$$\Phi Pnt := \Phi \cdot Pnt = -76\ kN$$

$$-Put \leq -\Phi Pnt$$

$$Diseño\_acero\_longitudinal = \text{"Cumple"}$$

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

7. REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO EN EDIFICACIONES

CHEQUEO DE RESISTENCIA CONTRA FUEGO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Proyecto: 373 - P. MALECON ARAUCA BAÑOS

Clasificacion de la edificacion por Grupo de Ocupacion NSR-10 K.2

Según tabla K.2.1-1 de NSR-10 estructura pertenece al subgrupo =

Tabla K.2.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupo y Subgrupo de ocupación	Clasificación	Sección
A	ALMACENAMIENTO	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	COMERCIAL	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	ESPECIALES	K.2.4
F	FABRIL E INDUSTRIAL	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	INSTITUCIONAL	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	
L	LUGARES DE REUNIÓN	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	MIXTOS Y OTROS	K.2.8
P	ALTA PELIGROSIDAD	K.29
R	RESIDENCIAL	K.2.10
R-1	Unifamiliar y familiar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	TEMPORAL	K.2.11

Categorizacion de la edificacion NSR-10 J.3.3

Área total construida del proyecto=

Tabla J.3.3-1
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, área construida, y número de pisos.

Grupo y Subgrupo de ocupación	Área total Bonstruida, AT m2	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	AT > 1500	III	III	II	II	II	I	I
	AT < 1500	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	AT > 500	II	I	I	I	I	I	I
	AT < 500			II	I	I	I	I
(E)	Sin limite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	AT > 1000	III	II	II	I	I	I	I
	500 < AT < 1000	III	III	II	II	I	I	I
	AT < 500	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	AT > 1000	II	II	I	I	I	I	I
	AT < 1000		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-4), (L-4)	AT > 1000	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	500 < AT < 1000	II	II	I	I	I	I	I
	AT < 500	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m2				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140 m2				III	II	II	I
(R-3)	AT > 5000	III	II	I	I	I	I	I
	AT < 5000	III	II	II	II	I	I	I

Nota: (1). En edificios para vivienda, el límite de 140 m2 por unidad corresponde al promedio aritmético de las áreas de todas las unidades, sin tener en cuenta las zonas comunes.

Según tabla J.3.3-1 la edificación se encuentra en categoría=

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Resistencia Requerida al fuego TABLA J.3.4-3 NSR-10

Grupo y Subgrupo de ocupación	Categoría según su clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
muros cortafuego	3	2	1
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación protegidos	2	2	1
Muros divisorios entre unidades	1	1	1
Muros interiores no portantes	1/2	1/4	-
Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los títulos C a G del reglamento NSR-10	2	1	1
Cubiertas	1	1	1/2
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1	1

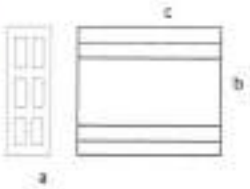
Chequeo Muros de Mampostería No Estructural Muros Divisorios- J.3.5.3 NSR-10

Table J.3.5-1
espesor mínimo equivalente, e, de muros de mampostería de en mm, en función de la resistencia al fuego en horas.

TIPO DE UNIDAD	Resistencia al fuego en horas		
	1	2	3
Maciza	60 mm	90 mm	110 mm
De perforación Vertical	50 mm	80 mm	100 mm
De perforación Horizontal	45 mm	65 mm	90 mm

TIPO DE LADRILLO

	a(m)	b(m)	c(m)	Densidad (Ton/m³)	W
1. Bloque #3	0.07	0.23	0.33	0.98	0.069
2. Bloque #4	0.09	0.23	0.33	0.91	0.082
3. Bloque #5	0.115	0.23	0.33	0.916	0.105
4. Bloque #6	0.14	0.23	0.33	0.77	0.108
5. Bloque HV1	0.09	0.23	0.33	0.88	0.079
6. Bloque HV2	0.115	0.23	0.33	0.88	0.101
7. Tolete	0.11	0.06	0.245	1.64	0.197
8. Otro	0.24	0.09	0.25	1.64	0.354



HV = Huecos Verticales

TIPO BLOQUE A	CANTIDAD DE HORAS MIN	ESPESOR EQUIVALENTE	ESPESOR	CUMPLE?
5. Bloque #5	1	0.048 m	0.095 m	OK

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

8.1 CÁLCULO DE VIGAS DE CIMENTACION

DISEÑO VIGAS DE AMARRE

1. Datos de Entrada

1. Se asume una sección: Según la NSR-10 numeral C.15.13.3, las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de las cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales.

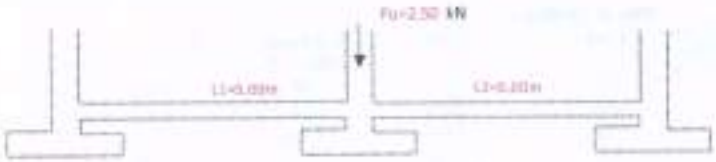
Concreto f'c =	21.0Mpa
Acero fy =	420Mpa
H de la viga=	0.30m
b de la viga =	0.30m
d=	0.23m



ϕvc= 649kN/m²
$\rho_{mínimo}$ = 0.00333

2. Verificación de Dimensiones

Porcentaje de carga que pasa a la columna vecina= 10.0% Po= 0.25kN



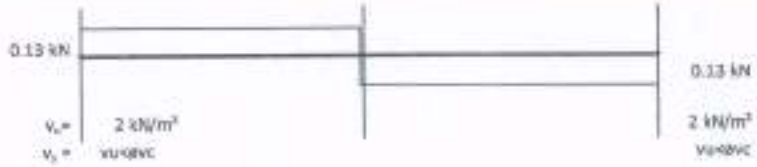
Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a L/20 para estructuras DES, L/30 para estructuras DMO y L/40 para estructuras DMI, donde L es la luz del elemento.

Capacidad de disipación de energía: DMO dimensión mayor mínimo (m): 0.17

3. Diagrama de momentos en kNm



4. Diagrama de cortantes:



Este análisis se efectuó para la condición más desfavorable de la cimentación, por lo tanto se adopta

tanto para el refuerzo a momento positivo como para el refuerzo a momento negativo 2 # 4

Vu: 2 kN/m²
ϕvc= 649 kN/m²

Para el refuerzo a cortante se colocarán estribos cada d/2 en zona de no confinamiento. Var No 3 cada 11.25 Cm
Para la zona de confinamiento colocar a una distancia de 2d estribos a d/4 Var No 3 cada 5.63 Cm

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

8.2 PLACA DE CONTRAPISO

El tipo de estructura usado para resistir momentos es un sistema de muros de mampostería confinada, con Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO). La cimentación está constituida por una viga de amarre apoyada sobre un colchón de concreto ciclopeo, diseñadas para soportar cargas verticales y los momentos de sismo determinados en el análisis estructural.

Para el diseño simplificado del refuerzo de la losa de contrapiso, se adopta una cuantía mínima de acero equivalente al 0,18 % del área de concreto, expresada mediante la siguiente relación:

$As = B \times H \times 0{,}0018$ As =B×H×0,0018

Donde:

B = ancho considerado de la franja de losa (cm)

H = espesor de la losa de contrapiso (cm)

0,0018 = cuantía mínima adoptada

A_s = área de acero requerida (cm^2)

Para efectos prácticos, se toma una franja de 100 cm de ancho.

Espesor H (cm)	Cálculo As = 100 × H × 0,0018	As requerido (cm^2)	Refuerzo típico equivalente
8 cm	100 × 8 × 0,0018	**1,44 cm^2**	Malla Ø6 mm @ 20 cm
10 cm	100 × 10 × 0,0018	**1,80 cm^2**	Malla Ø6 mm @ 15 cm
12 cm	100 × 12 × 0,0018	**2,16 cm^2**	Malla Ø7 mm @ 15 cm
15 cm	100 × 15 × 0,0018	**2,70 cm^2**	Malla Ø8 mm @ 15cm
18 cm	100 × 18 × 0,0018	**3,24 cm^2**	Malla Ø8 mm @ 15 cm
20 cm	100 × 20 × 0,0018	**3,60 cm^2**	Malla Ø8.5 mm @ 15 cm

9. DISEÑO DE CUBIERTA

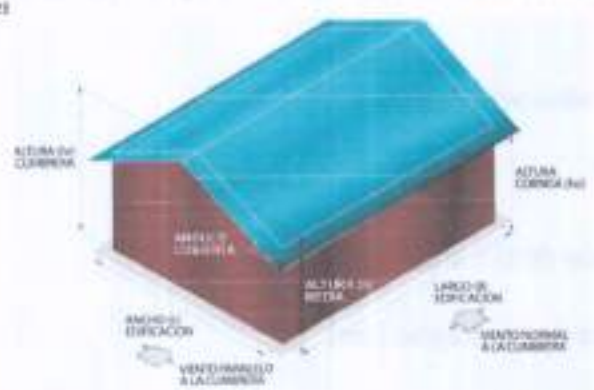
9.1 AVALUO DE VIENTO

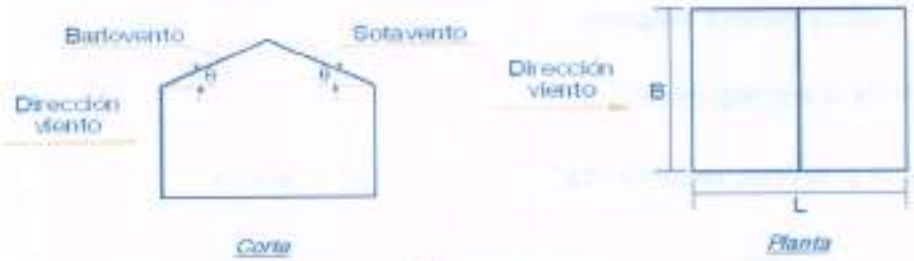
CARGAS PARA COMPONETES Y REVESTIMIENTOS

Tipo de estructura	Componentes y recubrimientos	
Carga mínima de diseño	40 kg/m²	

Condiciones de Diseño

• Edificio de diafragma simple	Ok	
• Edificio bajo	Ok	usar qh y GCpf
• Dimensiones		





Corte *Planta*

h_{cielo} =	3.70 m	
$h_{cornisa}$ =	3.40	
L =	12.65 m	
B =	3.90 m	
L/B =	3.24	
h/L =	0.19	
• Edificio cerrado	Ok	
• Angulo de la cubierta θ=	5.7°	
• Pendiente S=	10.0%	

Procedimiento de Diseño

Zona de amenaza eólica		I	
Velocidad de viento	V	125 km/h	Fig. 6.6.4.-1
Factor de dirección del viento	Kd	0.85	Tabla 6.6.5-4

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Factor de importancia

Grupo de uso	I	A.2.5
	0.87	Tabla B.6.5-1

Exposición

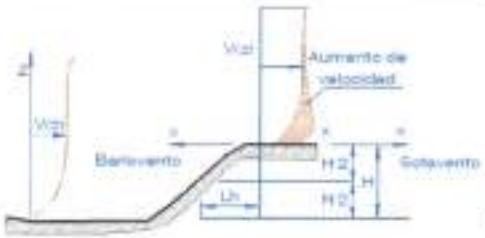

Ampliar imagen Rugosidad B


Ampliar imagen Rugosidad C

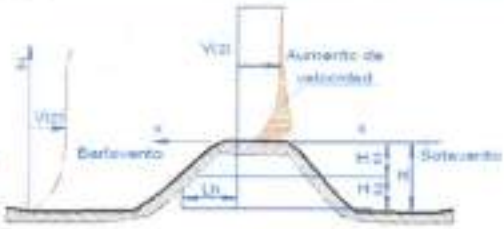

Ampliar imagen Rugosidad D

Rugosidad del terreno	D	B.6.5.6.2
Exposición	D	B.6.5.6.3
α	11.50	Tabla B.6.5-2
Zg	213.40	Tabla B.6.5-2
h media=	2.55 m	
Kz	1.01	Tabla B.6.5-3

Factor Topográfico



ESCARPE



LOMA BIDIMENSIONAL 2-D O
COLINA AXIAL SIMETRICA (TRIDIMENSIONAL 3-D)

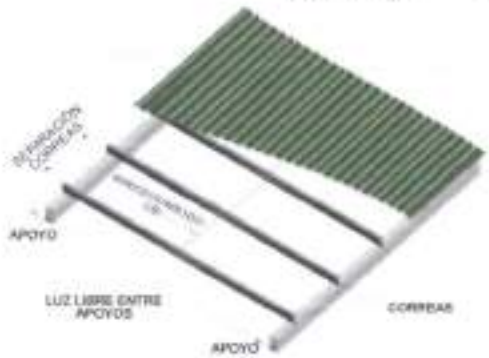
Kzt	1	B.6.5.7.2	Tener en cuenta B.6.5.7.1

Coeficiente de presión interna

Clasificación del cerramiento	Parcialmente cerrados	
Gpi	0.55	presiones
Gpi	-0.55	succiones

Coeficiente de presión externa

Barlovento Fachada Cp =	0.80	
Sotavento fachada Cp =	-0.25	Figura B.6.5-3
Laterales Cp =	-0.70	





Longitud del elemento	4.00	m
Separación	1.50	m
Área efectiva	6.00	m²
Tipo de cubierta	Un agua	
Angulo de la cubierta	5.70	°

GCp Zona 1 2 Y 3.	0.20	
GCp Zona 1 Neg.	-0.90	Figura B.6.5-11Â
GCp Zona 2 Neg.	-1.10	
GCp Zona 3 Neg.	-1.10	

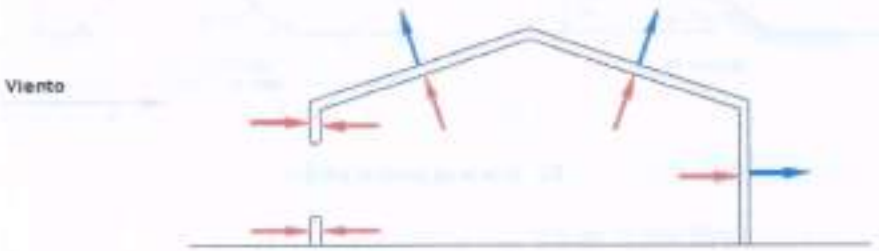
Presión por velocidad

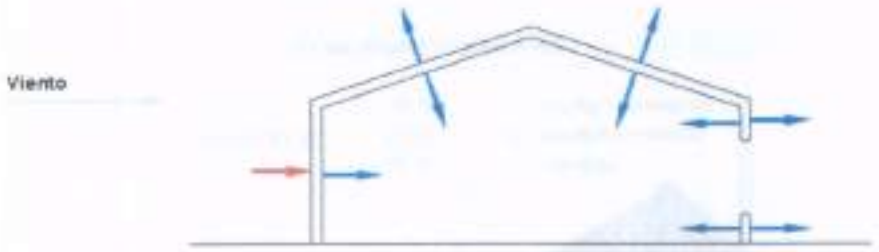
qh	55.01	kg/m²

Carga de viento por diseño

p Zona 1 2 Y 3.	41.26	Presión
p Zona 1 Neg.	-79.76	Succión
p Zona 2 Neg.	-90.77	Succión
p Zona 3 Neg.	-90.77	Succión

compresión	Barlovento	*P de diseño*	*41.26*	*kg/m²*	*>± 40kg/m² =>OK*
succión	Sotavento	*P de diseño*	*-90.77*	*kg/m²*	*>± 40kg/m² =>OK*





Presión del viento - positiva

Succión del viento - negativa

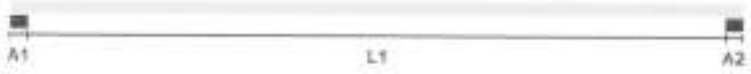
9.2 DISEÑO DE CORREAS

Elementos calculados con el programa de diseño Arquinet 2.0 de ACESCO

REPORTE DE CORREAS

TAC-R Tubo rectangular 120 x 60 (3.43 mm)
con Fy = 35.15 Kgf/mm² cada 1.50 m sin arriostramiento interior.

SECCION LONGITUDINAL



L1	4.00 m
A1	0.10 m
A2	0.10 m

CONFIGURACION	
TIPO DE CARGA	DISTRIBUIDA
Carga muerta	50.00 Kgf/m²
Peso propio correa	6.86 Kgf/m
Carga viva	50.00 Kgf/m²
Carga granizo	0.00 Kgf/m²
Viento compresión (Perpendicular)	40.00 Kgf/m²
Viento succión (Perpendicular)	-90.77 Kgf/m²
Pendiente sección transversal	10° = 17.6330%

SECCION TRANSVERSAL



L = 1.50 m

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

REPORTES DE DISEÑO

REPORTE FLEXION				
	Apoyos		Interiores	
Ejes locales	3	2	3	2
Resistente (Kgf.m)	1364.3612	722.0834	1364.3612	722.0834
Calculado (Kgf.m)	0.0000	0.0000	519.5724	80.4994

REPORTE CORTANTE		
Ejes locales	2	3
Resistente (Kgf)	12929.4053	5662.9868
Calculado (Kgf)	505.3546	78.2966

REPORTE DEFLEXION		
Deflexiones máximas	Instantanea	Permanente
Admisible (m)	0.0114	0.0171
Calculado (m)	0.0066	0.0140

REPORTE ARRUGAMIENTO	
No. de Apoyo	0
Resistencia máxima (Kgf)	506.9000
Arrugamiento (Kgf)	5128.5132

COMBINACIONES DE CARGA					
No	Muerta	Viva	Granizo	Viento compresión	Viento succión
1	1.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	0.0000
3	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	0.0000
4	1.2000	1.6000	0.0000	0.5000	0.0000
5	1.2000	0.0000	1.6000	0.5000	0.0000
6	1.2000	1.6000	0.0000	0.0000	0.5000
7	1.2000	0.0000	1.6000	0.0000	0.5000
8	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	1.0000
9	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	1.0000
10	1.2000	0.5000	0.0000	1.0000	0.0000
11	1.2000	0.0000	0.5000	1.0000	0.0000
12	0.9000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000
13	0.9000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000

REACCIONES - EJES GLOBALES (Kgf-m)

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

APOYO 1		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	171.8925
Viva de Cub	0.0000	153.7500
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp	-21.3587	121.1314
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	5.2927E-06	240.6495
Comb. 2	8.2104E-06	283.1460
Comb. 3	6.9415E-06	206.2710
Comb. 4	-10.6794	512.8367
Comb. 5	-10.6794	266.8367
Comb. 6	5.1327E-06	452.2710
Comb. 7	6.9415E-06	206.2710
Comb. 8	8.2104E-06	283.1460
Comb. 9	6.9415E-06	206.2710
Comb. 10	-21.3587	404.2773
Comb. 11	-21.3587	327.4023
Comb. 12	3.0510E-06	154.7032
Comb. 13	-21.3587	275.8346

APOYO 2		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	171.8925
Viva de Cub	0.0000	153.7500
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp	-21.3587	121.1314
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	9.9334E-07	240.6495
Comb. 2	-2.3883E-06	283.1460
Comb. 3	1.6422E-06	206.2710
Comb. 4	-10.6794	512.8367
Comb. 5	-10.6794	266.8367
Comb. 6	-1.6666E-07	452.2710
Comb. 7	1.6422E-06	206.2710
Comb. 8	-2.3883E-06	283.1460
Comb. 9	1.6422E-06	206.2710
Comb. 10	-21.3587	404.2774
Comb. 11	-21.3587	327.4024
Comb. 12	4.0134E-07	154.7032
Comb. 13	-21.3587	275.8346

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

FUERZAS INTERNAS - EJES LOCALES (Kgf-m) *Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO*

APOYO 1				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	29.6488	169.2810	0.0000	0.0000
Viva de Cub	26.6984	151.4142	0.0000	0.0000
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp	0.0000	123.0000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	41.7853	235.9835	0.0000	0.0000
Comb. 2	49.1678	278.8443	0.0000	0.0000
Comb. 3	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 4	78.5360	506.9000	0.0000	0.0000
Comb. 5	35.8186	264.6372	0.0000	0.0000
Comb. 6	78.5360	445.4000	0.0000	0.0000
Comb. 7	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 8	49.1678	278.8443	0.0000	0.0000
Comb. 9	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 10	49.1678	401.8443	0.0000	0.0000
Comb. 11	35.8186	326.1372	0.0000	0.0000
Comb. 12	26.8639	152.3529	0.0000	0.0000
Comb. 13	26.8639	275.3529	0.0000	0.0000

APOYO 2				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	29.6488	169.2811	0.0000	0.0000
Viva de Cub	26.6984	151.4142	0.0000	0.0000
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp	0.0000	123.0000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	41.7853	235.9835	0.0000	0.0000
Comb. 2	49.1678	278.8444	0.0000	0.0000
Comb. 3	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 4	78.5360	506.9000	0.0000	0.0000
Comb. 5	35.8186	264.6373	0.0000	0.0000
Comb. 6	78.5360	445.4000	0.0000	0.0000
Comb. 7	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 8	49.1678	278.8444	0.0000	0.0000
Comb. 9	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 10	49.1678	401.8444	0.0000	0.0000
Comb. 11	35.8186	326.1373	0.0000	0.0000
Comb. 12	26.8639	152.3530	0.0000	0.0000
Comb. 13	26.8639	275.3530	0.0000	0.0000

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
(LEY 400 DE 1997-NSR-10)

PROYECTO: 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COCINA

FECHA: 30/12/2025

DAVL Consultoría, Diseño y Construcción:
E-mail: proyectosdavlcdc@gmail.com
Cr 102 B No 56 F – 34 S - 3203109393
Bogotá D.C. Colombia

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

CONTENIDO

CONTENIDO 2

1. INTRODUCCIÓN 3

2. CARTA RESPONSABILIDAD 5

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3) 6

3.1. LOCALIZACIÓN, NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA Y VALOR Aa - Av. 6

3.2. DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO. 6

3.3. DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y EL MATERIAL ESTRUCTURAL EMPLEADO. 7

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS 9

5. AVALUO DE CARGAS 10

6. DISEÑO MAMPOSTERIA CONFINADA 11

7. REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO EN EDIFICACIONES 19

8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN 21

8.1 CÁLCULO DE VIGAS DE CIMENTACION 21

8.2 PLACA DE CONTRAPISO 22

9. DISEÑO DE CUBIERTA 23

9.1 AVALUO DE VIENTO 23

9.2 DISEÑO DE CORREAS 26

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

1. INTRODUCCIÓN

PROYECTO: 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COCINA.

373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COCINA. *se encuentra ubicado en el municipio de Arauca*. La estructura está conformada por una cubierta liviana en mamposteria confinada.

METODOLOGÍA

El análisis de la estructura se realizó Mediante hojas de calculo electronicas. El diseño se hizo para zona de amenaza sismica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

NORMAS Y ESPECIFICACIONES

El análisis del proyecto contempla las recomendaciones y exigencias estipuladas por parte de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10. El proyecto se encuentra en la zona suelo tipo E, según estudio de suelos.

SISTEMA ESTRUCTURAL

El tipo de estructura usado para resistir momentos es un sistema de muros de mamposteria confinada, con Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO). La cimentación está constituida por una viga de amarre apoyada sobre un colchón de concreto ciclopeo, diseñadas para soportar cargas verticales y los momentos de sismo determinados en el análisis estructural.

Además de lo anterior se adjunta la siguiente información:

Grupo de uso	I
Sistema Estructural tipo	Muros de mamposteria confinado
Método utilizado	De la resistencia última
Sistema de Placa de cubierta	Cubierta Liviana

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

SISTEMA DE CIMENTACIÓN

La cimentación se diseñó de acuerdo al estudio de suelos el cual establece fundar mediante cimentación superficial a partir de 60 cm de profundidad. La capacidad de soporte o carga de fatiga del terreno tiene un valor de (9.67 T/m2).

Diseño estructural realizado por:

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

2. CARTA RESPONSABILIDAD

Bogotá, 30 de diciembre 2025

Señores
A quien corresponda
Ciudad

Referencia
Proyecto 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COCINA.

Apreciados Señores:

La presente tiene por objeto dar constancia de que el diseño estructural del proyecto "373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COCINA.". en el municipio de Arauca, fue realizado de acuerdo a las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente: NSR-10, y demás disposiciones legales que rigen al respecto.

Los estudios se ajustan en todo a la mencionada norma, en especial lo concerniente al diseño sísmico, el cual se realizó para la zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

Eximo al municipio de cualquier perjuicio que ocasione dicho cálculo estructural. Anexo fotocopia de la matricula profesional vigente y copia de las memorias de cálculo y de los planos estructurales, respectivos.

Sin otro particular,

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3)

3.1. localización, nivel de amenaza sísmica y valor Aa - Av.



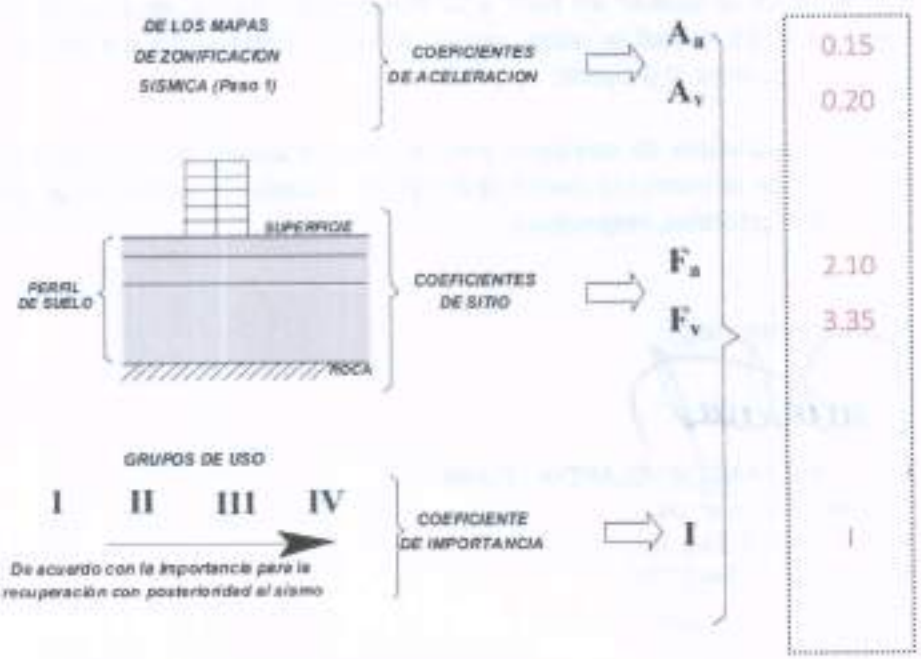
Figura 1 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de zonificación sísmica del Capítulo A.2



Figura 2 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de valores de A_a y A_v del Capítulo A.2

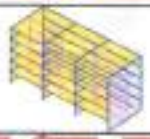
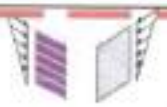
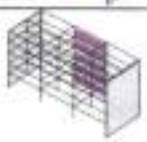
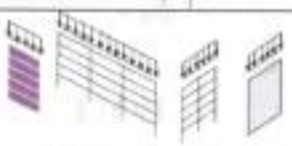
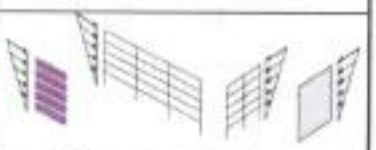
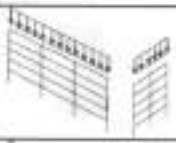
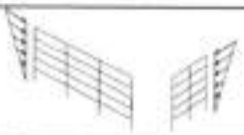
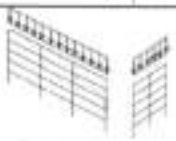
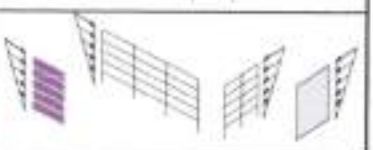
Ciudad	Aa	Av
Arauca	0.15	0.15

3.2. Definición de los movimientos sísmicos de diseño.

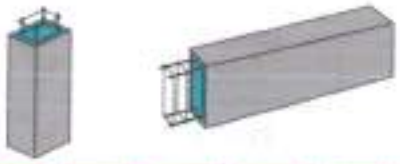


547

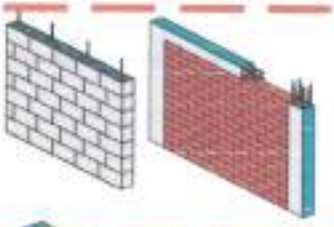
3.3. Definición de las características de la estructuración y el material estructural empleado.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA			
SISTEMA		CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA			
COMBINADO			
			
PÓRTICO			
DUAL			

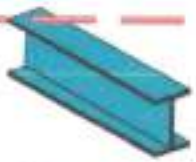
CONCRETO ESTRUCTURAL



MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL



ESTRUCTURAS METALICAS

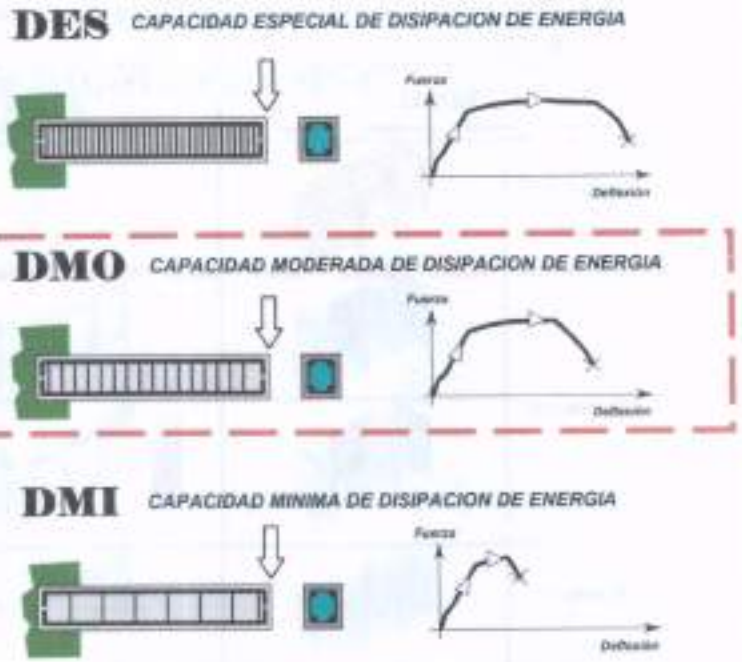


MADERA





Figura 6 - Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico



CAPACIDAD DE DISIPACIÓN ENERGÍA	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
MÍNIMA **DMI**	✓	no	no
MODERADA **DMO**	✓	✓	no
ESPECIAL **DES**	✓	✓	✓

548

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. CARGA MAXIMA DE AFINADOS 1.10 KN/m2/ (110Kgf/m2/) PISO 1
2. CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA (DMO).
3. GRUPO DE USO: I
4. GRADO DE DESEMPEÑO: BAJO
5. SUELO TIPO E
6. GRADO DE DISCIPACION DE ENERGIA (R): 5
7. RESISTENCIA DEL CONCRETO:

VIGAS DE CIM Y LOSA DE CONTRAPISO	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
VIGAS AEREAS	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
VIGUETAS AEREAS	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
COLUMNETAS	f'c=21 MPa (210Kgf/cm2/)

8. RESISTENCIA DEL ACERO:

ACERO PARA #3 Y MAYORES	fy=4200 kg/cm2/
ACERO PARA #2	fy=4200 kg/cm2/

9. RESISTENCIA DE MAMPOSTERIA:

MAMPOSTERIA	f'm=10 MPa (100 Kgf/cm2/)

10. RESISTENCIA DE MORTERO:

MORTERO	f'=12.5 MPa (125 Kgf/cm2/)

5. AVALUO DE CARGAS

AVALUO DE CARGA EN CUBIERTA LIVIANA

Proyecto: 373 - P. Malecon Arauca Caseta Cocina

Análisis Para Cubierta Liviana:



Análisis de cargas por m² de cubierta:

Carga Muerta:		
Peso Propio de la Teja:		0.050T/m²
Peso Estructura Metálica y/o Cielo Raso:		0.040T/m²
Otros Acabados:		0.010T/m²
	Subtotal carga muerta:	0.100T/m²
Carga viva:		0.050T/m²
Carga última de diseño:		0.200T/m²
Peso Granizo:		0.000T/m²

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

6. DISEÑO MAMPOSTERIA CONFINADA

DISEÑO DE MAMPOSTERIA CONFINADA NRS-10 TITULO D10

1. Verificación de uso de mampostería confinada

Tabla A.3-1
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	12 m

Zona sísmica del Proyecto: DMO Maxima altura permitida 12 metros

D.2.1.5 — **MAMPOSTERÍA DE MUROS CONFINADOS** — Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero, reforzada de manera principal con elementos de concreto reforzado construidos alrededor del muro, confinándolo y que cumple los requisitos del capítulo D.10. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (DMO).

2. Datos de entrada y requisitos normativos

Materiales

D.10.4.1 — **RESISTENCIA DEL CONCRETO** — Tanto las columnas como las vigas de confinamiento se deben construir utilizando concreto cuya resistencia mínima a la compresión debe ser 17.5 MPa medida a los 28 días.

Concreto:

Concreto aplicado en columnetas y vigas de Amarre debe ser igual o superior a 17.5 Mpa

Concreto para columnetas y vigas de amarre = 21 MPa

Esfuerzo de fluencia del acero = 420 MPa Para refuerzos mayores de 3/8"

Resistencia de las unidades de Mampostería = 3 MPa F'cu

Res a la compresión del mortero de pega = 12.5 MPa F'cp

Modulo de elasticidad del acero = 200000 MPa

Altura de las unidades de mampostería = 230.0 mm

Factor de corrección por absorción = Kp: Material Arcilla 0.8
Material concreto 1.4

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

3. Resistencia a la compresión de la mampostería NSR-10 D.3.7.5

El valor especificado para la resistencia a la compresión de la mampostería f'M, se debe determinar de acuerdo con uno de los siguientes procedimientos:

A= Por medio de registros Historicos NSR-10 D.3.7.3
B= Por determinacion experimental sobre muretes de prueba NSR-10. D.3.7.4
C= Por medio de ensayos sobre maeriales Individuales NSR-10 D.3.7.5

D.3.7.5 — VALOR DE f'_m BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES — Cuando f'_m no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares o históricos, su valor puede determinarse con base en una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de tal correlación, el valor de f'_m, se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R_m = \left(\frac{2b}{75+3b}\right)f'_{cu} + \left(\frac{50k_p}{75+3b}\right)f'_{cp} \le 0.8f'_{cu} \qquad \text{(D.3.7-1)}$$

$$f'_m = 0.75R_m \qquad \text{(D.3.7-2)}$$

Rm1 1.8 + 0.65 2.5 Mpa

Rm2 2.4 Mpa 2400000 Kg/m*s2

F'm = 1.80 Mpa

4. Verificacion Geometrica - Área Mínima de los muros confinados por nivel NSR-10 D.10.3.4

Area de piso = 28 m2

Coeficiente de aceleracion Pico Efectiva Aa = 0.15

N pisos por encima del nivel considerado = 1

D.10.3.4 — AREA MÍNIMA DE MUROS CONFINADOS POR NIVEL — El área mínima de muros confinados por nivel en cada dirección principal, está limitada por la siguiente expresión:

$$A_m \ge \frac{N\,A_c\,A_p}{28} \qquad \text{(D.10.3-1)}$$

am = 0.21 m2

Area de muros en sentido X



Area de muros en sentido Y



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

D.10.3.2 — **UNIDADES DE MAMPOSTERÍA PERMITIDAS** — La mampostería de muros confinados se debe construir utilizando unidades de concreto, de arcilla cocida o sílico-calcáreas. Las unidades de mampostería pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o macizas y deben cumplir las especificaciones establecidas en D.3.6.

D.10.3.2.1 — *Valores mínimos para la resistencia de las unidades, f'_{cu}* — Las unidades de mampostería que se empleen en la construcción de muros de mampostería confinada deben tener al menos las resistencias mínimas que se dan en la tabla D.10.3-1.

Tabla D.10.3-1
Resistencia mínima de las unidades para muros de mampostería confinada

Tipo de unidad	f'_{cu} (MPa)
Tuete de arcilla	10
Bloque de perforación horizontal de arcilla	3
Bloque de perforación vertical de concreto o de arcilla (ver nota)	5

Tabla D.3.4-1
Clasificación de los morteros de pega por propiedad o por proporción

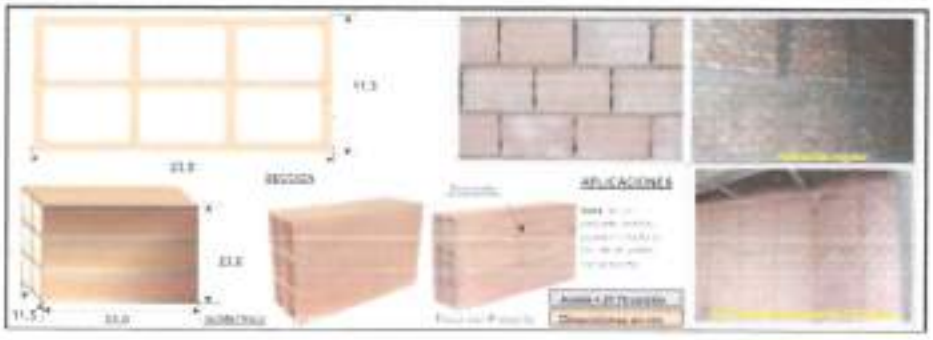
Mortero tipo	Especificación de los morteros por propiedad[1]			Especificación de los morteros por proporción				
	Resistencia mínima a la Compresión f'_{cp} MPa [2]	Flujo en (%)[3]	Retención Mínima de Agua	Cemento Portland	Cal hidratada [4]	Cemento para Mampostería[1]	Arena/Material Cementante[5]	
							Min.	Máx.
H	22.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.00	2.5
M	17.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	110-120	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.0
N[6]	7.5	105-115	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

D.5.2.1 — **MÓDULO DE ELASTICIDAD** — Para los módulos de elasticidad se deben tomar los siguientes valores:

D.5.2.1.1 — *Acero de refuerzo* — El valor para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo debe tomarse como:

$E_s = 200000$ MPa (D.5.2-1)

BLOQUE # 5



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

5. Espesor minimo del muro NSR-10 D.10.3.3

Espesor minimo del muro = 150 mm

Altura libre del piso = 2.5 Metros

relacion = 16.7

6. Predimensionamiento de Columnas NSR-10 D.10.5

D.10.5.2 — **DIMENSIONES MÍNIMAS** — Las dimensiones mínimas para los elementos de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.5.2.1 — ***Espesor mínimo*** — El espesor mínimo de los elementos de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

D.10.5.2.2 — ***Área mínima*** — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²).

Requisito del espesor de la columna = 150 mm Ok

Columna 1			Columna 2		
Longitud de columna =	15 cm		Longitud de columna =	15 cm	
Ancho de Columna =	20 cm		Ancho de Columna =	20 cm	
Area de columna =	300 cm	Cumple	Area de columna =	300 cm	Cumple
Recubrimiento de Columna =	3 cm		Recubrimiento de Columna =	3 cm	

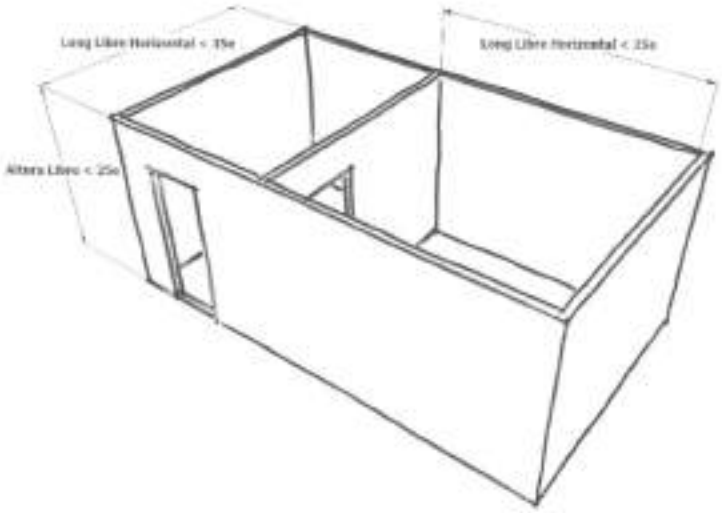
Dentro de la modelación tenemos la posibilidad de que las columnas de confinamiento tengan una sección igual o diferente, mientras cumplan los requisitos mínimos de la NSR-10.

Ubicación de Columnas de confinamiento NSR-10 D.10.5.3

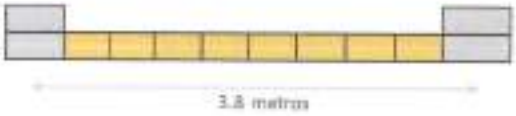
D.10.5.3 — **UBICACIÓN** — Deben colocarse columnas de confinamiento en los siguientes lugares:

(a) En los extremos de todos los muros estructurales.
(b) En las intersecciones con otros muros estructurales.
(c) En lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento ó 4 m.

El espesor mínimo afecta directamente a la altura libre y a la longitud libre horizontal, tal como lo muestra la siguiente imagen



Longitud 1 (35*espesor)=	5.3	metros
Longitud 2 (1.5*altura muro)=	3.8	metros
Longitud 3=	4	metros
Separacion maxima de columnas de centro a centro=	**3.8**	**metros**



Refuerzo mínimo Columnas de Confinamiento NSR-10 D.10.5.4

D.10.5.4 — REFUERZO MINIMO — El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** - No debe ser menor de 3 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El área de refuerzo longitudinal debe ser mayor o igual a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento, pero el refuerzo longitudinal no puede ser menor al requerido para atender los esfuerzos de diseño de acuerdo a D.10.7.

(b) ***Refuerzo transversal*** – Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm) espaciados a una separación no mayor de 1.5 veces la menor dimensión del elemento, o 200 mm. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.



Lo >	45 cm	45 cm
	3*B col	45 cm
	1/6 luz entre columnas	62.5 cm
So	1.5 E col	30 cm
	20 cm	20 cm
	Zona Confinada So =	10 cm
	Zona no Confinada So =	20 cm

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

7. Predimensionamiento de Vigas NSR-10 D.10.6

D.10.6.2 — DIMENSIONES MINIMAS — Las dimensiones mínimas para las vigas de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.6.2.1 — *Espesor mínimo* — El espesor mínimo de las vigas de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

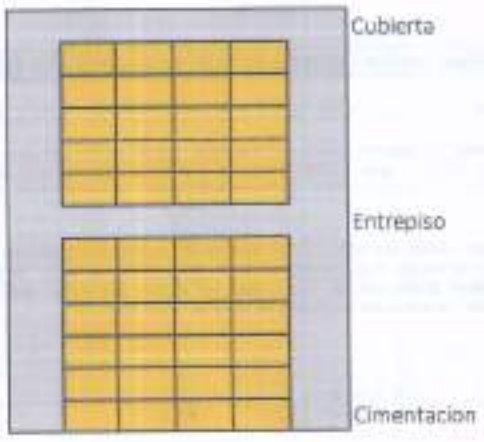
D.10.6.2.2 — *Área mínima* — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²). En caso de utilizarse una losa de entrepiso maciza de espesor superior o igual a 100 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa. En vigas que requieran enchaparse, el ancho especificado pueda reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior al mínimo.

Espesor mínimo del muro =	150 mm			
Altura de la Viga =	20 cm			
Ancho de la Viga =	15 cm			
Area de Viga =	300 cm	>	200 cm	Cumple

Ubicación de vigas de confinamiento NSR-10 - D.10.6.3

D.10.6.3 — UBICACIÓN — Deben colocarse vigas horizontales de confinamiento en el arranque y en el remate del muro, en los entrepisos y a distancias libres verticales no mayores de 25 veces el espesor del muro. Las vigas deben disponerse formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso ó la cubierta. Deben ubicarse vigas amarres en los siguientes sitios:

(a) ***A nivel de cimentación*** — El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.
(b) ***A nivel del sistema de entrepiso*** — Las vigas de amarre deben ser parte del sistema de entrepiso.
(c) ***A nivel del enrase de cubierta*** — Se presentan dos opciones para la ubicación de las vigas de amarre y la configuración del diafragma:
1. Vigas horizontales al nivel de dinteles más cintas de amarre como remate de las culatas.
2. Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas, combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas.



DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Predimensionamiento de cintas de amarre NSR-10 D.10.6.7

D.10.6.7 — **CINTAS DE AMARRE** — Se consideran las cintas de amarre como elementos suplementarios a las vigas de amarre, utilizables en antepechos de ventanas, en remates de culatas, en remates de parapetos, etc. Las cintas de amarre deben construirse de tal manera que se garantice el trabajo monolítico con el elemento que rematan. El refuerzo longitudinal de las cintas de amarre se debe anclar en los extremos terminales. Indistintamente se puede utilizar como cinta de amarre cualquiera de los siguientes elementos:

(a) Un elemento de concreto reforzado de altura superior o igual a 100 mm, con ancho igual al espesor del elemento que rematan y reforzada mínimo con dos barras longitudinales N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El refuerzo transversal debe ser el necesario para mantener en la posición deseada las barras longitudinales.

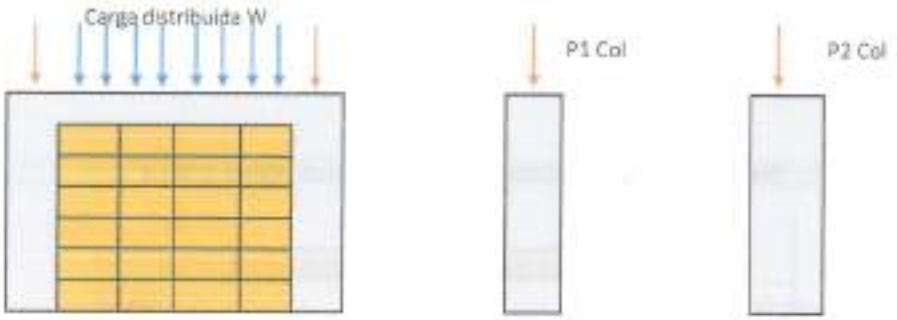
(b) Un elemento construido con piezas de mampostería tipo U, reforzado longitudinalmente mínimo con dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm), e inyectado con mortero de inyección de resistencia a la compresión no inferior a 14 MPa.

Altura de la cinta de amarre = 10 cm

Base de la cinta de amarre = 15 cm

Area de Viga = 150 cm

8. Diseño de muro de mampostería confinada
Resistencia Ultima



Resistencia de diseño >= Resistencia Requerida Ultima

Resistencia de diseño = Factor de reduccion Ø * Resistencia Nominal

Resistencia Requerida U = Factores de carga*Solicitaciones de carga de servicio

Ø Rn >= Ru

Resistencia a momento ØMn >= Mu

Resistencia a cortante Øvc >= Vu

Resistencia a carga axial ØPn >= Pu

Resistencia a Torsion ØTn >= Tu

D.10.7.2 — **VALORES DE ϕ** — En vez de los valores de ϕ dados en D.9.1.5, deben emplearse los siguientes:

(a) Carga axial de compresión, con o sin flexión ..... ϕ = 0,65
(b) Carga axial de tracción ..... ϕ = 0,85
(c) Flexión sin carga axial ..... ϕ = 0,85
(d) Cortante ..... ϕ = 0,50

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Carga Axial Ultima Pu

Columna 1 = Pu1 22 Kn

Columna 2 = Pu2 22 Kn

Muro = Pum 22 Kn

Cortante Ultimo Vu

Columna 1 = Vu1 15 Kn

Columna 2 = Vu2 15 Kn

Viga = Vu3 30 Kn

Muro = Vu4 12 Kn

Momento Ultimo Mu

Columna 1 = Mu1 50 Kn*m

Columna 2 = Mu2 45 Kn*m

Muro = Mum60 Kn*m

Diseño para carga axial Columnas de confinamiento NSR-10 D.10.7.4

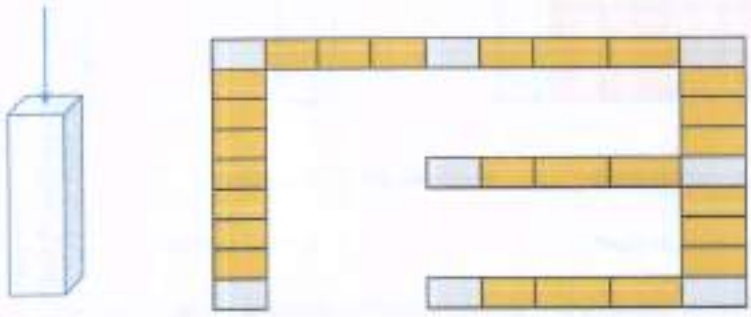


TABLA C.3.5.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)

Designación de la barra (vease la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El No. de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

DISEÑO DE MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Diseño muro en mampostería confinada, teniendo en cuenta las consideraciones del título D de la norma colombiana sismo resistente NSR-10

3.0 DATOS DE ENTRADA

DEFINICIÓN DE MATERIALES

- Resistencia del concreto $f'c := 21\ MPa$
- Esfuerzo de fluencia del acero $fy := 420\ MPa$
- Resistencia de las unidades de mampostería $f'cu := 3\ MPa$
- Resistencia a la compresión del mortero de pega $f'cp := 12.5\ MPa$
- Modulo de elasticidad del acero $E_s := 200000\ MPa$
- Altura de la unidad de mampostería [mm] $h := 2500$
- Factor de corrección por absorción $Kp := \text{Material: Arcilla}$

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Cálculo del coeficiente para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería basado en la calidad de los materiales **(D.3.7.5)**

$$Rm_1 := \frac{2 \cdot h}{75 + 3 \cdot h} \cdot f'cu + \frac{50\ Kp}{75 + 3 \cdot h} \cdot f'cp = 2\ MPa$$

$$Rm_2 := 0.8 \cdot f'cu = 2.4\ MPa$$

$$Rm = 2046204.6\ \frac{kg}{m \cdot s^2}$$

Finalmente la resistencia a la compresión del muro es:

$$f'm := 0.75 \cdot Rm = 1.5\ MPa$$

4.0 VERIFICACIONES GEOMÉTRICAS DEL PROYECTO

4.1 ÁREA MÍNIMA DE LOS MUROS CONFINADOS POR NIVEL (D.10.3.4)

- Área del piso — $Ap := 28.56\ m^2$
- Coeficiente de aceleración pico efectiva — $Aa := 0.15$
- Número de pisos por encima del nivel considerado — $N := 1$

$$Am := \frac{Ap \cdot Aa \cdot N}{20} = 0.2\ m^2$$

Área de muros en sentido X — $A_X := 0.57\ m^2$

$A_X =$ "Cumple"

Área de muros en sentido Y — $A_Y := 0.64\ m^2$

$A_Y =$ "Cumple"

4.2 ESPESOR MÍNIMO DEL MURO (D.10.3.3)

- Espesor mínimo del muro — $t > 110\ mm$

Relación entre la altura libre y el espesor del muro

- Altura libre de piso — $hl := 2.50\ m$
- Espesor del muro — $t := 15\ cm$

$$Relación := \frac{hl}{t} = 16.7$$

$$t_{final} = 0.2\ m$$

$$t := t_{final} = 15\ cm$$

4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS (D.10.5)

- Requisito del espesor de la columna $H_{col} \geq t$

Espesor definido del muro

$t = 15\ cm$

- Requisito del Área de la columna $A_{ci} \geq 200\ cm^2$

Columna 1

- Altura de la columna $H_{col1} := 20\ cm$
- Ancho de la columna $B_{col1} := 15\ cm$
- Área de la columna 1 $A_{ci1} := B_{col1} \cdot H_{col1} = 300\ cm^2$

Columna 2

- Altura de la columna $H_{col2} := 20\ cm$
- Ancho de la columna $B_{col2} := 15\ cm$
- Área de la columna 2 $A_{ci2} := B_{col2} \cdot H_{col2} = 300\ cm^2$

Nota: Dentro de la modelación tenemos la posibilidad de que las columnas de confinamiento tengan una sección igual o diferente, mientras cumplan los requisitos mínimos de la NSR-10.

- Recubrimiento de columna de confinamiento $r_c := 2.5\ cm$

4.3.2 Ubicacion de las columnas de confinamiento D.10.5.3

- Extremos de los muros estructurales
- Intersecciones con otros muros estructurales
- En el menor de los siguientes parámetros (Longitud máxima del muro)

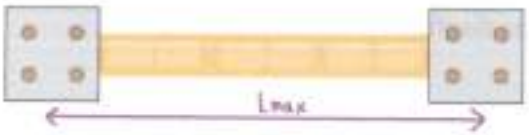
$$L_1 := 35 \cdot t = 5.3\ m$$

$$L_2 := 1.5 \cdot hl = 3.8\ m$$

$$L_3 := 4\ m$$

Separación máxima de columnas de centro a centro

$$L_{max} := min\left(L_1, L_2, L_3\right) = 3.8\ m$$



4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA (D.10.6)

- El espesor del muro

$$t = 15\ cm$$

$$H_{viga} \geq t$$

- Altura de la viga

$$H_{viga} := 20\ cm$$

- Ancho de la viga

$$B_{viga} := 15\ cm$$

$$Ag \geq 200\ cm^2$$

- Área de la viga

$$Ag := B_{viga} \cdot H_{viga} = 300\ cm^2$$

4.3.2 Ubicación de las vigas de confinamiento D.10.6.3

- Al nivel de la cimentación
- Al nivel del entrepiso (si se usa losa de entrepiso maciza mayor a 100 mm se pueden evitar las vigas y ubicar el refuerzo dentro de la losa)
- Al nivel de la cubierta

PREDIMENSIONAMIENTO DE CINTAS DE AMARRE (D.10.6.7)

$$H_{cinta} \geq 100\ mm$$

$$B_{cinta} := t$$

- Altura de la cinta de amarre

$$H_{cinta} := 10\ cm$$

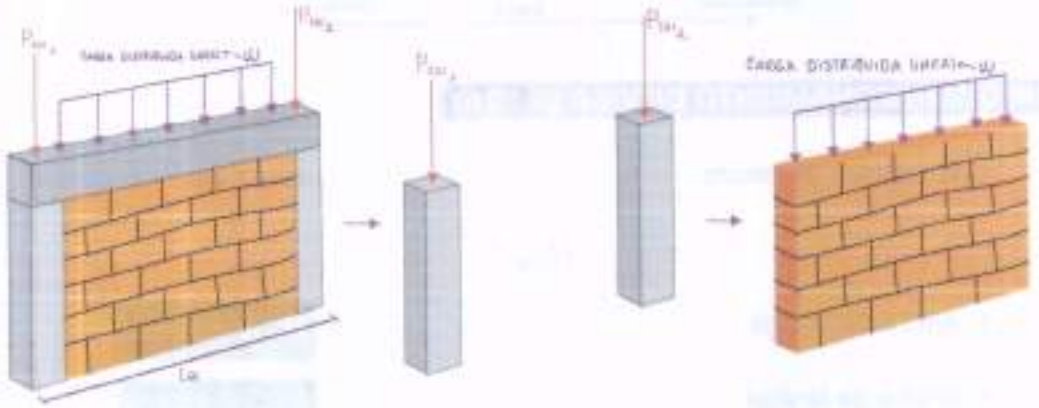
- Base de la cinta de amarre

$$B_{cinta} := 12\ cm$$

5.0 DISEÑO MURO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Para diseñar el muro de mampostería confinada, debemos contemplar todos los requisitos normativos.

Asimismo haber efectuado un estudio de la geometría de la arquitectura, un avaluo de cargas (Carga muerta, Carga viva, Cargas accidentales), un predimensionamiento de los elementos, un análisis sísmico (NSR-10 A.3.4) ; las irregularidades, las combinaciones de cargas, chequear derivas y si todo queda acorde a los lineamientos normativos exportamos los resultados para realizar el diseño.



DATOS DE SALIDA DEL MODELO

• CARGA AXIAL ULTIMA Pu

Nota: Estos valores salen del análisis estructural .

Columna 1	$Pu_1 = 22\ kN$
Columna 2	$Pu_2 = 22\ kN$
Muro	$Pu_m = 22\ kN$

• CORTANTE ULTIMO Vu

Nota: Estos valores salen del análisis estructural .

Columna 1	$Vu_1 = 15\ kN$
Columna 2	$Vu_2 = 15\ kN$
Viga	$Vu_3 = 30\ kN$
Muro	$Vu_m = 12\ kN$

- **MOMENTO ULTIMO Mu**

Nota: Estos valores salen del análisis estructural .

Columna 1 $Mu_1 := 50\ kN \cdot m$

Columna 2 $Mu_2 := 45\ kN \cdot m$

Muro $Mu_m := 60\ kN \cdot m$

5.4 DISEÑO PARA CARGA AXIAL COLUMNAS D.10.7.4

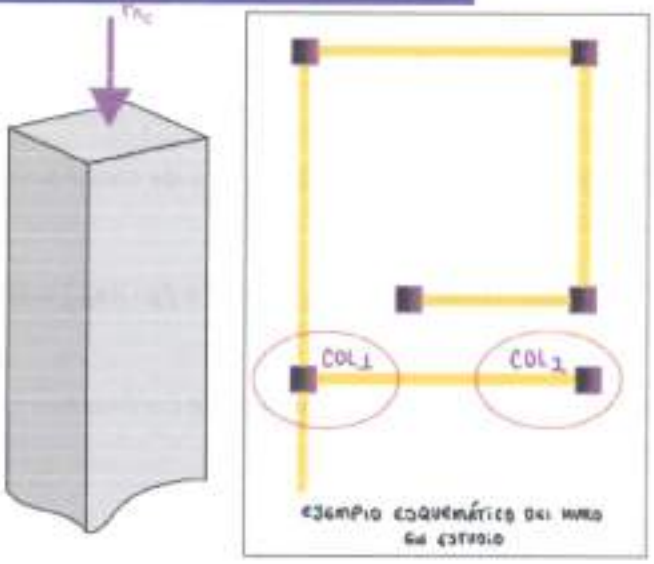


TABLA C.3.5.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El No. de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

COLUMNA 1:

- Área de la sección de la columna de confinamiento $A_{ci1} = 300\ cm^2$
- Resistencia del concreto $f'c = 21\ MPa$
- Esfuerzo de fluencia del acero $fy = 420\ MPa$
- Área total del acero longitudinal de la columna de confinamiento

---

Área del acero de refuerzo: $As_{t1} :=$ Varilla: #3 · Cantidad: 3

$$As_{t1} = 213\ mm^2$$

Resistencia nominal a la compresión de los elementos de confinamiento de la columna 1.

$$Pnc_1 := 0.8 \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot \left(A_{ci1} - As_{t1}\right) + fy \cdot As_{t1}\right) = 496.9\ kN$$

Resistencia nominal a la tracción de los elementos de confinamiento de la columna 1.

$$Pnt_1 := -fy \cdot As_{t1} = -89.5\ kN$$

COLUMNA 2:

- Área de la sección de la columna de confinamiento $A_{ci2} := 400\ cm^2$
- Resistencia del concreto $f'c = 21\ MPa$
- Esfuerzo de fluencia del acero $fy = 420\ MPa$
- Área total del acero longitudinal de la columna de confinamiento

---

Área del acero de refuerzo: $As_{t2} :=$ Varilla: #3 · Cantidad: 3

$$As_{t2} = 213\ mm^2$$

Resistencia nominal a la compresión de los elementos de confinamiento de la columna 2.

$$Pnc_2 := 0.8 \cdot \left(0.85 \cdot f'c \cdot \left(A_{ci2} - As_{t2}\right) + fy \cdot As_{t2}\right) = 639.7\ kN$$

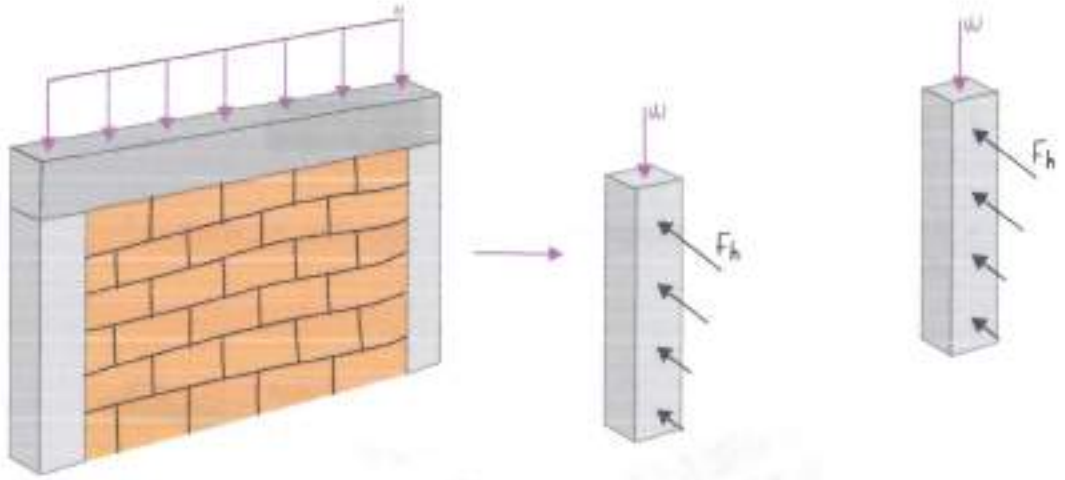
Resistencia nominal a la tracción de los elementos de confinamiento de la columna 2.

$$Pnt_2 := -fy \cdot As_{t2} = -89.5\ kN$$

Nota: Estos valores que obtuvimos de la carga axial nominal de las columnas los revisaremos mas adelante.

5.5 DISEÑO DEL MURO EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR A SU PLANO

La resistencia a la flexo-compresión es contribuida únicamente por las columnas de confinamiento.

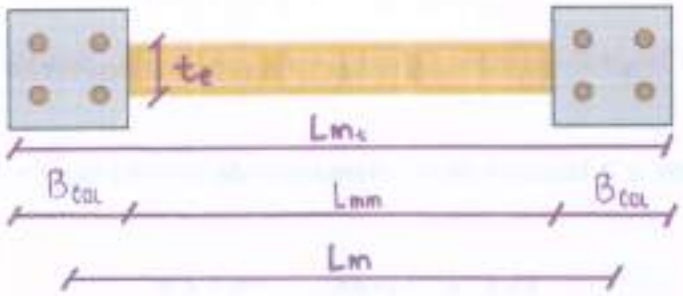


5.5.1 Resistencia a Flexo-Compresión de las columnas de confinamiento

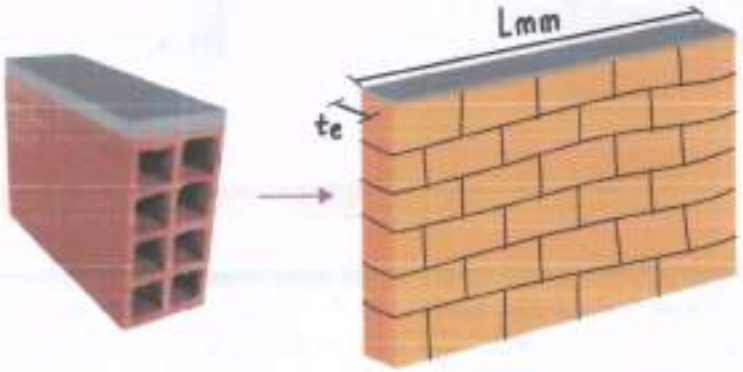
Para el análisis a flexo-compresión de las columnas de confinamiento nos remitimos al titulo C.10-Flexión y cargas axiales de la norma NSR-10. Para lo cual es necesario realizar el diagrama de interacción perpendicular al plano del muro para cada una de las columnas de confinamiento.

Este material no esta dentro del alcance del presente material premium de ciencia estructural, ya que hace parte del diseño de columnas de concreto reforzado.

5.5.2 Resistencia a Cortante del muro de mampostería (D.10.7.5.2)



- Longitud del muro de centro a centro de las columnas de confinamiento — $lm := 2.5\ m$
- Base de la columna 1 — $B_{col1} = 15\ cm$
- Base de la columna 2 — $B_{col2} = 15\ cm$
- Longitud del muro de mampostería — $lm_m := lm - \frac{B_{col1}}{2} - \frac{B_{col2}}{2} = 2.4\ m$
- Espesor efectivo del muro — $t_e := 12\ cm$
- Área efectiva de la sección de mampostería — $Ae := lm_m \cdot t_e = 0.3\ m^2$



- Área neta del alma de la sección D.5.4.5 — $A_{nv} := Ae$

- Resistencia a la compresión de la mampostería $f'm = 1.5\ MPa$

Resistencia nominal para fuerza cortante (D.5.7.4):

$$Vn_m := \frac{1}{6} A_{mv} \cdot \sqrt{f'm.} = 58.2\ kN$$

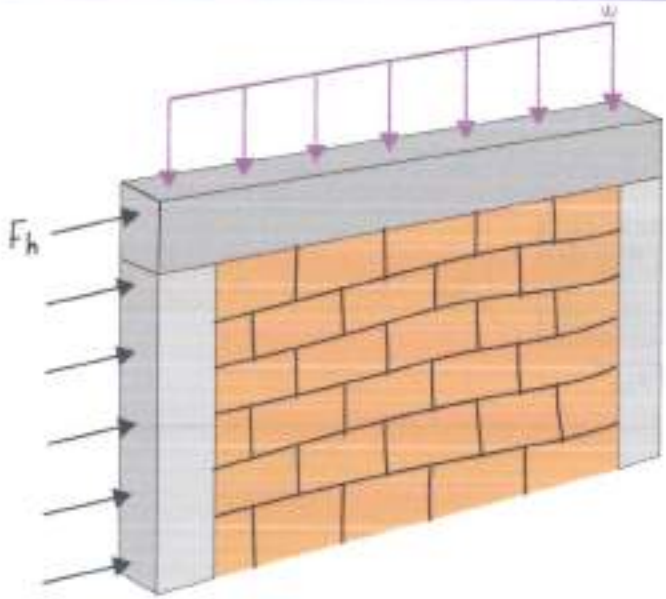
$$Vu_m = 12\ kN$$

$$\Phi := 0.5$$

$$Vu_m \leq \phi Vn_m$$

$$Diseño\_corte\_perpendicular\_muro = \text{"Cumple"}$$

5.6 RESISTENCIA A LA FLEXO-COMPRESIÓN EN LA DIRECCIÓN PARALELA A SU PLANO



El diseño a flexo-compresión del muro puede realizarse por uno de los dos procedimientos siguientes: Resistencia a flexo-compresión despreciando la contribución de la mampostería y la Resistencia a flexo-compresión teniendo en cuenta la contribución de la mampostería.

5.6.1 Resistencia a flexo-compresión **despreciando** la contribución de la mampostería

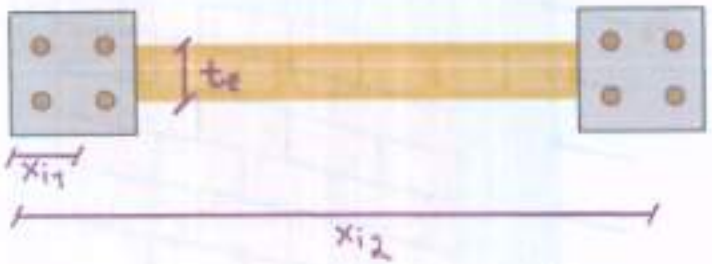
- Aplica **ÚNICAMENTE** cuando las columnas de confinamiento **NO** son iguales en sus secciones

  - Base de la columna 1 $B_{col1} = 15\ cm$
  - Altura de la columna 1 $H_{col1} = 20\ cm$
  - Base de la columna 2 $B_{col2} = 15\ cm$
  - Altura de la columna 2 $H_{col2} = 20\ cm$
  - Área de la columna 1 $A_{ci1} := B_{col1} \cdot H_{col1} = 300\ cm^2$
  - Área de la columna 2 $A_{ci2} := B_{col2} \cdot H_{col2} = 300\ cm^2$

Área total de las columnas de confinamiento del muro

$$A_{ct} := A_{ci1} + A_{ci2} = 600\ cm^2$$

- Longitud del muro de mampostería (Incluyendo los bordes externos de columnas) $lm_t := lm + \frac{B_{col1}}{2} + \frac{B_{col2}}{2} = 2.7\ m$



Distancia al centroide

Columna 1

$$x_{i1} := \frac{B_{col1}}{2} = 0.1\ m$$

Columna 2

$$x_{i2} := lm_t - \frac{B_{col2}}{2} = 2.6\ m$$

Centroide de las columnas de confinamiento

$$x := \frac{A_{ci1} \cdot x_{i1} + A_{ci2} \cdot x_{i2}}{A_{ct}} = 132.5\ cm$$

Momento de inercia de las columnas de confinamiento del muro con respecto a su centroide

$$I_{ct} \sum_{i=1}^{n} A_{ci} \left(x_i - x\right)$$

$$I_{ct} := A_{ci1} \cdot \left(x_{i1} - x\right)^2 + A_{ci2} \cdot \left(x_{i2} - x\right)^2 = 9375000\ cm^4$$

Valor absoluto del incremento de la carga axial sobre la columna de confinamiento

Columna 1

$$\Delta Pu_{i1} := \left| \frac{Mu_1 \cdot \left(\left(A_{ci1}\right) \cdot \left(x_{i1} - x\right)\right)}{I_{ct}} \right| = 20\ kN$$

Columna 2

$$\Delta Pu_{i2} := \left| \frac{Mu_2 \cdot \left(\left(\left(A_{ci2}\right) \cdot \left(x_{i2} - x\right)\right)\right)}{I_{ct}} \right| = 18\ kN$$

Carga solicitada en compresión y tracción sobre la columna de confinamiento

Columna 1

$$Puc_1 := \frac{A_{ci1}}{A_{ct}} \cdot Pu_1 + \Delta Pu_{i1} = 31\ kN$$

$$Put_1 := \frac{A_{ci1}}{A_{ct}} \cdot Pu_1 - \Delta Pu_{i1} = -9\ kN$$

Columna 2

$$Puc_2 := \frac{A_{ci2}}{A_{ct}} \cdot Pu_2 + \Delta Pu_{i2} = 29\ kN$$

$$Put_2 := \frac{A_{ct2}}{A_{ct}} \cdot Pu_2 - \Delta Pu_{t2} = -7\ kN$$

En cada una de las columnas de confinamiento del muro deben cumplirse las condiciones siguientes

$$\Phi_1 := 0.65 \qquad \Phi_2 := 0.85$$

Columna 1

$$Pnc_1 = 496.9\ kN \qquad Pnt_1 = -89.5\ kN$$

$$\Phi_1 Pnc_1 := \Phi_1 \cdot Pnc_1 = 323\ kN \qquad \Phi_1 Pnt_1 := \Phi_2 \cdot Pnt_1 = -76\ kN$$

Columna 2

$$Pnc_2 = 639.7\ kN \qquad Pnt_2 = -89.5\ kN$$

$$\Phi_1 Pnc_2 := \Phi_1 \cdot Pnc_2 = 415.8\ kN \qquad \Phi_1 Pnt_2 := \Phi_2 \cdot Pnt_2 = -76\ kN$$

$$Puc \leq \Phi_1 Pnc \qquad Put \geq \Phi_2 Pnt$$

Columna 1

$$Diseño\_compresión\_axial1 = \text{“Cumple”}$$

$$Diseño\_tracción\_axial1 = \text{“Cumple”}$$

Columna 2

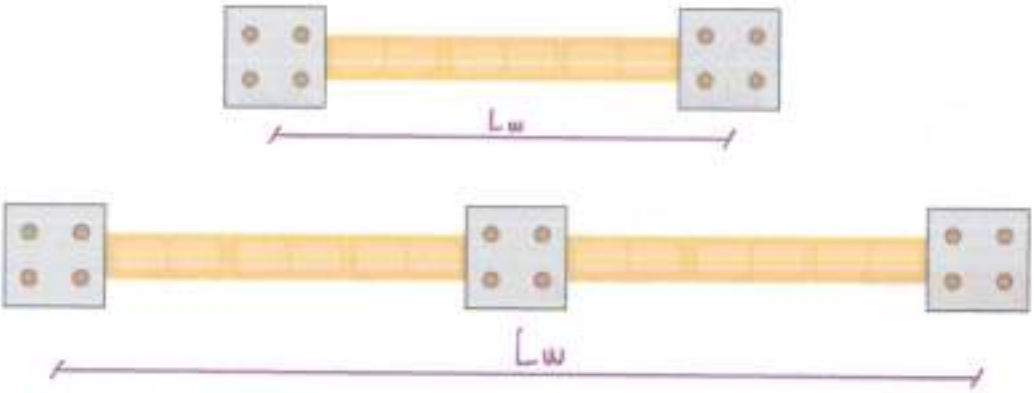
$$Diseño\_compresión\_axial2 = \text{“Cumple”}$$

$$Diseño\_tracción\_axial2 = \text{“Cumple”}$$

- Aplica **ÚNICAMENTE** cuando las columnas de confinamiento **SI** son iguales en sus secciones

  - Longitud total del muro medida de centro a centro de columnas de **borde**

$l_w := 2.5\ m$



Valor absoluto del incremento de la carga axial sobre la columna de confinamiento

Columna 1

$Mu_1 = 50\ kN \cdot m$

$$\Delta Pu_1 := \frac{Mu_1}{l_w} = 20\ kN$$

Columna 2

$Mu_2 = 45\ kN \cdot m$

$$\Delta Pu_2 := \frac{Mu_2}{l_w} = 18\ kN$$

Carga solicitada en compresión y tracción sobre la columna de confinamiento

Compresión

Columna 1

$Pu_1 = 22\ kN$

$$Puc_1 := \frac{Pu_1}{2} + \Delta Pu_1 = 31\ kN$$

Columna 2

$Pu_2 = 22\ kN$

$$Puc_2 := \frac{Pu_2}{2} + \Delta Pu_2 = 29\ kN$$

Tracción

Columna 1

$$Put_1 := \frac{Pu_1}{2} - \Delta Pu_1 = -9\ kN$$

Columna 2

$$Put_2 := \frac{Pu_2}{2} - \Delta Pu_2 = -7\ kN$$

En cada una de las columnas de confinamiento del muro deben cumplirse las condiciones siguientes

$$\Phi_1 := 0.65 \qquad \Phi_2 := 0.85$$

Columna 1

$$Pnc_1 = 496.9\ kN \qquad Pnt_1 = -89.5\ kN$$

$$\Phi_1 Pnc_1 := \Phi_1 \cdot Pnc_1 = 323\ kN \qquad \Phi_1 Pnt_1 := \Phi_2 \cdot Pnt_1 = -76\ kN$$

Columna 2

$$Pnc_2 = 639.7\ kN \qquad Pnt_2 = -89.5\ kN$$

$$\Phi_1 Pnc_2 := \Phi_1 \cdot Pnc_2 = 415.8\ kN \qquad \Phi_1 Pnt_2 := \Phi_2 \cdot Pnt_2 = -76\ kN$$

$$Puc \le \Phi_1 Pnc \qquad Put \ge \Phi_2 Pnt$$

Nota: En este caso como las columnas son iguales los valores de Pnc y Pnt son iguales.

Columna 1

$$Diseño\_compresión\_axial1 = \text{"Cumple"}$$

$$Diseño\_tracción\_axial1 = \text{"Cumple"}$$

Columna 2

$$Diseño\_compresión\_axial2 = \text{"Cumple"}$$

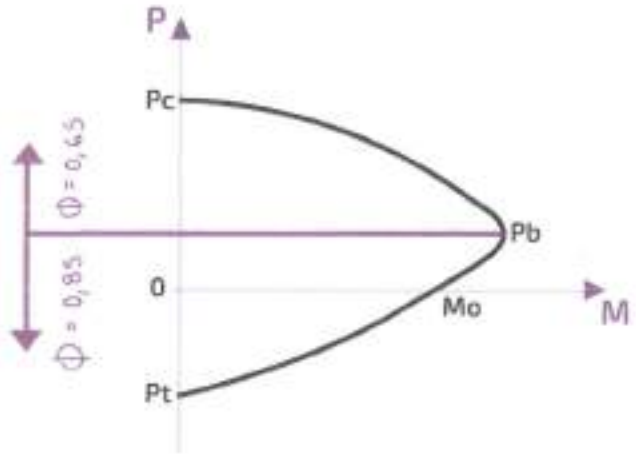
$$Diseño\_tracción\_axial2 = \text{"Cumple"}$$

5.6.2. Resistencia a flexo-compresión teniendo en cuenta la contribución de la mampostería

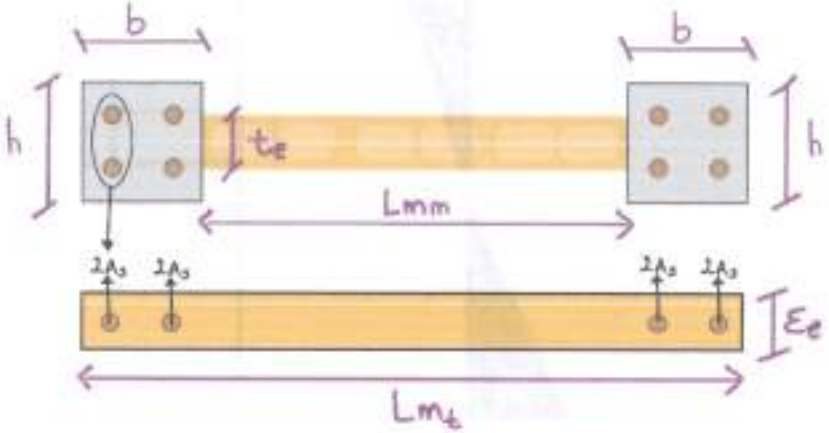
Mn se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial, considerando el muro de mampostería y los elementos de confinamiento.

DIAGRAMA DE INTERACCION DEL MURO





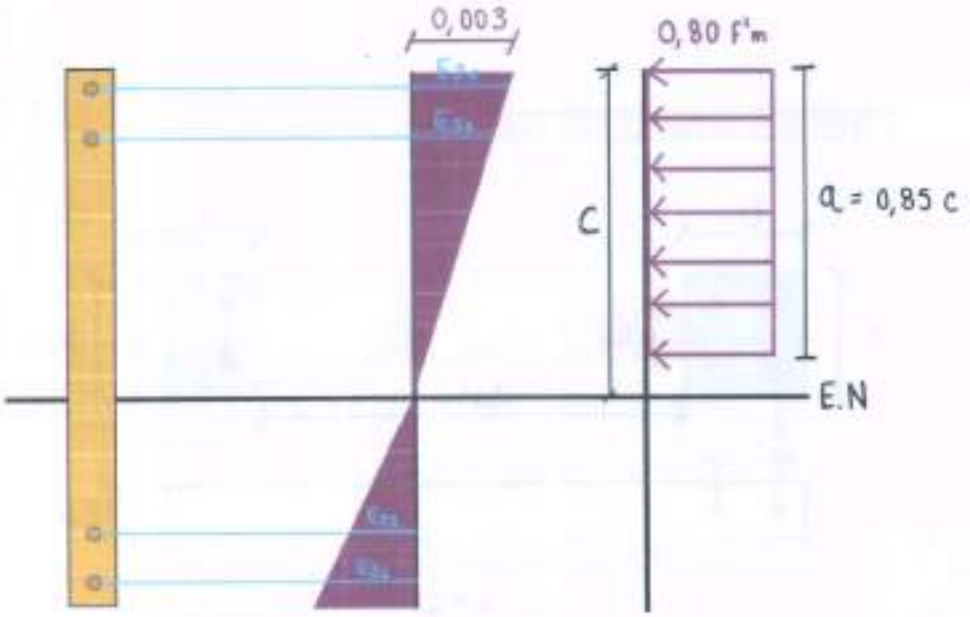
Simplificación del muro de mampostería



Datos de entrada

- Espesor del muro $t = 15\ cm$
- Longitud muro de mampostería $lm_m = 2.4\ m$
- Recubrimiento de columna de confinamiento $r_c = 2.5\ cm$
- Área efectiva $Ae_m := (t \cdot lm_m) + A_{cl1} + A_{cl2} = 0.4\ m^2$
- Longitud total del muro $lm_t = 2.7\ m$
- Espesor equivalente del muro $t_e := \frac{Ae_m}{lm_t} = 15.6\ cm$
- Deformación unitaria del acero en fluencia $\varepsilon s := \frac{fy}{E_s} = 0.0021$
- Deformación unitaria de la mampostería $\varepsilon m := 0.003$

Diagrama de deformación del muro



Carga axial máxima del muro de mampostería (D.5.5)

- Área efectiva de la mampostería $Ae_m = 4125\ cm^2$
- Área del acero $As_t := As_{t1} + As_{t2}$

Máxima resistencia axial teórica

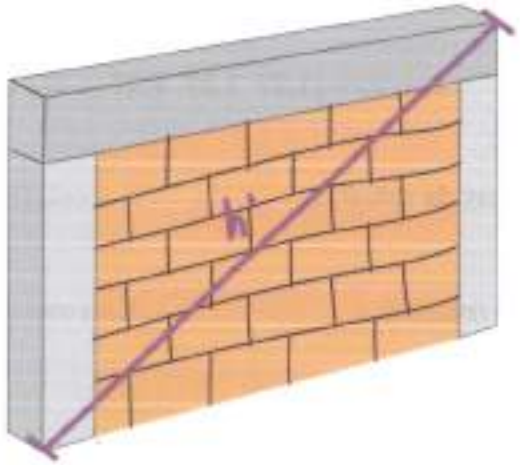
$$Po_1 := 0.8 \cdot f'm \cdot \left(Ae_m - As_t\right) + As_t \cdot fy = 684.8\ kN$$

$$Po_2 := f'm \cdot Ae_m = 633\ kN$$

$$Po := min\left(Po_1, Po_2\right) = 633\ kN$$

Coeficiente para tener en cuenta los efectos de la esbeltez

- Longitud total del muro $lm_t = 2.7\ m$
- Altura libre de piso $hl = 2.5\ m$
- Longitud diagonal del muro $h' := \sqrt[2]{lm_t^{\,2} + hl^2} = 3.6\ m$



$$Re = 0.689$$

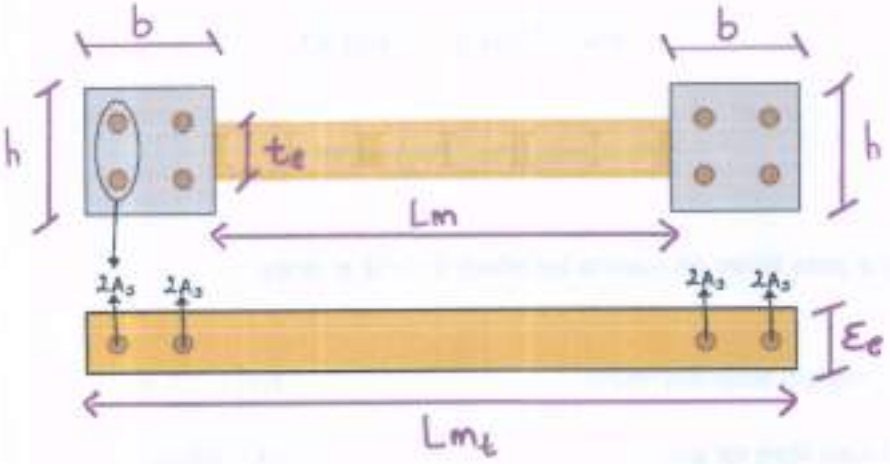
Resistencia nominal para carga axial

$$Pn_{max} := 0.8 \cdot Po \cdot Re = 349.2\ kN$$

$$\Phi := 0.65$$

$$\Phi Pn_{max} := \Phi \cdot Pn_{max} = 227\ kN$$

Distribución de barras



$$barras := \left[\frac{1}{2}\ \frac{1}{2}\ \frac{1}{2}\ \frac{1}{2}\right] in$$

$$barras = \left[1.27\ \ 1.27\ \ 1.27\ \ 1.27\right] cm$$

Número de columnas de refuerzo $n := \mathrm{cols}(barras) = 4$

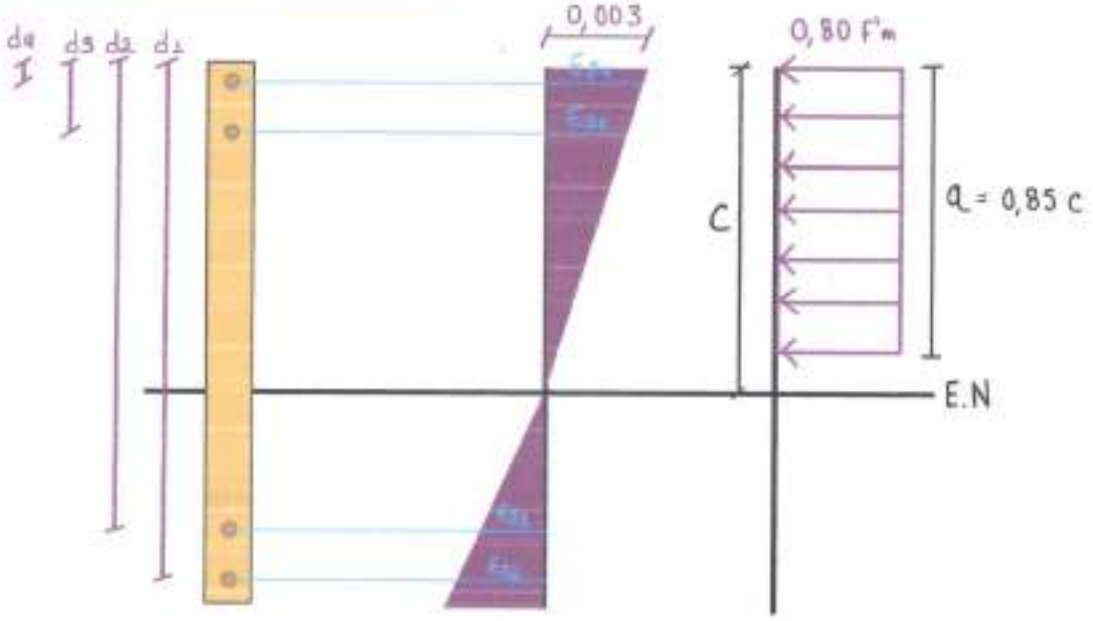
Número de filas de refuerzo $k := \mathrm{rows}(barras) = 1$

Área de cada barra de acero

$$As_{di} := \frac{\pi \cdot \overrightarrow{barras^2}}{4} \cdot 2 = \left[2.534\ \ 2.534\ \ 2.534\ \ 2.534\right] cm^2$$

¡Pilas! Recuerden la simplificación para determinar el área del acero del muro.

Ubicación de las barras de acero



Nota: En caso de tener una cantidad y posición diferente de barras se deberá colocar manualmente

$$d4 := r_c + \frac{barras_{k,1}}{2} = 3.1\ cm$$

$$d3 := H_{col1} - r_c - \frac{barras_{k,2}}{2} = 16.9\ cm$$

$$d2 := lm_i - H_{col2} + r_c + \frac{barras_{k,3}}{2} = 248.1\ cm$$

$$d1 := lm_i - r_c - \frac{barras_{k,4}}{2} = 261.9\ cm$$

$$d := \begin{bmatrix} d4 \\ d3 \\ d2 \\ d1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.1 \\ 16.9 \\ 248.1 \\ 261.9 \end{bmatrix} cm$$

Valor de **C** (distancia del eje neutro a la fibra última a compresión) en función de **a** (altura del bloque de compresión).

$$c(a) := \frac{a}{0.85}$$

Esfuerzo en cada línea de barras

$$f_s(i,a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon s \leftarrow \varepsilon m \cdot \dfrac{c(a) - d_i}{c(a)} \\ \operatorname{sign}(\varepsilon s) \cdot min\left(\left\| E_s \cdot \varepsilon s \right\|, fy\right) \end{array} \right.$$

Convención de signos

POSITIVO (+) Compresión NEGATIVO (-) Tensión

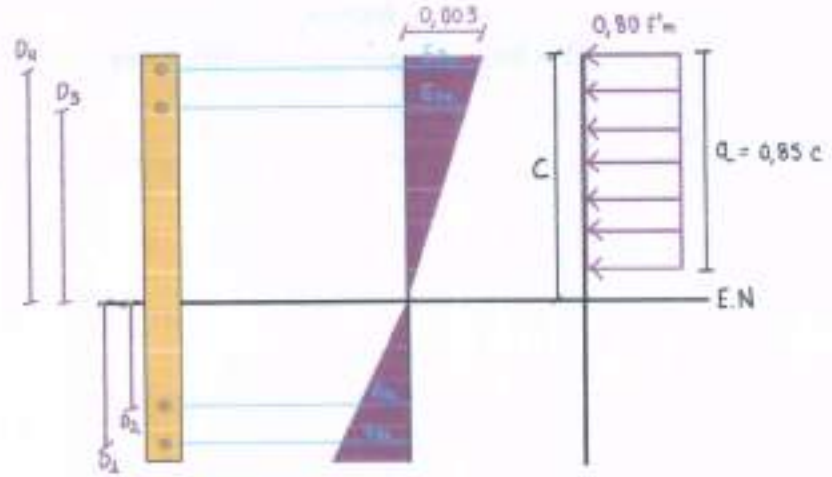
Factor de reducción de resistencia

$$\Phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \varepsilon m \cdot \dfrac{c(a) - d1}{c(a)} \\ \Phi \leftarrow \max\left(min\left(0.85, 0.65 + \left(\left\| \varepsilon_t \right\| - \varepsilon s\right) \cdot \dfrac{2000}{29}\right), 0.65\right) \end{array} \right.$$

Carga axial con el factor de reducción de resistencia

$$\Phi Pn(a) := min\left(\Phi(a) \cdot \left(0.8 \cdot f'm \cdot a \cdot t_e + \sum_{i=1}^{n} As_{di_{1,i}} \cdot f_s(i,a)\right), \Phi Pn_{max}\right)$$

Momento resistente con el factor de reducción de resistencia



$$\Phi Mn(a) := \Phi(a) \cdot \left(0.8 \cdot f'm \cdot a \cdot t_e \cdot \left(\frac{lm_t}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^{n} As_{di_{1,i}} \cdot f_s(i,a) \cdot \left(\frac{lm_t}{2} - d_i\right)\right)$$

Convención de signos

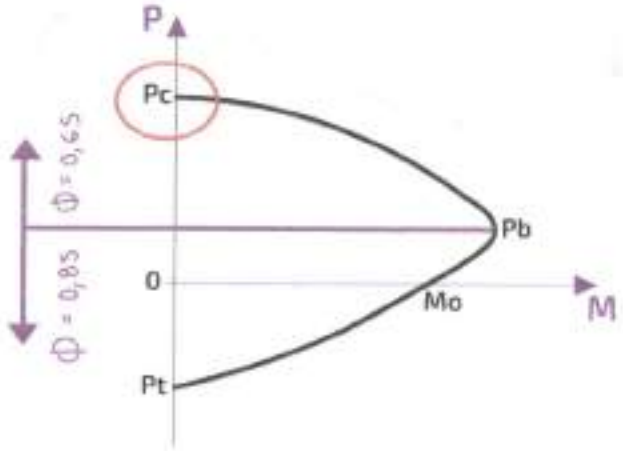
POSITIVO (+)	Momento anti-horario
NEGATIVO (-)	Momento horario

Rango de valores de a

$$a := 0, \frac{lm_t}{1000} .. lm_t \qquad a = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.3 \\ 0.5 \\ 0.8 \\ 1.1 \\ 1.3 \\ 1.6 \\ 1.9 \\ 2.1 \\ 2.4 \\ 2.7 \\ 2.9 \\ \vdots \end{bmatrix} cm$$

Puntos importantes

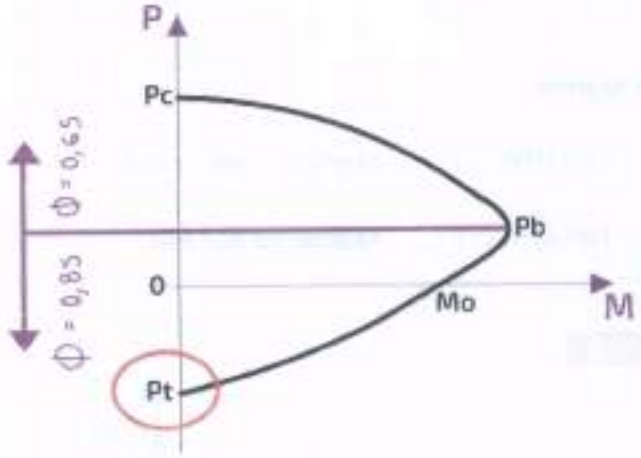
- Compresión pura



Φ Mn=0 y ΦPn = máx en compresión

$$\Phi Pn\left(a \leftarrow lm_t\right) = 227\ kN$$

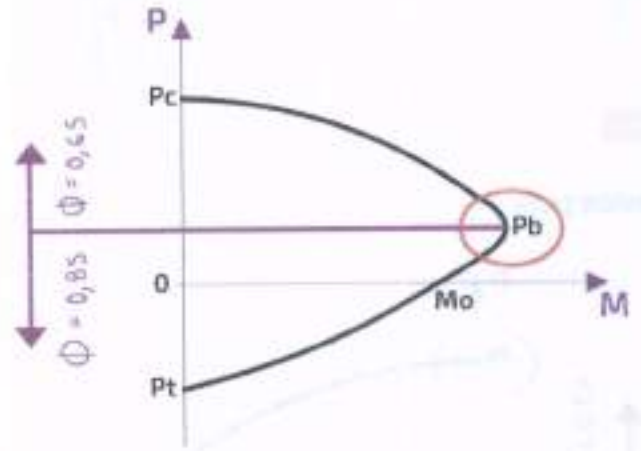
- Tensión pura



Φ Mn=0 y ΦPn = máx en tensión

$$\Phi Pn\left(a \leftarrow 0.0001\ cm\right) = -361.8\ kN$$

- Falla balanceada



$$a_b := \frac{d1}{1+\frac{\varepsilon s}{\varepsilon m}} \cdot 0.85 = 1.31\ m$$

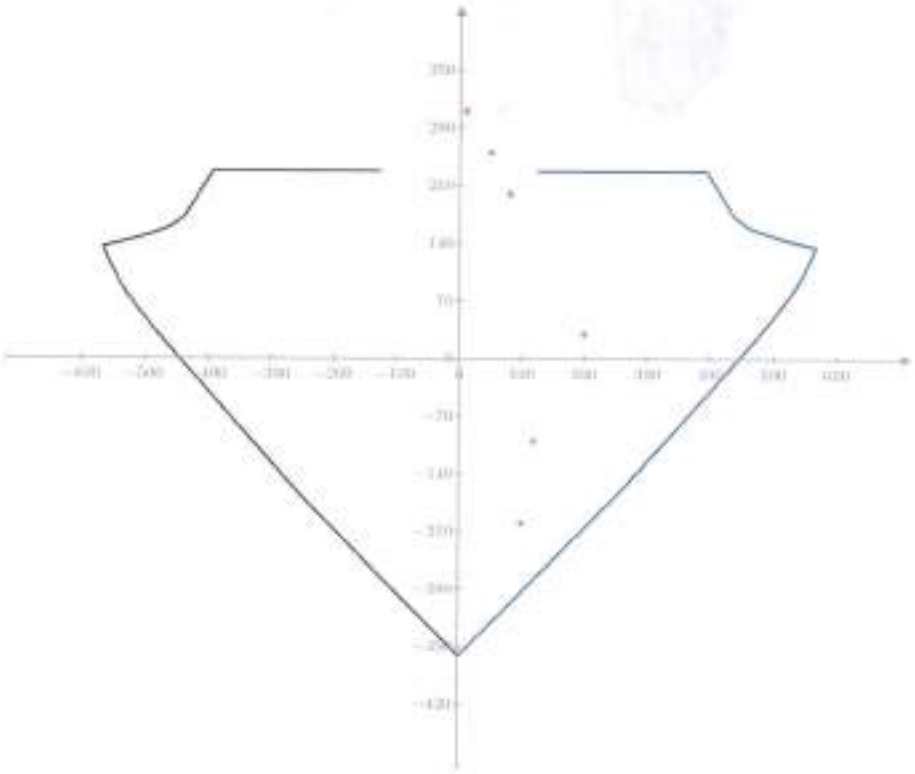
$$\Phi Pn\left(a \leftarrow a_b\right) = 171.5\ kN$$

$$\Phi Mn\left(a \leftarrow a_b\right) = 437.8\ m \cdot kN$$

Valores de verificación

Pu (kN)	Mu $(kN \cdot m)$
−200	100
−100	120
30	200
200	80
250	50
300	10

Gráfico del diagrama de interacción



$\Phi Pn(a)$ (kN)

$\Phi Pn(a)$ (kN)

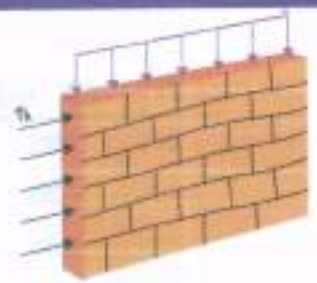
Pu (kN)

$\Phi Mn(a)$ $(kN \cdot m)$

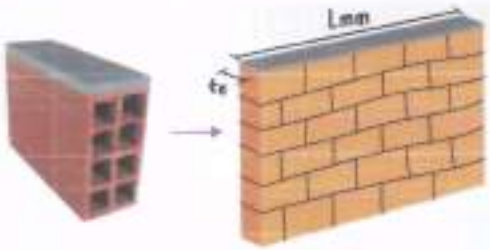
$-\Phi Mn(a)$ $(kN \cdot m)$

Mu $(kN \cdot m)$

5.7 DISEÑO PARA CORTANTE DIRECCIÓN PARALELA D.10.7.7



- Longitud total del muro medida de centro a centro de columnas de borde $l_w = 2.5\ m$
- Área efectiva de la mampostería $Ae = 2820\ cm^2$



- Ancho efectivo del muro (D.5.4.4.2) $b := \frac{Ae}{l_w} = 11.3\ cm$
- Área neta del alma de la sección $A_{mv} := b \cdot l_w = 2820\ cm^2$

$$Vn_1 := \left(\frac{1}{12} \cdot \sqrt[2]{f'm.} + \frac{Pu_m}{3 \cdot Ae}\right) \cdot A_{mv} = 36.4\ kN$$

$$Vn_2 := \frac{1}{6} \cdot \sqrt[2]{f'm.} \cdot A_{mv} = 58.2\ kN$$

$$Vn := min\left(Vn_1, Vn_2\right) = 36.4\ kN$$

$$\Phi := 0.5$$

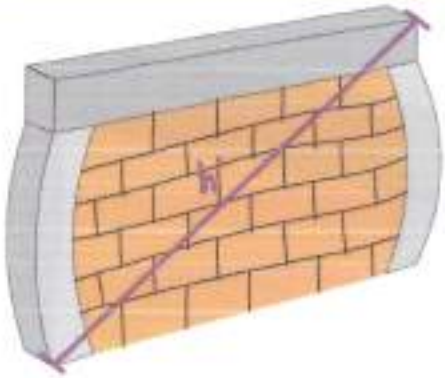
$$\Phi Vn := \Phi \cdot Vn = 18.2\ kN$$

$$Vu_m = 12\ kN$$

$$Vu_m < \phi Vn$$

Diseño_corte_paralelo = "Cumple"

5.8 VERIFICACIÓN POR APLASTAMIENTO DEL ALMA DEL MURO D.10.7.8



- Longitud diagonal del muro $h' = 3.6\ m$
- Área efectiva de la mamposteria $A_{md} := \frac{h'}{5} \cdot b = 821.9\ cm^2$
- Coeficiente para tener en cuenta los efectos de la esbeltez $Re = 0.6895$

Resistencia nominal a la compresión del muro de mampostería

$$\Phi := 0.65$$

$$Pnd := 0.8 \cdot \left(0.8 \cdot f'm \cdot A_{md}\right) \cdot Re = 55.7\ kN$$

$$\Phi Pnd := \Phi \cdot Pnd = 36.2\ kN$$

- Longitud total del muro medida de centro a centro de columnas de **borde** $l_w = 2.5\ m$

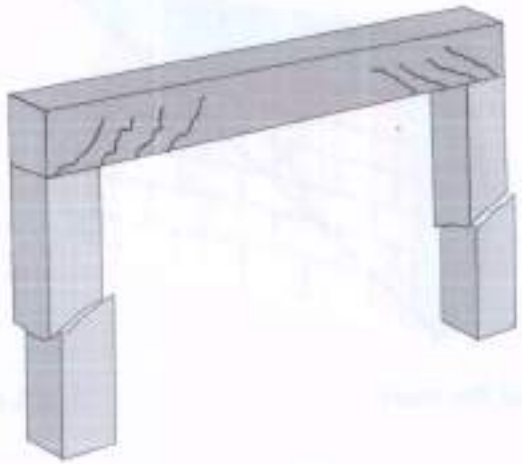
La fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro

$$Pud := \frac{h'}{l_w} \cdot Vu_m = 17.5\ kN$$

$$Pud \leq \Phi Pnd$$

$$Diseño\_aplastamiento = \text{"Cumple"}$$

5.9 VERIFICACIÓN A CORTANTE DE LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO DEL MURO D.10.7.9



- Distancia horizontal entre columnas de confinamiento $l_c := lm = 2.5\ m$
- Longitud total del muro medida de centro a centro de columnas de **borde** $l_w = 2.5\ m$

Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre la columna de confinamiento

$$Vuc_{col1} := \frac{l_c}{2 \cdot l_w} Vu_1 = 7.5\ kN$$

$$Vuc_{col2} := \frac{l_c}{2 \cdot l_w} Vu_2 = 7.5\ kN$$

Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre la viga de confinamiento

- Altura del piso medida de centro a centro entre vigas de confinamiento $h_p := hl + H_{viga} = 2.7\ m$

$$Vuc_{viga} := \frac{h_p}{2 \cdot l_w} \cdot Vu_3 = 16.2\ kN$$

- Factor de modificación que tienen en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativo a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión

$\lambda :=$ Concreto normal $= 1$

Fuerza cortante resistente nominal de columnas de concreto reforzado (C.11.2.1.2)



- Carga axial mayorada columna 1 — $Pu_1 = 22\ kN$
- Carga axial mayorada columna 2 — $Pu_2 = 22\ kN$
- Altura efectiva de la columna 1 — $d_{col1} := H_{col1} - r_c = 17.5\ cm$
- Altura efectiva de la columna 2 — $d_{col2} := H_{col2} - r_c = 17.5\ cm$
- Separación máxima de estribos en **zona confinada** — $So := 0.1\ m$

Notas

- Límite para el espaciamiento del refuerzo a cortante (NSR-10 / C.11.4.5)
  - DMO - (NSR-10 / C.21.3.5.6)
  - DES - (NSR-10 / C.21.6.4.2 a C.21.6.4.4)
- La zona de confinamiento depende del grado de disipación de energía del proyecto (DMI, DMO, DES)
  - DMO - (NSR-10 / C.21.3.5.6)
  - DES - (NSR-10 / C.21.6.4.1)

- Número de estribos en la falla columna 1 — $n_{col1} := \frac{d_{col1}}{So} = 1.8$
- Número de estribos en la falla columna 2 — $n_{col2} := \frac{d_{col2}}{So} = 1.8$

Definición de estribo para columnas

Área del acero de refuerzo transversal columna 1 — $A_{Vcol1} :=$ Estribo: #3 · Ramas: 2

Área del acero de refuerzo transversal columna 2 — $A_{Vcol2} :=$ Estribo: #3 · Ramas: 2

COLUMNA 1

$$Vc_{col1} := 0.17 \cdot \left(1 + \frac{Pu_{1.}}{14 \cdot A_{c1.}}\right) \lambda \cdot \sqrt[2]{f'c.} \cdot B_{col1} \cdot d_{col1} = 21.5\ kN$$

$$Vs_{col1} := A_{Vcol1} \cdot fy \cdot n_{col1} = 104.4\ kN$$

$$Vn_{col1} := Vc_{col1} + Vs_{col1} = 125.9\ kN$$

$$\Phi := 0.75$$

$$\Phi Vn_{col1} := \Phi \cdot Vn_{col1} = 94.4\ kN$$

$$V_{uc} \leq \Phi V_{nc}$$

Diseño_cortante_col1 = "Cumple"

COLUMNA 2

$$Vc_{col2} := 0.17 \cdot \left(1 + \frac{Pu_{2.}}{14 \cdot A_{c2.}}\right) \lambda \cdot \sqrt[2]{f'c.} \cdot B_{col2} \cdot d_{col2} = 21.5\ kN$$

$$Vs_{col2} := A_{Vcol2} \cdot fy \cdot n_{col2} = 104.4\ kN$$

$$Vn_{col2} := Vc_{col2} + Vs_{col2} = 125.9\ kN$$

$$\Phi := 0.75$$

$$\Phi Vn_{col2} := \Phi \cdot Vn_{col2} = 94.4\ kN$$

$$V_{uc} \leq \Phi V_{nc}$$

Diseño_cortante_col2 = "Cumple"

Fuerza cortante resistente nominal de vigas de concreto reforzado (C.11.2.1.1)



- Altura efectiva de la viga $d_{viga} := H_{viga} - r_c = 17.5\ cm$
- Separación máxima de estribos en **zona confinada** $So := 0.1\ m$

Notas

- Límite para el espaciamiento del refuerzo a cortante (NSR-10 / C.11.4.5)
  - DMO - (NSR-10 / C.21.3.4.8)
  - DES - (NSR-10 / C.21.5.2.3 / C.21.5.3.1 a C.21.5.3.2)
- La zona de confinamiento depende del grado de disipación de energía del proyecto (DMI, DMO, DES)
  - DMO - (NSR-10 / C.21.3.4.6)
  - DES - (NSR-10 / C.21.6.4.1)

- Número de estribos en la falla viga $n_{viga} := \frac{d_{viga}}{So} = 1.8$

VIGA

Área del acero de refuerzo transversal viga $A_{Vviga} :=$ Estribo: #3 · Ramas: 2

$$Vc_{viga} := 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot B_{viga} \cdot d_{viga} = 20.4\ kN$$

$$Vs_{viga} := A_{Vviga} \cdot fy \cdot n_{viga} = 104.4\ kN$$

$$Vn_{viga} := Vc_{viga} + Vs_{viga} = 124.8\ kN$$

$$\Phi := 0.75$$

$$\Phi Vn_{viga} := \Phi \cdot Vn_{viga} = 93.6\ kN$$

$$V_{ue} \leq \Phi V_{ne}$$

Diseño_cortante_viga = "Cumple"

5.10 DISEÑO DEL ACERO LONGITUDINAL DE LA VIGA DE CONFINAMIENTO D.10.7.10



- Distancia horizontal entre columnas de confinamiento — $l_c := lm = 2.5\ m$
- Longitud total del muro medida de centro a centro de columnas de **borde** — $l_w = 2.5\ m$

Fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la viga de confinamiento

$$Put := \frac{l_c}{l_w} \cdot Vu_3 = -30\ kN$$

Fuerza axial de diseño solicitada en tracción sobre la viga de confinamiento

VIGA DE CONFINAMIENTO

- Área de la sección de la viga de confinamiento — $Ag = 300\ cm^2$
- Resistencia del concreto — $f'c = 21\ MPa$
- Esfuerzo de fluencia del acero — $fy = 420\ MPa$
- Área total del acero longitudinal de la viga de confinamiento

---

Area del acero de refuerzo

$As_{t3} :=$ Varilla: #3 · Cantidad: 3

$$As_{t3} = 213\ mm^2$$

$$Pnt := -fy \cdot As_{t3} = -89.5\ kN$$

$$\Phi := 0.85$$

$$\Phi Pnt := \Phi \cdot Pnt = -76 \ kN$$

$$-Put \leq -\Phi Pnt$$

Diseño_acero_longitudinal = "Cumple"

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

7. REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO EN EDIFICACIONES

Clasificacion de la edificacion por Grupo de Ocupacion NSR-10 K.2

Según tabla K.2.1-1 de NSR-10 estructura pertenece al subgrupo =

Tabla K.2.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupo y Subgrupo de ocupación	Clasificación	Sección
A	ALMACENAMIENTO	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	COMERCIAL	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	ESPECIALES	K.2.4
F	FABRIL E INDUSTRIAL	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	INSTITUCIONAL	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	
L	LUGARES DE REUNIÓN	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	MIXTOS Y OTROS	K.2.8
P	ALTA PELIGROSIDAD	K.20
R	RESIDENCIAL	K.2.10
R-1	Unifamiliar y familiar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	TEMPORAL	K.2.11

Categorizacion de la edificacion NSR-10 J.3.3

Área total construida del proyecto=

Tabla J.3.3-1
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, área construida, y número de pisos.

Grupo y Subgrupo de ocupación	Área total Construida, AT m2	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	AT > 1500	III	III	II	II	II	I	I
	AT < 1500	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	AT > 500	II	I	I	I	I	I	I
	AT < 500			II	I	I	I	I
(E)	Sin limite	III	III	III	II	II	II	I
	AT > 1000	III	II	II	I	I	I	I
(I-2) , (I-4)	500 < AT < 1000	III	III	II	II	I	I	I
	AT < 500	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	AT > 1000	II	II	I	I	I	I	I
	AT < 1000		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	AT > 1000	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	500 < AT < 1000	II	II	I	I	I	I	I
	AT < 500	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m2				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140 m2				III	II	II	I
(R-3)	AT > 5000	III	II	I	I	I	I	I
	AT < 5000	III	II	II	II	I	I	I

Nota: (1). En edificios para vivienda, el límite de 140 m2 por unidad corresponde al promedio aritmético de las áreas de todas las unidades, sin tener en cuenta las zonas comunes.

Según tabla J.3.3-1 la edificación se encuentra en categorías I

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Resistencia Requerida al fuego TABLA J.3.4-3 NSR-10

Grupo y Subgrupo de ocupación	Categoría según su clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
muros cortafuego	3	2	1
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación protegidos	2	2	1
Muros divisorios entre unidades	1	1	1
Muros interiores no portantes	1/2	1/4	-
Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los títulos C a G del reglamento NSR-10	2	1	1
Cubiertas	1	1	1/2
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1	1

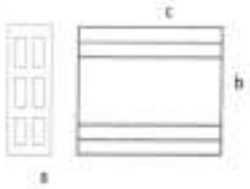
Chequeo Muros de Mampostería No Estructural Muros Divisorios- J.3.5.3 NSR-10

Tabla J.3.5-1
espesor mínimo equivalente, e, de muros de mampostería de en mm, en función de la resistencia al fuego en horas.

TIPO DE UNIDAD	Resistencia al fuego en horas		
	1	2	3
Maciza	60 mm	90 mm	110 mm
De perforación Vertical	50 mm	80 mm	100 mm
De perforación Horizontal	45 mm	65 mm	90 mm

TIPO DE LADRILLO

	a(m)	b(m)	c(m)	Densidad (Ton/m³)	W
1. Bloque #3	0.07	0.23	0.33	0.98	0.069
2. Bloque #4	0.09	0.23	0.33	0.91	0.062
3. Bloque #5	0.115	0.23	0.33	0.916	0.105
4. Bloque #6	0.14	0.23	0.33	0.77	0.108
5. Bloque HV1	0.09	0.23	0.33	0.88	0.079
6. Bloque HV2	0.115	0.23	0.33	0.88	0.101
7. Tolete	0.12	0.06	0.245	1.64	0.197
8. Otro	0.14	0.09	0.25	1.64	0.344



HV = Huecos Verticales

TIPO BLOQUE A	CANTIDAD DE HORAS MIN	ESPESOR EQUIVALENTE	ESPESOR	CUMPLE?
3. Bloque #5	1	0.066 m	0.085 m	OK

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

8.1 CÁLCULO DE VIGAS DE CIMENTACION

DISEÑO VIGAS DE AMARRE

1. Datos de Entrada

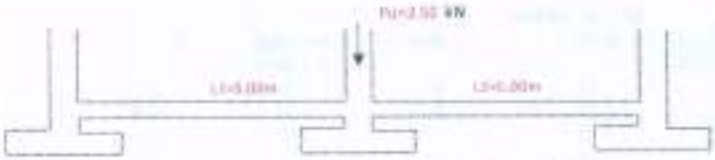
1. Se asume una sección: Según la NSR-10 numeral C.15.13.3, las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de las cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales.

Concreto f'c =	21.0Mpa		0.30m	$\phi v c$=	649kN/m²
Acero fy =	420Mpa			ρ_{minimo} =	0.00333
H de la viga=	0.30m				
b de la viga =	0.30m				
d=	0.23m				

0.30m

2. Verificación de Dimensiones

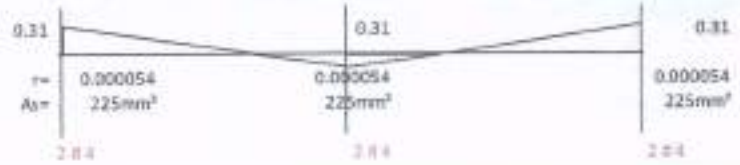
Porcentaje de carga que pasa a la columna vecina= 10.0% Po= 0.25kN



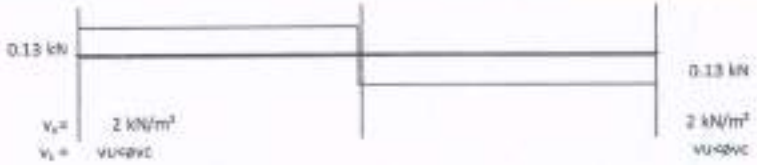
Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a L/20 para estructuras DES, L/30 para estructuras DMO y L /40 para estructuras DMI, donde L es la luz del elemento.

Capacidad de disipación de energía: DMO dimensión mayor mínimo (m): 0.17

3. Diagrama de momentos en kNm



4. Diagrama de cortantes:



Este análisis se efectuó para la condición más desfavorable de la cimentación, por lo tanto se adopta

tanto para el refuerzo a momento positivo como para el refuerzo a momento negativo 2 #4

V_u: 2 kN/m²

$\phi v c$= 649 kN/m²

Para el refuerzo a cortante se colocarán estribos cada d/2 en zona de no confinamiento. Var No 3 cada 11.25 Cm

Para la zona de confinamiento colocar a uno distancia de 2d estribos a d/4 Var No 3 cada 5.63 Cm

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

8.2 PLACA DE CONTRAPISO

El tipo de estructura usado para resistir momentos es un sistema de muros de mampostería confinada, con Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO). La cimentación está constituida por una viga de amarre apoyada sobre un colchón de concreto ciclopeo, diseñadas para soportar cargas verticales y los momentos de sismo determinados en el análisis estructural.

Para el diseño simplificado del refuerzo de la losa de contrapiso, se adopta una cuantía mínima de acero equivalente al 0,18 % del área de concreto, expresada mediante la siguiente relación:

$As = B \times H \times 0{,}0018$ As =B×H×0,0018

Donde:

B = ancho considerado de la franja de losa (cm)

H = espesor de la losa de contrapiso (cm)

0,0018 = cuantía mínima adoptada

A_s = área de acero requerida (cm^2)

Para efectos prácticos, se toma una franja de 100 cm de ancho.

Espesor H (cm)	Cálculo As = 100 × H × 0,0018	As requerido (cm^2)	Refuerzo típico equivalente
8 cm	100 × 8 × 0,0018	**1,44 cm^2**	Malla Ø6 mm @ 20 cm
10 cm	100 × 10 × 0,0018	**1,80 cm^2**	Malla Ø6 mm @ 15 cm
12 cm	100 × 12 × 0,0018	**2,16 cm^2**	Malla Ø7 mm @ 15 cm
15 cm	100 × 15 × 0,0018	**2,70 cm^2**	Malla Ø8 mm @ 15cm
18 cm	100 × 18 × 0,0018	**3,24 cm^2**	Malla Ø8 mm @ 15 cm
20 cm	100 × 20 × 0,0018	**3,60 cm^2**	Malla Ø8.5 mm @ 15 cm

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

9. DISEÑO DE CUBIERTA

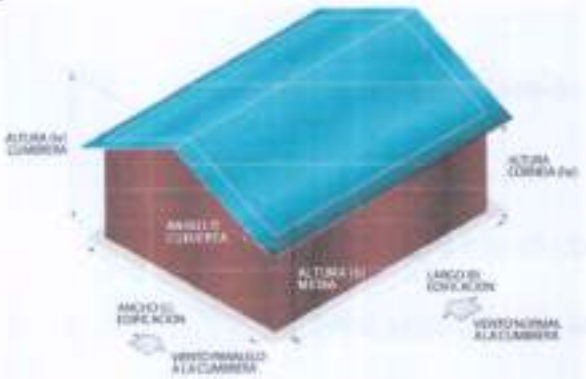
9.1 AVALUO DE VIENTO

CARGAS PARA COMPONETES Y REVESTIMIENTOS

Tipo de estructura	Componentes y recubrimientos	
Carga mínima de diseño	40 kg/m²	

Condiciones de Diseño

• Edificio de diafragma simple	Ok	
• Edificio bajo	Ok	usar qh y GCpf
• Dimensiones		





Corte *Planta*

h_{total} =	2.70	m
$h_{cumbrera}$ =	2.40	
L =	12.65	m
B =	3.90	m
L/B =	3.24	
h/L =	0.19	
• Edificio cerrado	Ok	
• Angulo de la cubierta θ=	5.7°	
• Pendiente S=	10.0%	

Procedimiento de Diseño

Zona de amenaza eólica		3	
Velocidad de viento	V	125 km/h	Fig. B.6.4.-1
Factor de dirección del viento	Kd	0.85	Tabla B.6.5-4

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Factor de importancia

Grupo de uso	I		A.2.5
	0.87		Tabla B.6.5-1

Exposición

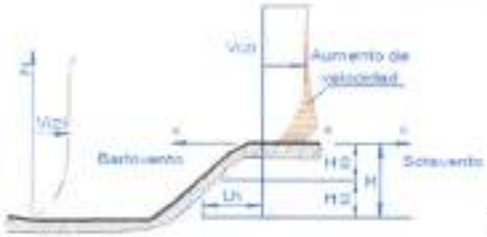

Ampliar imagen Rugosidad B


Ampliar imagen Rugosidad C


Ampliar imagen Rugosidad D

Rugosidad del terreno	D		B.6.5.6.2
Exposición	D		B.6.5.6.3
α	11.50		Tabla B.6.5-2
Zg	213.40		Tabla B.6.5-2
h media=	2.55	m	
Kz	1.01		Tabla B.6.5-3

Factor Topográfico





LOMA (BIDIMENSIONAL 2-D) O
COLINA AXIAL SIMETRICA (TRIDIMENSIONAL 3-D)

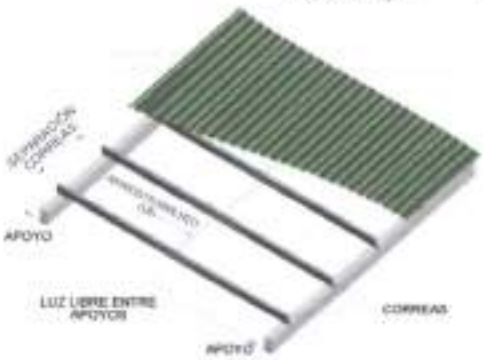
Kzt	1	B.6.5.7.2	Tener en cuenta B.6.5.7.1

Coeficiente de presión interna

Clasificación del cerramiento	Parcialmente cerrados	
Gpi	0.55	presiones
Gpi	-0.55	succiones

Coeficiente de presión externa

Barlovento Fachada Cp =	0.80	
Sotavento fachada Cp =	-0.25	Figura B.6.5-3
Laterales Cp =	-0.70	





Longitud del elemento	4.00	m
Separación	1.50	m
Área efectiva	6.00	m²
Tipo de cubierta	Un agua	
Angulo de la cubierta	5.70	°

GCp Zona 1 2 Y 3.	0.20	
GCp Zona 1 Neg.	-0.90	Figura B.6.5-11Ã
GCp Zona 2 Neg.	-1.10	
GCp Zona 3 Neg.	-1.10	

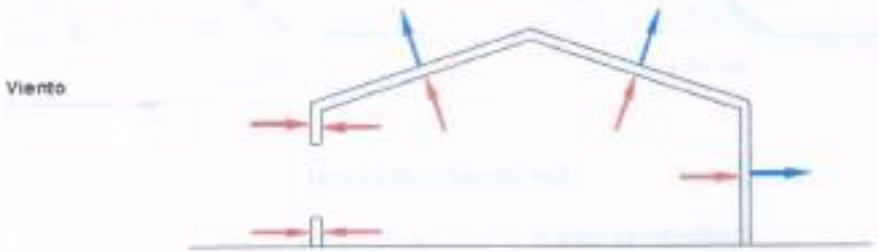
Presión por velocidad

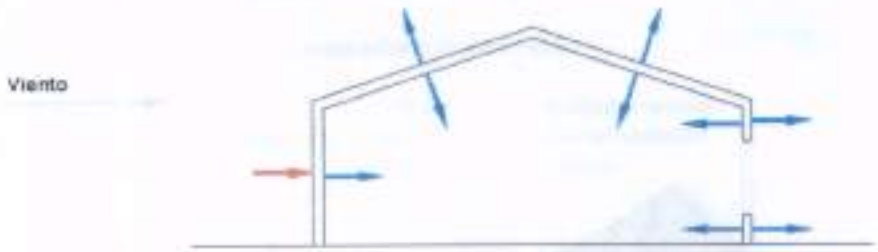
qh	55.01	kg/m²

Carga de viento por diseño

p Zona 1 2 Y 3.	41.26	Presión
p Zona 1 Neg.	-79.76	Succión
p Zona 2 Neg.	-90.77	Succión
p Zona 3 Neg.	-90.77	Succión

compresión	Barlovento	*P de diseño*	*41.26 kg/m²*	*>± 40kg/m² =>OK*
succión	Sotavento	*P de diseño*	*-90.77 kg/m²*	*>± 40kg/m² =>OK*





Presión del viento - positiva

Succión del viento - negativa

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

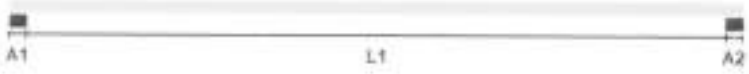
9.2 DISEÑO DE CORREAS

Elementos calculados con el programa de diseño Arquinet 2.0 de ACESCO

REPORTE DE CORREAS

TAC-R Tubo rectangular 120 x 60 (3.43 mm)
con Fy = 35.15 Kgf/mm² cada 1.50 m sin arriostramiento interior.

SECCION LONGITUDINAL



L1	4.00 m
A1	0.10 m
A2	0.10 m

CONFIGURACION	
TIPO DE CARGA	DISTRIBUIDA
Carga muerta	50.00 Kgf/m²
Peso propio correa	8.85 Kgf/m
Carga viva	50.00 Kgf/m²
Carga granizo	0.00 Kgf/m²
Viento compresión (Perpendicular)	40.00 Kgf/m²
Viento succión (Perpendicular)	-90.77 Kgf/m²
Pendiente sección transversal	10° = 17.6330%

SECCION TRANSVERSAL



L = 1.50 m

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

REPORTES DE DISEÑO

REPORTE FLEXION				
	Apoyos		Interiores	
Ejes locales	3	2	3	2
Resistente (Kgf.m)	1364.3612	722.0834	1364.3612	722.0834
Calculado (Kgf.m)	0.0000	0.0000	519.5724	80.4994

REPORTE CORTANTE		
Ejes locales	2	3
Resistente (Kgf)	12929.4053	5662.9868
Calculado (Kgf)	505.3545	78.2966

REPORTE DEFLEXION		
Deflexiones máximas	Instantanea	Permanente
Admisible (m)	0.0114	0.0171
Calculado (m)	0.0066	0.0140

REPORTE ARRUGAMIENTO	
No. de Apoyo	0
Resistencia máxima (Kgf)	506.9000
Arrugamiento (Kgf)	5128.5132

COMBINACIONES DE CARGA					
No	Muerta	Viva	Granizo	Viento compresión	Viento succión
1	1.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	0.0000
3	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	0.0000
4	1.2000	1.6000	0.0000	0.5000	0.0000
5	1.2000	0.0000	1.6000	0.5000	0.0000
6	1.2000	1.6000	0.0000	0.0000	0.5000
7	1.2000	0.0000	1.6000	0.0000	0.5000
8	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	1.0000
9	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	1.0000
10	1.2000	0.5000	0.0000	1.0000	0.0000
11	1.2000	0.0000	0.5000	1.0000	0.0000
12	0.9000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000
13	0.9000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000

REACCIONES - EJES GLOBALES (Kgf-m)

Elementos calculados con el programa de diseño Arquinet 2.0 de ACESCO

APOYO 1		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	171.6925
Viva de Cub	0.0000	153.7500
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp	-21.3587	121.1314
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	6.2927E-06	240.6495
Comb. 2	8.2104E-06	283.1460
Comb. 3	6.9415E-06	206.2710
Comb. 4	-10.6794	512.8367
Comb. 5	-10.6794	266.8366
Comb. 6	5.1327E-06	452.2710
Comb. 7	6.9415E-06	206.2710
Comb. 8	8.2104E-06	283.1460
Comb. 9	6.9415E-06	206.2710
Comb. 10	-21.3587	404.2774
Comb. 11	-21.3587	327.4023
Comb. 12	3.0519E-06	154.7033
Comb. 13	-21.3587	275.6348

APOYO 2		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	171.6925
Viva de Cub	0.0000	153.7500
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp	-21.3587	121.1314
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	9.9334E-07	240.6495
Comb. 2	-2.3883E-06	283.1460
Comb. 3	1.6422E-06	206.2710
Comb. 4	-10.6794	512.8367
Comb. 5	-10.6794	266.8367
Comb. 6	-1.6666E-07	452.2710
Comb. 7	1.6422E-06	206.2710
Comb. 8	-2.3883E-06	283.1460
Comb. 9	1.6422E-06	206.2710
Comb. 10	-21.3587	404.2774
Comb. 11	-21.3587	327.4024
Comb. 12	4.0134E-07	154.7033
Comb. 13	-21.3587	275.6348

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

FUERZAS INTERNAS - EJES LOCALES (Kgf-m) *Elementos calculados con el programa de diseño Arquinet 2.0 de ACESCO*

APOYO 1				
Combinación	R2	R3	M2	M3
Muerta	29.9488	169.2811	0.0000	0.0000
Viva de Cub	26.6564	151.4142	0.0000	0.0000
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp	0.0000	123.9000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	41.7883	236.9935	0.0000	0.0000
Comb. 2	49.1678	278.8443	0.0000	0.0000
Comb. 3	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 4	78.5360	506.9000	0.0000	0.0000
Comb. 5	35.8186	264.6372	0.0000	0.0000
Comb. 6	78.5360	445.4000	0.0000	0.0000
Comb. 7	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 8	49.1678	278.8443	0.0000	0.0000
Comb. 9	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 10	49.1678	401.8443	0.0000	0.0000
Comb. 11	35.8186	326.1372	0.0000	0.0000
Comb. 12	26.8639	152.3529	0.0000	0.0000
Comb. 13	26.8639	275.3529	0.0000	0.0000

APOYO 2				
Combinación	R2	R3	M2	M3
Muerta	29.9488	169.2811	0.0000	0.0000
Viva de Cub	26.6984	151.4142	0.0000	0.0000
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp	0.0000	123.9000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	41.7883	236.9935	0.0000	0.0000
Comb. 2	49.1678	278.8443	0.0000	0.0000
Comb. 3	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 4	78.5360	506.9000	0.0000	0.0000
Comb. 5	35.8186	264.6373	0.0000	0.0000
Comb. 6	78.5360	445.4000	0.0000	0.0000
Comb. 7	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 8	49.1678	278.8443	0.0000	0.0000
Comb. 9	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 10	49.1678	401.8443	0.0000	0.0000
Comb. 11	35.8186	326.1373	0.0000	0.0000
Comb. 12	26.8639	152.3530	0.0000	0.0000
Comb. 13	26.8639	275.3530	0.0000	0.0000

595

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
(LEY 400 DE 1997-NSR-10)

PROYECTO: 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COMERCIAL

FECHA: 30/12/2025

DAVL Consultoría, Diseño y Construcción:
E-mail: proyectosdavlcdc@gmail.com
Cr 102 B No 56 F – 34 S - 3203109393
Bogotá D.C. Colombia

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

CONTENIDO

CONTENIDO 2

1. INTRODUCCIÓN 3

2. CARTA RESPONSABILIDAD 5

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3) 6

3.1. LOCALIZACIÓN, NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA Y VALOR Aa - Av. 6

3.2. DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO. 6

3.3. DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y EL MATERIAL ESTRUCTURAL EMPLEADO. 7

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS 9

5. AVALUO DE CARGAS 10

6. DISEÑO MAMPOSTERIA CONFINADA 11

7. REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO EN EDIFICACIONES 19

8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN 21

8.1 CÁLCULO DE VIGAS DE CIMENTACION 21

8.2 PLACA DE CONTRAPISO 22

9. DISEÑO DE CUBIERTA 23

9.1 AVALUO DE VIENTO 23

9.2 DISEÑO DE CORREAS 26

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

PROYECTO: 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COMERCIAL.

373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COMERCIAL. *se encuentra ubicado en el municipio de Arauca*. La estructura está conformada por una cubierta liviana en mapostería confinada.

METODOLOGÍA

El análisis de la estructura se realizó Mediante hojas de calculo electronicas. El diseño se hizo para zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

NORMAS Y ESPECIFICACIONES

El análisis del proyecto contempla las recomendaciones y exigencias estipuladas por parte de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10. El proyecto se encuentra en la zona suelo tipo E, según estudio de suelos.

SISTEMA ESTRUCTURAL

El tipo de estructura usado para resistir momentos es un sistema de muros de mampostería confinada, con Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO). La cimentación está constituida por una viga de amarre apoyada sobre un colchón de concreto ciclopeo, diseñadas para soportar cargas verticales y los momentos de sismo determinados en el análisis estructural.

Además de lo anterior se adjunta la siguiente información:

Grupo de uso	I
Sistema Estructural tipo	Muros de mampostería confinado
Método utilizado	De la resistencia última
Sistema de Placa de cubierta	Cubierta Liviana

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

SISTEMA DE CIMENTACIÓN

La cimentación se diseñó de acuerdo al estudio de suelos el cual establece fundar mediante cimentación superficial a partir de 60 cm de profundidad. La capacidad de soporte o carga de fatiga del terreno tiene un valor de (9.67 T/m2).

Diseño estructural realizado por:

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

2. CARTA RESPONSABILIDAD

Bogotá, 30 de diciembre 2025

Señores
A quien corresponda
Ciudad

Referencia
Proyecto 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COMERCIAL.

Apreciados Señores:

La presente tiene por objeto dar constancia de que el diseño estructural del proyecto "373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COMERCIAL.", en el municipio de Arauca, fue realizado de acuerdo a las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente: NSR-10, y demás disposiciones legales que rigen al respecto.

Los estudios se ajustan en todo a la mencionada norma, en especial lo concerniente al diseño sísmico, el cual se realizó para la zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

Eximo al municipio de cualquier perjuicio que ocasione dicho cálculo estructural. Anexo fotocopia de la matrícula profesional vigente y copia de las memorias de cálculo y de los planos estructurales, respectivos.

Sin otro particular,

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3)

3.1. localización, nivel de amenaza sísmica y valor Aa - Av.



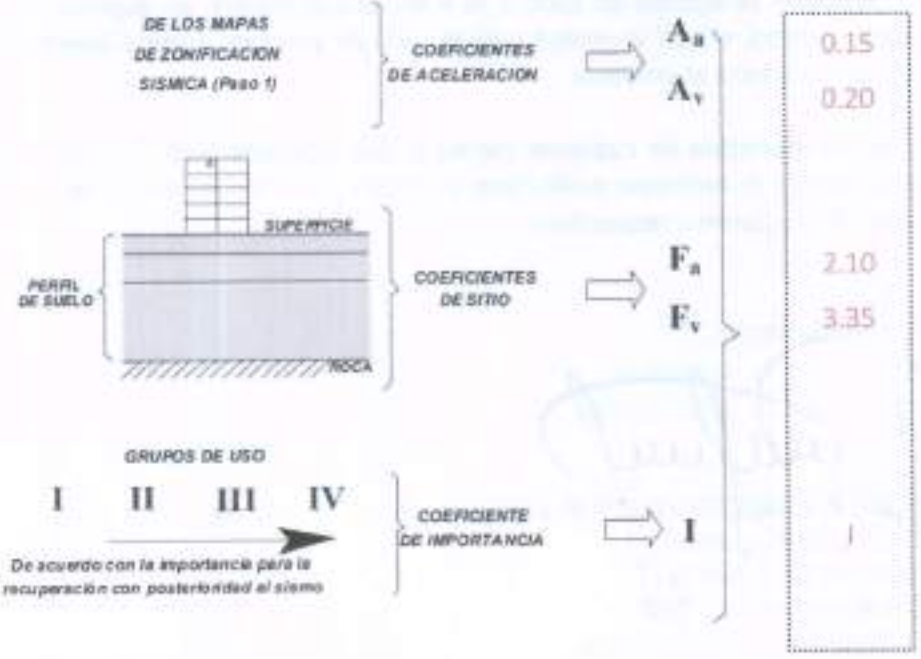
Figura 1 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de zonificación sísmica del Capítulo A.2



Figura 2 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de valores de A_a y A_v del Capítulo A.2

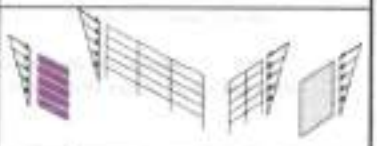
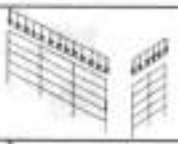
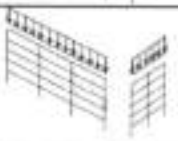
Ciudad	Aa	Av
Arauca	0.15	0.15

3.2. Definición de los movimientos sísmicos de diseño.



DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

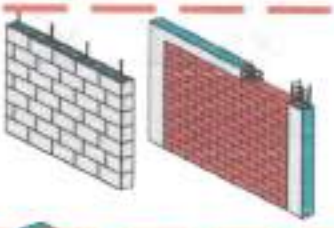
3.3. Definición de las características de la estructuración y el material estructural empleado.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA			
SISTEMA		CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA			
COMBINADO			
			
PÓRTICO			
DUAL			

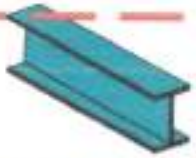
CONCRETO ESTRUCTURAL



MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL



ESTRUCTURAS METALICAS



MADERA







Figura 6 - Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico

CAPACIDAD DE DISIPACIÓN ENERGÍA	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
MÍNIMA **DMI**	✓	no	no
MODERADA **DMO**	✓	✓	no
ESPECIAL **DES**	✓	✓	✓

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. CARGA MAXIMA DE AFINADOS 1.10 KN/m2/ (110Kgf/m2/) PISO 1
2. CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA (DMO).
3. GRUPO DE USO: I
4. GRADO DE DESEMPEÑO: BAJO
5. SUELO TIPO E
6. GRADO DE DISCIPACION DE ENERGIA (R): 5
7. RESISTENCIA DEL CONCRETO:

VIGAS DE CIM Y LOSA DE CONTRAPISO	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
VIGAS AEREAS	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
VIGUETAS AEREAS	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
COLUMNETAS	f'c=21 MPa (210Kgf/cm2/)

8. RESISTENCIA DEL ACERO:

ACERO PARA #3 Y MAYORES	fy=4200 kg/cm2/
ACERO PARA #2	fy=4200 kg/cm2/

9. RESISTENCIA DE MAMPOSTERIA:

MAMPOSTERIA	f'm=10 MPa (100 Kgf/cm2/)

10. RESISTENCIA DE MORTERO:

MORTERO	f'=12.5 MPa (125 Kgf/cm2/)

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

5. AVALUO DE CARGAS

AVALUO DE CARGA EN CUBIERTA LIVIANA

Proyecto: 373 - P. Malecon Arauca Caseta Comercial

Análisis Para Cubierta Liviana:



Análisis de cargas por m² de cubierta:

Carga Muerta:		
Peso Propio de la Teja:		0.050T/m²
Peso Estructura Metálica y/o Cielo Raso:		0.040T/m²
Otros Acabados:		0.010T/m²
	Subtotal carga muerta:	0.100T/m²
Carga viva:		0.050T/m²
Carga última de diseño:		0.200T/m²
Peso Granizo:		0.000T/m²

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

6. DISEÑO MAMPOSTERIA CONFINADA

DISEÑO DE MAMPOSTERIA CONFINADA NRS-10 TITULO D10

1. Verificación de uso de mampostería confinada

Tabla A.3-1
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_d (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m

Zona sísmica del Proyecto: DMO Maxima altura permitida 12 metros

D.2.1.5 — MAMPOSTERÍA DE MUROS CONFINADOS — Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero, reforzada de manera principal con elementos de concreto reforzado construidos alrededor del muro, confinándolo y que cumple los requisitos del capítulo D.10. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (DMO).

2. Datos de entrada y requisitos normativos

Materiales

D.10.4.1 — RESISTENCIA DEL CONCRETO — Tanto las columnas como las vigas de confinamiento se deben construir utilizando concreto cuya resistencia mínima a la compresión debe ser 17.5 MPa medida a los 28 días.

Concreto:

Concreto aplicado en columnetas y vigas de Amarre debe ser igual o superior a 17,5 Mpa

Concreto para columnetas y vigas de amarre = 21 MPa

Esfuerzo de fluencia del acero = 420 MPa Para refuerzos mayores de 3/8"

Resistencia de las unidades de Mampostería = 3 MPa F'cu

Res a la compresión del mortero de pega = 12.5 MPa F'cp

Modulo de elasticidad del acero = 200000 MPa

Altura de las unidades de mampostería = 230,0 mm

Factor de corrección por absorción = Kp: Material Arcilla 0.8
Material concreto 1.4

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

3. Resistencia a la compresión de la mampostería NSR-10 D.3.7.5

El valor especificado para la resistencia a la compresión de la mampostería f'M, se debe determinar de acuerdo con uno de los siguientes procedimientos:

A= Por medio de registros Historicos NSR-10 D.3.7.3
B= Por determinacion experimental sobre muretes de prueba NSR-10. D.3.7.4
C= Por medio de ensayos sobre maeriales individuales NSR-10 D.3.7.5

D.3.7.5 — VALOR DE f'_m BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES — Cuando f'_m no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares o históricos, su valor puede deserminarse con base en una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de tal correlación, el valor de f'_m se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R_m = \left(\frac{2b}{75+3b}\right)f'_m + \left(\frac{50k_p}{75+3b}\right)f'_m \le 0.8f'_m \qquad \text{(D.3.7-1)}$$

$$f'_m = 0.75R_m \qquad \text{(D.3.7-2)}$$

Rm1	1.8	+	0.65	2.5 Mpa	
Rm2				2.4 Mpa	2400000 Kg/m*s2

F'm = 1.80 Mpa

4. Verificacion Geometrica - Área Mínima de los muros confinados por nivel NSR-10 D.10.3.4

Area de piso = 7 m2

Coeficiente de aceleracion Pico Efectiva Aa = 0.15

N pisos por encima del nivel considerado = 1

D.10.3.4 — ÁREA MÍNIMA DE MUROS CONFINADOS POR NIVEL — El área mínima de muros confinados por nivel en cada dirección principal, está limitada por la siguiente expresión:

$$A_m \ge \frac{N A_p A_p}{20} \qquad \text{(D.10.3-1)}$$

am = 0.05 m2

Area de muros en sentido X



Area de muros en sentido Y



DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

D.10.3.2 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA PERMITIDAS — La mampostería de muros confinados se debe construir utilizando unidades de concreto, de arcilla cocida o silico-calcáreas. Las unidades de mampostería pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o macizas y deben cumplir las especificaciones establecidas en D.3.6.

D.10.3.2.1 — *Valores mínimos para la resistencia de las unidades, f'_{cu}* — Las unidades de mampostería que se empleen en la construcción de muros de mampostería confinada deben tener al menos las resistencias mínimas que se dan en la tabla D.10.3-1.

Tabla D.10.3-1
Resistencia mínima de las unidades
para muros de mampostería confinada

Tipo de unidad	f'_{cu} (MPa)
Tolete de arcilla	13
Bloque de perforación horizontal de arcilla	3
Bloque de perforación vertical de concreto o de arcilla (sobre área neta)	5

Tabla D.3.4-1
Clasificación de los morteros de pega por propiedad o por proporción

Mortero tipo	Especificación de los morteros por propiedad[1]			Especificación de los morteros por proporción				
	Resistencia mínima a la Compresión f'_{cp} MPa [2]	Flujo en (%)[3]	Retención Mínima de Agua	Cemento Portland	Cal hidratada [4]	Cemento para Mampostería[5]	Arena/Material Cementante[6]	
							Mín.	Máx.
H	22.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.00	2.5
M	17.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	110-120	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.0
N[7]	7.5	105-115	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

D.5.2.1 — MÓDULO DE ELASTICIDAD — Para los módulos de elasticidad se deben tomar los siguientes valores:

D.5.2.1.1 — *Acero de refuerzo* — El valor para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo debe tomarse como:

$E_s = 200000$ MPa (D.5.2-1)

BLOQUE # 5



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

5. Espesor minimo del muro NSR-10 D.10.3.3

Espesor minimo del muro = 150 mm

Altura libre del piso = 2.5 Metros

relacion = 16.7

6. Predimensionamiento de Columnas NSR-10 D.10.5

D.10.5.2 — DIMENSIONES MÍNIMAS — Las dimensiones mínimas para los elementos de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.5.2.1 — *Espesor mínimo* — El espesor mínimo de los elementos de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

D.10.5.2.2 — *Área mínima* — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²).

Requisito del espesor de la columna = 150 mm Ok

Columna 1			Columna 2		
Longitud de columna =	15 cm		Longitud de columna =	15 cm	
Ancho de Columna =	20 cm		Ancho de Columna =	20 cm	
Area de columna =	300 cm	Cumple	Area de columna =	300 cm	Cumple
Recubrimiento de Columna =	3 cm		Recubrimiento de Columna =	3 cm	

Dentro de la modelación tenemos la posibilidad de que las columnas de confinamiento tengan una sección igual o diferente, mientras cumplan los requisitos mínimos de la NSR-10.

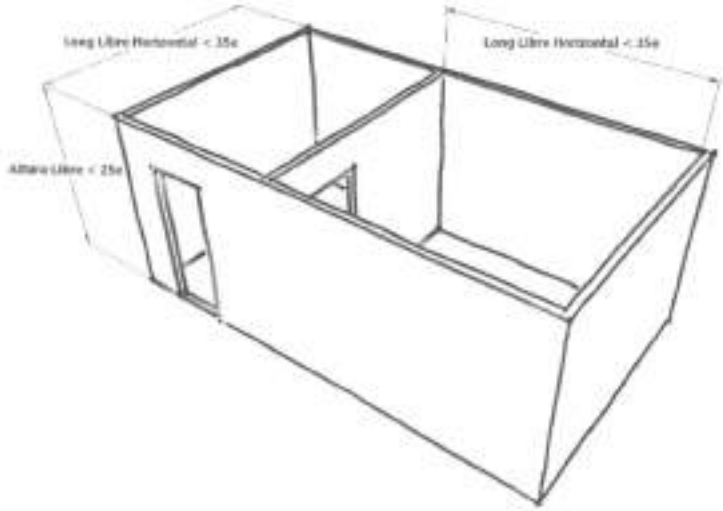
Ubicación de Columnas de confinamiento NSR-10 D.10.5.3

D.10.5.3 — UBICACIÓN — Deben colocarse columnas de confinamiento en los siguientes lugares:

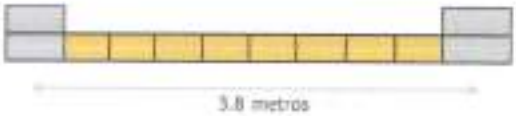
(a) En los extremos de todos los muros estructurales.
(b) En las intersecciones con otros muros estructurales.
(c) En lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento ó 4 m.

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

El espesor mínimo afecta directamente a la altura libre y a la longitud libre horizontal, tal como lo muestra la siguiente imagen



Longitud 1 (35*espesor)=	5.3	metros
Longitud 2 (1.5*altura muro)=	3.8	metros
Longitud 3=	4	metros
Separacion maxima de columnas de centro a centro=	**3.8**	**metros**

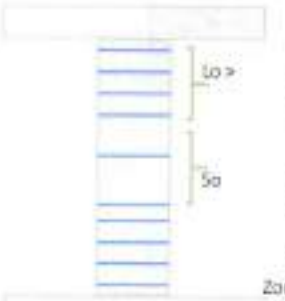


Refuerzo mínimo Columnas de Confinamiento NSR-10 D.10.5.4

D.10.5.4 — **REFUERZO MÍNIMO** — El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** - No debe ser menor de 3 barras N° 3 (3/8") o 10M (10 mm). El área de refuerzo longitudinal debe ser mayor o igual a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento, pero el refuerzo longitudinal no puede ser menor al requerido para atender los esfuerzos de diseño de acuerdo a D.10.7.

(b) ***Refuerzo transversal*** – Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro N° 2 (1/4") o 6M (6 mm), espaciados a una separación no mayor de 15 veces la menor dimensión del elemento, o 200 mm. En ningún caso el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7.



45 cm	45 cm
3*B col	45 cm
1/6 Luz entre columnas	62.5 cm
1.5 E col	30 cm
20 cm	20 cm
Zona Confinada So =	10 cm
Zona no Confinada So =	20 cm

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

7. Predimensionamiento de Vigas NSR-10 D.10.6

D.10.6.2 — DIMENSIONES MINIMAS — Las dimensiones mínimas para las vigas de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.6.2.1 — *Espesor mínimo* — El espesor mínimo de las vigas de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

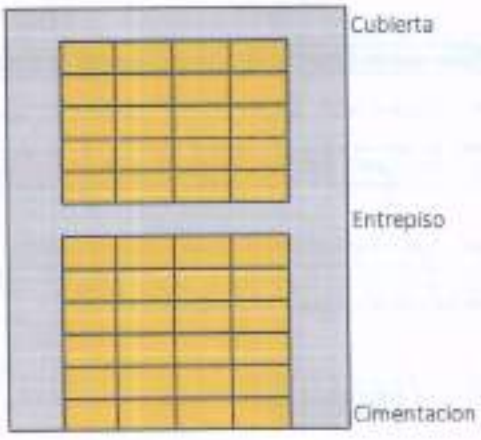
D.10.6.2.2 — *Área mínima* — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²). En caso de utilizarse una losa de entrepiso maciza de espesor superior o igual a 100 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa. En vigas que requieran enchaparse, el ancho especificado puede reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior al mínimo.

Espesor mínimo del muro =	150 mm			
Altura de la Viga =	20 cm			
Ancho de la Viga =	15 cm			
Area de Viga =	300 cm	>	200 cm	Cumple

Ubicación de vigas de confinamiento NSR-10 - D.10.6.3

D.10.6.3 — UBICACIÓN — Deben colocarse vigas horizontales de confinamiento en el arranque y en el remate del muro, en los entrepisos y a distancias libres verticales no mayores de 25 veces el espesor del muro. Las vigas deben disponerse formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso ó la cubierta. Deben ubicarse vigas amarres en los siguientes sitios:

(a) ***A nivel de cimentación*** — El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.
(b) ***A nivel del sistema de entrepiso*** — Las vigas de amarre deben ser parte del sistema de entrepiso.
(c) ***A nivel del enrase de cubierta*** — Se presentan dos opciones para la ubicación de las vigas de amarre y la configuración del diafragma:
1. Vigas horizontales al nivel de dinteles más cintas de amarre como remate de las culatas.
2. Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas, combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas.



DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Predimensionamiento de cintas de amarre NSR-10 D.10.6.7

D.10.6.7 — CINTAS DE AMARRE — Se consideran las cintas de amarre como elementos suplementarios a las vigas de amarre, utilizables en antepechos de ventanas, en remates de culatas, en remates de parapetos, etc. Las cintas de amarre deben construirse de tal manera que se garantice el trabajo monolítico con el elemento que rematan. El refuerzo longitudinal de las cintas de amarre se debe anclar en los extremos terminales. Indistintamente, se puede utilizar como cinta de amarre cualquiera de los siguientes elementos:

(a) Un elemento de concreto reforzado de altura superior o igual a 100 mm, con ancho igual al espesor del elemento que rematan y reforzada mínimo con dos barras longitudinales N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El refuerzo transversal debe ser el necesario para mantener en la posición deseada las barras longitudinales.

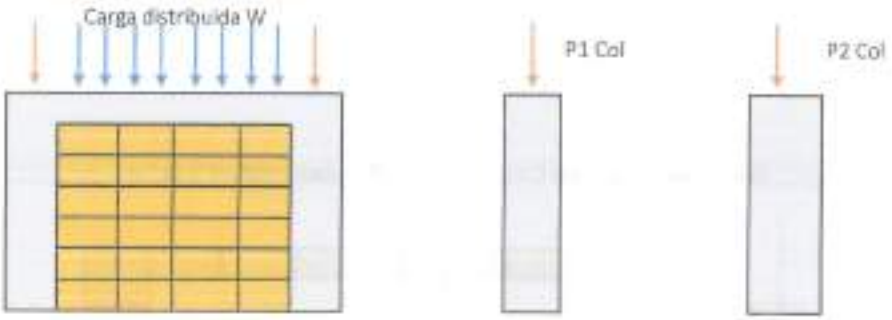
(b) Un elemento construido con piezas de mampostería tipo U, reforzado longitudinalmente mínimo con dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm), e inyectado con mortero de inyección de resistencia a la compresión no inferior a 14 MPa.

Altura de la cinta de amarre = 10 cm

Base de la cinta de amarre = 15 cm

Area de Viga = 150 cm

8. Diseño de muro de mamposteria confinada
Resistencia Ultima



Resistencia de diseño >= Resistencia Requerida Ultima

Resistencia de diseño = Factor de reduccion ∅ * Resistencia Nominal

Resistencia Requerida U = Factores de carga*Solicitaciones de carga de servicio

∅ Rn >= Ru

Resistencia a momento ∅Mn >= Mu

Resistencia a cortante ∅vc >= Vu

Resistencia a carga axial ∅Pn >= Pu

Resistencia a Torsion ∅Tn >= Tu

D.10.7.2 — VALORES DE ϕ — En vez de los valores de ϕ dados en D.5.1.5, deben emplearse los siguientes:

(a) Carga axial de compresión, con o sin flexión ..... $\phi = 0.65$
(b) Carga axial de tracción ..... $\phi = 0.85$
(c) Flexión sin carga axial ..... $\phi = 0.85$
(d) Cortante ..... $\phi = 0.50$

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Carga Axial Ultima Pu

Columna 1 = Pu1 12 Kn

Columna 2 = Pu2 22 Kn

Muro = Pum 22 Kn

Cortante Ultimo Vu

Columna 1 = Vu1 15 Kn

Columna 2 = Vu2 15 Kn

Viga = Vu3 30 Kn

Muro = Vu4 12 Kn

Momento Ultimo Mu

Columna 1 = Mu1 50 Kn*m

Columna 2 = Mu2 45 Kn*m

Muro = Mum 60 Kn*m

Diseño para carga axial Columnas de confinamiento NSR-10 D.10.7.4

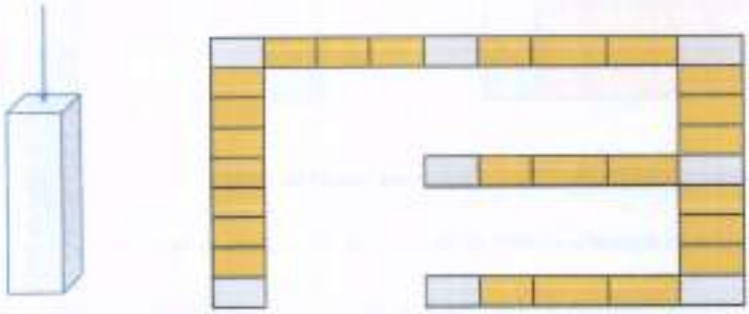


TABLA C.3.5.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El No. de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

7. REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO EN EDIFICACIONES

CHEQUEO DE RESISTENCIA CONTRA FUEGO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Proyecto: 373 - P. Malecon Arauca Caseta Comercial

Clasificacion de la edificacion por Grupo de Ocupacion NSR-10 K.2

Según tabla K.2.1-1 de NSR-10 estructura pertenece al subgrupo =

Tabla K.2.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupo y Subgrupo de ocupación	Clasificación	Sección
A	ALMACENAMIENTO	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	COMERCIAL	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	ESPECIALES	K.2.4
F	FABRIL E INDUSTRIAL	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	INSTITUCIONAL	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	
L	LUGARES DE REUNIÓN	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	MIXTOS Y OTROS	K.2.8
P	ALTA PELIGROSIDAD	K.2.9
R	RESIDENCIAL	K.2.10
R-1	Unifamiliar y familiar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	TEMPORAL	K.2.11

Categorizacion de la edificacion NSR-10 J.3.3

Área total construida del proyecto=

Tabla J.3.3-1
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, área construida, y número de pisos.

Grupo y Subgrupo de ocupación	Área total construida, AT m2	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	AT > 1500	II	II	II	II	II	I	I
	AT < 1500	II	II	II	II	II	II	I
(C-2)	AT > 500	II	I	I	I	I	I	I
	AT < 500			II	I	I	I	I
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	AT > 1000	III	II	II	I	I	I	I
	500 < AT < 1000	III	III	II	II	I	I	I
	AT < 500	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	AT > 1000	II	II	I	I	I	I	I
	AT < 1000		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	AT > 1000	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	500 < AT < 1000	II	II	I	I	I	I	I
	AT < 500	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m2				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140 m2				III	II	II	I
(R-3)	AT > 5000	III	II	I	I	I	I	I
	AT < 5000	III	II	II	II	I	I	I

Nota: (1) En edificios para vivienda, el límite de 140 m2 por unidad corresponde al promedio aritmético de las áreas de todas las unidades, sin tener en cuenta las zonas comunes.

Según tabla J.3.3-1 la edificación se encuentra en categoría= I

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Resistencia Requerida al fuego TABLA J.3.4-3 NSR-10

Grupo y Subgrupo de ocupación	Categoría según su clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
muros cortafuego	3	2	1
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación protegidos	2	2	1
Muros divisorios entre unidades	1	1	1
Muros interiores no portantes	1/2	1/4	-
Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los títulos C a G del reglamento NSR-10	2	1	1
Cubiertas	1	1	1/2
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1	1

Cheques Muros de Mampostería No Estructural Muros Divisorios- J.3.5.3 NSR-10

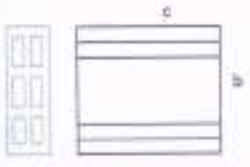
Tabla J.3.5-1

espesor mínimo equivalente, e, de muros de mampostería de en mm, en función de la resistencia al fuego en horas.

TIPO DE UNIDAD	Resistencia al fuego en horas		
	1	2	3
Maciza	60 mm	90 mm	110 mm
De perforación Vertical	50 mm	80 mm	100 mm
De perforación Horizontal	45 mm	65 mm	90 mm

TIPO DE LADRILLO

	a(m)	b(m)	c(m)	Densidad (Ton/m³)	W
1. Bloque #8	0.07	0.23	0.33	0.98	0.069
2. Bloque #4	0.09	0.23	0.33	0.91	0.082
3. Bloque #5	0.115	0.23	0.33	0.916	0.105
4. Bloque #6	0.14	0.23	0.33	0.77	0.108
5. Bloque HV1	0.09	0.23	0.33	0.88	0.079
6. Bloque HV2	0.115	0.23	0.33	0.88	0.101
7. Tolete	0.12	0.06	0.245	1.64	0.197
8. Otro	0.14	0.06	0.25	1.64	0.004



HV = Huecos Verticales

TIPO BLOQUE A	CANTIDAD DE HORAS MIN	ESPESOR EQUIVALENTE	ESPESOR	CUMPLE?
3. Bloque #5	3	0.048 m	0.045 m	OK

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

8.1 CÁLCULO DE VIGAS DE CIMENTACION

DISEÑO VIGAS DE AMARRE

1. Datos de Entrada

1. Se asume una sección: Según la NSR-10 numeral C.15.13.3, las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de los cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales.

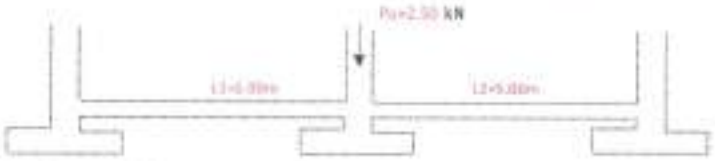
Concreto f'c =	21.0Mpa
Acero fy =	420Mpa
H de la viga=	0.30m
b de la viga =	0.30m
d=	0.23m



γ_{vc}=	649kN/m³
ρ_{minimo} =	0.00333

2. Verificación de Dimensiones

Porcentaje de carga que pasa a la columna vecina= 10.0% Po= 0.25kN



Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a L/20 para estructuras DES, L/30 para estructuras DMO y L/40 para estructuras DMI, donde L es la luz del elemento.

Capacidad de disipación de energía: DMO dimensión mayor mínima (m): 0.17

3. Diagrama de momentos en kNm



4. Diagrama de cortantes:



Este análisis se efectuó para la condición más desfaborable de la cimentación, por lo tanto se adopta

tanto para el refuerzo a momento positivo como para el refuerzo a momento negativo 2 # 4

Vu: 2 kN/m²
øvc= 649 kN/m²

Para el refuerzo a cortante se colocarán estribos cada d/2 en zona de no confinamiento. Var No 3 cada 11.25 Cm
Para la zona de confinamiento colocar a una distancia de 2d estribos a d/4 Var No 3 cada 5.63 Cm

8.2 PLACA DE CONTRAPISO

El tipo de estructura usado para resistir momentos es un sistema de muros de mampostería confinada, con Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO). La cimentación está constituida por una viga de amarre apoyada sobre un colchón de concreto ciclopeo, diseñadas para soportar cargas verticales y los momentos de sismo determinados en el análisis estructural.

Para el diseño simplificado del refuerzo de la losa de contrapiso, se adopta una cuantía mínima de acero equivalente al 0,18 % del área de concreto, expresada mediante la siguiente relación:

$As = B \times H \times 0{,}0018$ As =B×H×0,0018

Donde:

B = ancho considerado de la franja de losa (cm)

H = espesor de la losa de contrapiso (cm)

0,0018 = cuantía mínima adoptada

A_s = área de acero requerida (cm^2)

Para efectos prácticos, se toma una franja de 100 cm de ancho.

Espesor H (cm)	Cálculo As = 100 × H × 0,0018	As requerido (cm^2)	Refuerzo típico equivalente
8 cm	100 × 8 × 0,0018	**1,44 cm^2**	Malla Ø6 mm @ 20 cm
10 cm	100 × 10 × 0,0018	**1,80 cm^2**	Malla Ø6 mm @ 15 cm
12 cm	100 × 12 × 0,0018	**2,16 cm^2**	Malla Ø7 mm @ 15 cm
15 cm	100 × 15 × 0,0018	**2,70 cm^2**	Malla Ø8 mm @ 15cm
18 cm	100 × 18 × 0,0018	**3,24 cm^2**	Malla Ø8 mm @ 15 cm
20 cm	100 × 20 × 0,0018	**3,60 cm^2**	Malla Ø8.5 mm @ 15 cm

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

9. DISEÑO DE CUBIERTA

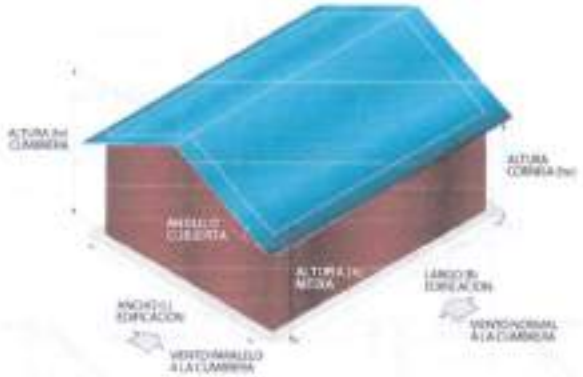
9.1 AVALUO DE VIENTO

CARGAS PARA COMPONETES Y REVESTIMIENTOS

Tipo de estructura	Componentes y recubrimientos	
Carga mínima de diseño	40 kg/m²	

Condiciones de Diseño

• Edificio de diafragma simple	Ok	
• Edificio bajo	Ok	usar qh y GCpf
• Dimensiones		





Corte *Planta*

h_{total} =	3.70 m	
$h_{Cornisa}$ =	3.40	
L =	12.65 m	
B =	3.90 m	
L/B =	3.24	
h/L =	0.19	
• Edificio cerrado	Ok	
• Angulo de la cubierta θ=	5.7°	
• Pendiente S=	10.0%	

Procedimiento de Diseño

Zona de amenaza eólica		3		
Velocidad de viento	V	125	km/h	Fig. B.6.4.-1
Factor de dirección del viento	Kd	0.85		Tabla B.6.5-4

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Factor de importancia

Grupo de uso	I	A.2.5
	0.87	Tabla B.6.5-1

Exposición



Ampliar imagen Rugosidad B



Ampliar imagen Rugosidad C



Ampliar imagen Rugosidad D

Rugosidad del terreno	D	B.6.5.6.2
Exposición	D	B.6.5.6.3
α	11.50	Tabla B.6.5-2
Zg	213.40	Tabla B.6.5-2
h media=	2.55	m
Kz	1.01	Tabla B.6.5-3

Factor Topográfico





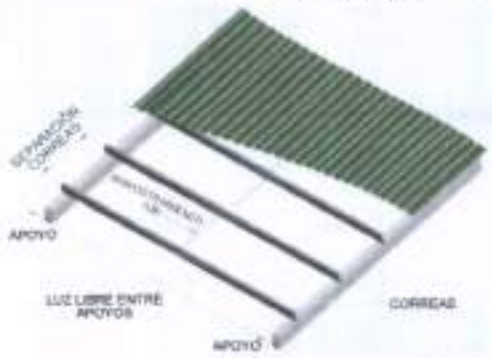
Kzt	1	B.6.5.7.2	Tener en cuenta B.6.5.7.1

Coeficiente de presión interna

Clasificación del cerramiento	Parcialmente cerrados	
Gpi	0.55	presiones
Gpi	-0.55	succiones

Coeficiente de presión externa

Barlovento Fachada Cp =	0.80	
Sotavento fachada Cp =	-0.25	Figura B.6.5-3
Laterales Cp =	-0.70	





DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Longitud del elemento	4.00 m
Separación	1.50 m
Área efectiva	6.00 m²
Tipo de cubierta	Un agua
Angulo de la cubierta	5.70 °

GCp Zona 1 2 Y 3.	0.20	
GCp Zona 1 Neg.	-0.90	Figura 8.6.5-11A
GCp Zona 2 Neg.	-1.10	
GCp Zona 3 Neg.	-1.10	

Presión por velocidad

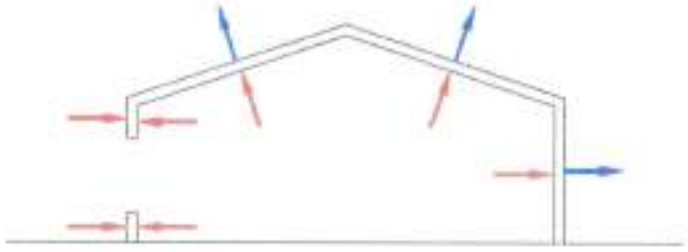
qh 55.01 kg/m²

Carga de viento por diseño

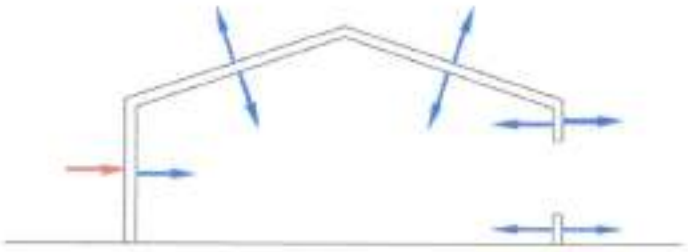
p Zona 1 2 Y 3.	41.26	Presión
p Zona 1 Neg.	-79.76	Succión
p Zona 2 Neg.	-90.77	Succión
p Zona 3 Neg.	-90.77	Succión

compresión	Barlovento	*P de diseño*	*41.26 kg/m²*	*>± 40kg/m² =>OK*
succión	Sotavento	*P de diseño*	*-90.77 kg/m²*	*>± 40kg/m² =>OK*

Viento



Viento



Presión del viento - positiva

Succión del viento - negativa

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

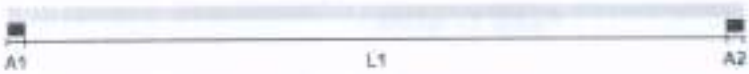
9.2 DISEÑO DE CORREAS

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTE DE CORREAS

TAC-R Tubo rectangular 120 x 60 (3.43 mm)
con Fy = 35.15 Kgf/mm² cada 1.50 m sin arriostramiento interior.

SECCION LONGITUDINAL



L1	4.00 m
A1	0.10 m
A2	0.10 m

CONFIGURACION	
TIPO DE CARGA	DISTRIBUIDA
Carga muerta	60.00 Kgf/m²
Peso propio correa	8.85 Kgf/m
Carga viva	60.00 Kgf/m²
Carga granizo	0.00 Kgf/m²
Viento compresión (Perpendicular)	40.00 Kgf/m²
Viento succión (Perpendicular)	-90.77 Kgf/m²
Pendiente sección transversal	10° = 17.6330%

SECCION TRANSVERSAL



L = 1.50 m

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

REPORTES DE DISEÑO

REPORTE FLEXION				
	Apoyos		Interiores	
Ejes locales	3	2	3	2
Resistente (Kgf.m)	1364.3612	722.0834	1364.3612	722.0834
Calculado (Kgf.m)	0.0000	0.0000	519.5724	80.4994

REPORTE CORTANTE		
Ejes locales	2	3
Resistente (Kgf)	12929.4053	5662.9868
Calculado (Kgf)	505.3545	78.2966

REPORTE DEFLEXION		
Deflexiones máximas	Instantanea	Permanente
Admisible (m)	0.0114	0.0171
Calculado (m)	0.0066	0.0140

REPORTE ARRUGAMIENTO	
No. de Apoyo	0
Resistencia máxima (Kgf)	506.9000
Arrugamiento (Kgf)	5128.5132

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

COMBINACIONES DE CARGA					
No	Muerta	Viva	Granizo	Viento compresión	Viento succión
1	1.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	0.0000
3	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	0.0000
4	1.2000	1.6000	0.0000	0.5000	0.0000
5	1.2000	0.0000	1.6000	0.5000	0.0000
6	1.2000	1.6000	0.0000	0.0000	0.5000
7	1.2000	0.0000	1.6000	0.0000	0.5000
8	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	1.0000
9	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	1.0000
10	1.2000	0.5000	0.0000	1.0000	0.0000
11	1.2000	0.0000	0.5000	1.0000	0.0000
12	0.9000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000
13	0.9000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000

REACCIONES - EJES GLOBALES (Kgf-m)

Elementos calculados con el programa de diseño Aquimet 2.0 de ACESCO

APOYO 1		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	171.0925
Viva de Cub	0.0000	153.7560
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp	-21.3567	121.1314
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	9.3927E-06	240.6495
Comb. 2	8.2104E-06	263.1460
Comb. 3	6.9415E-06	206.2710
Comb. 4	-10.6794	512.8367
Comb. 5	-10.6794	366.8396
Comb. 6	5.1327E-06	452.2710
Comb. 7	6.9415E-06	206.2710
Comb. 8	8.2104E-06	263.1460
Comb. 9	6.9415E-06	206.2710
Comb. 10	-21.3567	404.2773
Comb. 11	-21.3567	327.4023
Comb. 12	3.6516E-06	154.7032
Comb. 13	-21.3567	275.8346

APOYO 2		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	171.0925
Viva de Cub	0.0000	153.7560
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp	-21.3567	121.1314
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	9.5334E-07	240.6495
Comb. 2	-2.3803E-06	263.1460
Comb. 3	1.6422E-06	206.2710
Comb. 4	-10.6794	512.8367
Comb. 5	-10.6794	366.8367
Comb. 6	-1.6666E-07	452.2710
Comb. 7	1.6422E-06	206.2710
Comb. 8	-2.3803E-06	263.1460
Comb. 9	1.6422E-06	206.2710
Comb. 10	-21.3567	404.2774
Comb. 11	-21.3567	327.4024
Comb. 12	8.0134E-07	154.7032
Comb. 13	-21.3567	275.8346

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

FUERZAS INTERNAS - EJES LOCALES (Kgf-m) *Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO*

APOYO 1				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	29.8488	169.2810	0.0000	0.0000
Viva de Cub	26.6564	151.4142	0.0000	0.0000
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp	0.0000	123.8000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	41.7883	236.9935	0.0000	0.0000
Comb. 2	49.1678	278.8444	0.0000	0.0000
Comb. 3	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 4	78.5360	395.9000	0.0000	0.0000
Comb. 5	35.8186	264.6373	0.0000	0.0000
Comb. 6	78.5360	445.4000	0.0000	0.0000
Comb. 7	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 8	49.1678	278.8443	0.0000	0.0000
Comb. 9	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 10	49.1678	401.8443	0.0000	0.0000
Comb. 11	35.8186	325.1372	0.0000	0.0000
Comb. 12	26.9639	152.3529	0.0000	0.0000
Comb. 13	26.9639	275.3529	0.0000	0.0000

APOYO 2				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	29.8488	169.2811	0.0000	0.0000
Viva de Cub	26.6564	151.4142	0.0000	0.0000
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp	0.0000	123.8000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	41.7883	236.9935	0.0000	0.0000
Comb. 2	49.1678	278.8444	0.0000	0.0000
Comb. 3	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 4	78.5360	395.9000	0.0000	0.0000
Comb. 5	35.8186	264.6373	0.0000	0.0000
Comb. 6	78.5360	445.4000	0.0000	0.0000
Comb. 7	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 8	49.1678	278.8444	0.0000	0.0000
Comb. 9	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 10	49.1678	401.8444	0.0000	0.0000
Comb. 11	35.8186	325.1373	0.0000	0.0000
Comb. 12	26.9639	152.3530	0.0000	0.0000
Comb. 13	26.9639	275.3530	0.0000	0.0000

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
(LEY 400 DE 1997-NSR-10)

PROYECTO: 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA COCINA ASADOR

FECHA: 30/12/2025

DAVL Consultoría, Diseño y Construcción:
E-mail: proyectosdavlcdc@gmail.com
Cr 102 B No 56 F – 34 S - 3203109393
Bogotá D.C. Colombia

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

CONTENIDO

CONTENIDO 2

1. INTRODUCCIÓN 3

2. CARTA RESPONSABILIDAD 5

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3) 6

3.1. LOCALIZACIÓN, NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA Y VALOR AA - AV. 6

3.2. DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO. 6

3.3. DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y EL MATERIAL ESTRUCTURAL EMPLEADO. 7

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS 9

5. AVALUO DE CARGAS 10

6. DISEÑO MAMPOSTERIA CONFINADA 11

7. REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO EN EDIFICACIONES 19

8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN 21

8.1 CÁLCULO DE VIGAS DE CIMENTACION 21

8.2 PLACA DE CONTRAPISO 22

9. DISEÑO DE CUBIERTA 23

9.1 AVALUO DE VIENTO 23

9.2 DISEÑO DE CORREAS 26

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

PROYECTO: 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA COCINA ASADOR.

373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA COCINA ASADOR. *se encuentra ubicado en el municipio de Arauca*. La estructura está conformada por una cubierta liviana en maposteria confinada.

METODOLOGÍA

El análisis de la estructura se realizó Mediante hojas de calculo electronicas. El diseño se hizo para zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

NORMAS Y ESPECIFICACIONES

El análisis del proyecto contempla las recomendaciones y exigencias estipuladas por parte de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10. El proyecto se encuentra en la zona suelo tipo E, según estudio de suelos.

SISTEMA ESTRUCTURAL

El tipo de estructura usado para resistir momentos es un sistema de muros de mampostería confinada, con Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO). La cimentación está constituida por una viga de amarre apoyada sobre un colchón de concreto ciclopeo, diseñadas para soportar cargas verticales y los momentos de sismo determinados en el análisis estructural.

Además de lo anterior se adjunta la siguiente información:

Grupo de uso	I
Sistema Estructural tipo	Muros de mamposteria confinado
Método utilizado	De la resistencia última
Sistema de Placa de cubierta	Cubierta Liviana

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

SISTEMA DE CIMENTACIÓN

La cimentación se diseñó de acuerdo al estudio de suelos el cual establece fundar mediante cimentación superficial a partir de 60 cm de profundidad. La capacidad de soporte o carga de fatiga del terreno tiene un valor de (9.67 T/m2).

Diseño estructural realizado por:

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

2. CARTA RESPONSABILIDAD

Bogotá, 30 de diciembre 2025

Señores
A quien corresponda
Ciudad

Referencia
Proyecto 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COCINA ASADOR.

Apreciados Señores:

La presente tiene por objeto dar constancia de que el diseño estructural del proyecto "373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA CASETA COCINA.". en el municipio de Arauca, fue realizado de acuerdo a las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente: NSR-10, y demás disposiciones legales que rigen al respecto.

Los estudios se ajustan en todo a la mencionada norma, en especial lo concerniente al diseño sísmico, el cual se realizó para la zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

Eximo al municipio de cualquier perjuicio que ocasione dicho cálculo estructural. Anexo fotocopia de la matrícula profesional vigente y copia de las memorias de cálculo y de los planos estructurales, respectivos.

Sin otro particular,

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3)

3.1. localización, nivel de amenaza sísmica y valor Aa - Av.



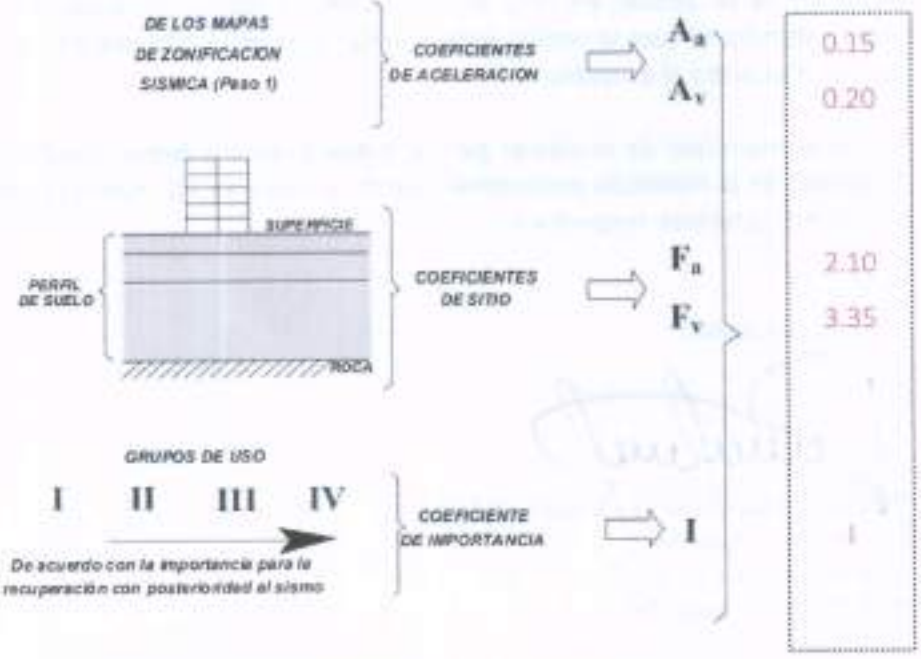
Figura 1 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de zonificación sísmica del Capítulo A.2



Figura 2 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de valores de A_a y A_v del Capítulo A.2

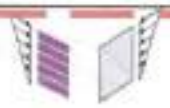
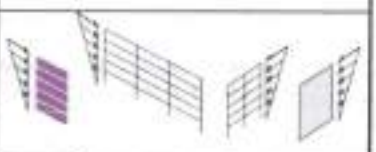
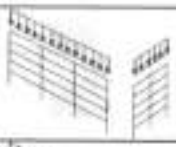
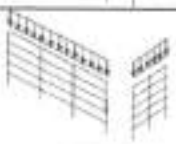
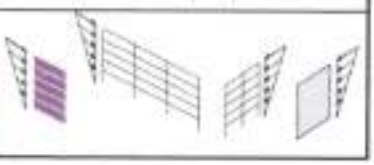
Ciudad	Aa	Av
Arauca	0.15	0.15

3.2. Definición de los movimientos sísmicos de diseño.

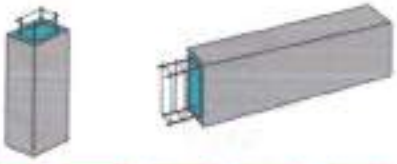


DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

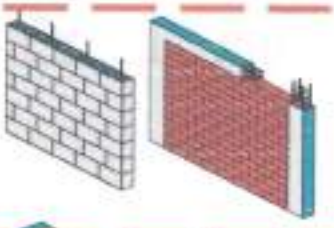
3.3. Definición de las características de la estructuración y el material estructural empleado.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA			
SISTEMA		CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA			
COMBINADO			
			
PÓRTICO			
DUAL			

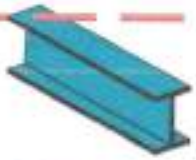
CONCRETO ESTRUCTURAL



MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL



ESTRUCTURAS METALICAS

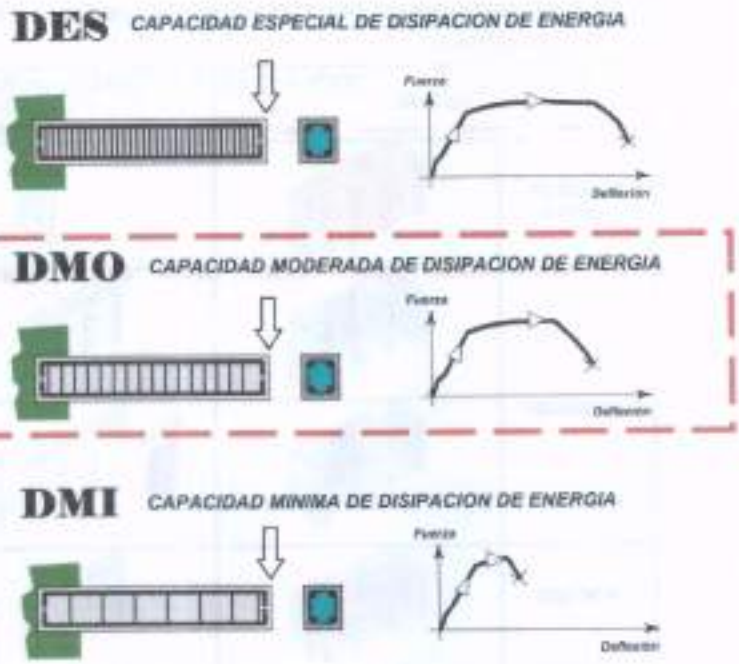


MADERA





Figura 6 - Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico



CAPACIDAD DE DISIPACIÓN ENERGÍA	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
MÍNIMA **DMI**	✓	no	no
MODERADA **DMO**	✓	✓	no
ESPECIAL **DES**	✓	✓	✓

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. CARGA MAXIMA DE AFINADOS 1.10 KN/m2/ (110Kgf/m2/) PISO 1
2. CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA (DMO).
3. GRUPO DE USO: I
4. GRADO DE DESEMPEÑO: BAJO
5. SUELO TIPO E
6. GRADO DE DISCIPACION DE ENERGIA (R): 2
7. RESISTENCIA DEL CONCRETO:

VIGAS DE CIM Y LOSA DE CONTRAPISO	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
VIGAS AEREAS	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
VIGUETAS AEREAS	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
COLUMNETAS	f'c=21 MPa (210Kgf/cm2/)

8. RESISTENCIA DEL ACERO:

ACERO PARA #3 Y MAYORES	fy=4200 kg/cm2/
ACERO PARA #2	fy=4200 kg/cm2/

9. RESISTENCIA DE MAMPOSTERIA:

MAMPOSTERIA	f'm=10 MPa (100 Kgf/cm2/)

10. RESISTENCIA DE MORTERO:

MORTERO	f'=12.5 MPa (125 Kgf/cm2/)

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

5. AVALUO DE CARGAS

Análisis Para Cubierta Liviana:



Análisis de cargas por m² de cubierta:

Carga Muerta:		
Peso Propio de la Teja:		0.050T/m²
Peso Estructura Metálica y/o Cielo Raso:		0.040T/m²
Otros Acabados:		0.010T/m²
	Subtotal carga muerta:	**0.100T/m²**
Carga viva:		0.050T/m²
Carga última de diseño:		**0.200T/m²**
Peso Granizo:		0.000T/m²

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

6. DISEÑO MAMPOSTERIA CONFINADA

DISEÑO DE MAMPOSTERIA CONFINADA NRS-10 TITULO D10

1. Verificación de uso de mampostería confinada

Tabla A.3-1
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0	Valor Ω_0	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit.	altura máx.	uso permit.	altura máx.	uso permit.	altura máx.
1 Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	N	12 m	N	18 m

Zona sísmica del Proyecto: DMO Maxima altura permitida 12 metros

D.2.1.5 — **MAMPOSTERIA DE MUROS CONFINADOS** — Es la construccion con base en piezas de mamposteria unidas por medio de mortero, reforzada de manera principal con elementos de concreto reforzado construidos alrededor del muro, confinándolo y que cumple los requisitos del capítulo D.10. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (DMO).

2. Datos de entrada y requisitos normativos

Materiales

D.10.4.1 — **RESISTENCIA DEL CONCRETO** — Tanto las columnas como las vigas de confinamiento se deben construir utilizando concreto cuya resistencia mínima a la compresión debe ser 17.5 MPa medida a los 28 días.

Concreto:

Concreto aplicado en columnetas y vigas de Amarre debe ser igual o superior a 17.5 Mpa

Concreto para columnetas y vigas de amarre =	21 MPa		
Esfuerzo de fluencia del acero =	420 MPa	Para refuerzos mayores de 3/8"	
Resistencia de las unidades de Mampostería =	3 MPa	F'cu	
Res a la compresión del mortero de pega =	12.5 MPa	F'cp	
Modulo de elasticidad del acero =	200000 MPa		
Altura de las unidades de mampostería =	230.0	mm	
Factor de corrección por absorción =	Kp:	Material Arcilla	0.8
		Material concreto	1.4

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

3. Resistencia a la compresión de la mampostería NSR-10 D.3.7.5

El valor especificado para la resistencia a la compresión de la mampostería f'M, se debe determinar de acuerdo con uno de los siguientes procedimientos:

A= Por medio de registros Historicos NSR-10 D.3.7.3
B= Por determinacion experimental sobre muretes de prueba NSR-10. D.3.7.4
C= Por medio de ensayos sobre maeriales individuales NSR-10 D.3.7.5

D.3.7.5 — VALOR DE f'_m BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES — Cuando f'_m no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares o históricos, su valor puede determinarse con base en una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de tal correlación, el valor de f'_m, se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R_m = \left(\frac{2k}{75+3k}\right)f'_{m1} + \left(\frac{500k_2}{75+3k}\right)f'_{m2} \le 0.8f'_m \qquad \text{(D.3.7-1)}$$

$$f'_m = 0.75R_m \qquad \text{(D.3.7-2)}$$

Rm1	1.8	+	0.65	2.5	Mpa	
Rm2				2.4	Mpa	2400000 Kg/m*s2

F'm = 1.80 Mpa

4. Verificacion Geometrica - Área Mínima de los muros confinados por nivel NSR-10 D.10.3.4

Area de piso = 7 m2

Coeficiente de aceleracion Pico Efectiva Aa = 0.15

N pisos por encima del nivel considerado = 1

D.10.3.4 — ÁREA MÍNIMA DE MUROS CONFINADOS POR NIVEL — El área mínima de muros confinados por nivel en cada dirección principal, está limitada por la siguiente expresión:

$$A_m \ge \frac{N A_a A_p}{2R} \qquad \text{(D.10.3-1)}$$

am = 0.05 m2

Area de muros en sentido X



0.19

Area de muros en sentido Y



0.86

596

D.10.3.2 — UNIDADES DE MAMPOSTERÍA PERMITIDAS — La mampostería de muros confinados se debe construir utilizando unidades de concreto, de arcilla cocida o sílico-calcáreas. Las unidades de mampostería pueden ser de perforación vertical, de perforación horizontal o macizas y deben cumplir las especificaciones establecidas en D.3.6.

D.10.3.2.1 — *Valores mínimos para la resistencia de las unidades, f'_{cu}* — Las unidades de mampostería que se empleen en la construcción de muros de mampostería confinada deben tener al menos las resistencias mínimas que se dan en la tabla D.10.3-1.

Tabla D.10.3-1
Resistencia mínima de las unidades para muros de mampostería confinada

Tipo de unidad	f'_{cu} (MPa)
Tolete de arcilla	1.5
Bloque de perforación horizontal de arcilla	3
Bloque de perforación vertical de concreto o de arcilla (sobre área neta)	5

Tabla D.3.4-1
Clasificación de los morteros de pega por propiedad o por proporción

Mortero tipo	Especificación de los morteros por propiedad[1]			Especificación de los morteros por proporción				
	Resistencia mínima a la Compresión f'_c, MPa [2]	Flujo en (%)[3]	Retención Mínima de Agua	Cemento Portland	Cal hidratada [4]	Cemento para Mampostería[5]	Arena/Material Cementante[6] Mín.	Máx.
H	22.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.00	2.5
M	17.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	110-120	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.0
N[7]	7.5	105-115	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

D.5.2.1 — MÓDULO DE ELASTICIDAD — Para los módulos de elasticidad se deben tomar los siguientes valores:

D.5.2.1.1 — *Acero de refuerzo* — El valor para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo debe tomarse como:

E_s = 200000 MPa (D.5.2-1)

BLOQUE # 5



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

5. Espesor mínimo del muro NSR-10 D.10.3.3

Espesor mínimo del muro = 150 mm

Altura libre del piso = 2.5 Metros

relacion = 16.7

6. Predimensionamiento de Columnas NSR-10 D.10.5

D.10.5.2 — **DIMENSIONES MÍNIMAS** — Las dimensiones mínimas para los elementos de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.5.2.1 — ***Espesor mínimo*** — El espesor mínimo de los elementos de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

D.10.5.2.2 — ***Área mínima*** — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²).

Requisito del espesor de la columna = 150 mm Ok

Columna 1			Columna 2		
Longitud de columna =	15 cm		Longitud de columna =	15 cm	
Ancho de Columna =	20 cm		Ancho de Columna =	20 cm	
Area de columna =	300 cm	Cumple	Area de columna =	300 cm	Cumple
Recubrimiento de Columna =	3 cm		Recubrimiento de Columna =	3 cm	

Dentro de la modelación tenemos la posibilidad de que las columnas de confinamiento tengan una sección igual o diferente, mientras cumplan los requisitos mínimos de la NSR-10.

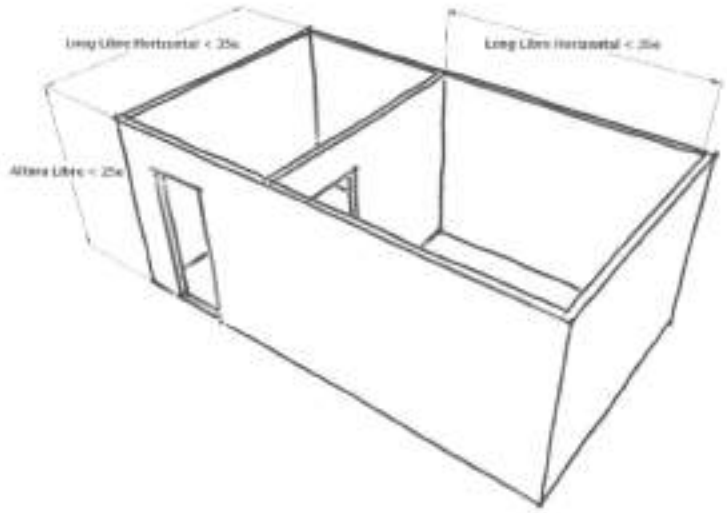
Ubicación de Columnas de confinamiento NSR-10 D.10.5.3

D.10.5.3 — **UBICACIÓN** — Deben colocarse columnas de confinamiento en los siguientes lugares:

(a) En los extremos de todos los muros estructurales.
(b) En las intersecciones con otros muros estructurales.
(c) En lugares intermedios a distancias no mayores de 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento ó 4 m.

597

El espesor mínimo afecta directamente a la altura libre y a la longitud libre horizontal, tal como lo muestra la siguiente imagen



Longitud 1 (35*espesor)=	5.3	metros
Longitud 2 (1.5*altura muro)=	3.8	metros
Longitud 3=	4	metros
Separacion maxima de columnas de centro a centro=	**3.8**	**metros**



Refuerzo mínimo Columnas de Confinamiento NSR-10 D.10.5.4

D.10.5.4 — **REFUERZO MINIMO** — El refuerzo mínimo de la columna de confinamiento debe ser el siguiente:

(a) ***Refuerzo longitudinal*** - No debe ser menor de 3 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El área de refuerzo longitudinal debe ser mayor o igual a 0.0075 veces el área de la sección bruta del elemento, pero el refuerzo longitudinal no puede ser menor al requerido para atender los esfuerzos de diseño de acuerdo a D.10.7

(b) ***Refuerzo transversal*** - Debe utilizarse refuerzo transversal consistente en estribos cerrados mínimo de diámetro N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm) espaciados a una separación no mayor de 1.5 veces la menor dimensión del elemento, o 200 mm. En ningún caso, el refuerzo transversal puede ser menos que el requerido para atender los esfuerzos de diseño, de acuerdo con D.10.7



Lo >	45 cm	45 cm
	3*B col	45 cm
	1/6 Luz entre columnas	62.5 cm
So	1.5 E col	30 cm
	20 cm	20 cm
	Zona Confinada So =	10 cm
	Zona no Confinada So =	20 cm

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

7. Predimensionamiento de Vigas NSR-10 D.10.6

D.10.6.2 — **DIMENSIONES MINIMAS** — Las dimensiones mínimas para las vigas de confinamiento debe ser las siguientes:

D.10.6.2.1 — ***Espesor mínimo*** — El espesor mínimo de las vigas de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

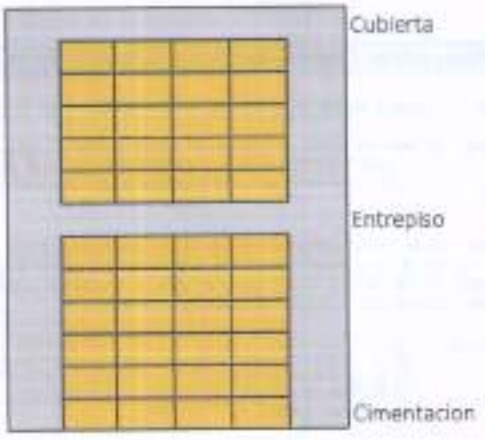
D.10.6.2.2 — ***Área mínima*** — El área mínima de la sección transversal de los elementos de confinamiento es de 20 000 mm² (200 cm²). En caso de utilizarse una losa de entrepiso maciza de espesor superior o igual a 100 mm, se puede prescindir de las vigas de amarre en la zona ocupada por este tipo de losa, colocando el refuerzo requerido para la viga dentro de la losa. En vigas que requieran enchaparse, el ancho especificado puede reducirse hasta en 75 mm, siempre y cuando se incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior al mínimo.

Espesor mínimo del muro =	150 mm			
Altura de la Viga =	20 cm			
Ancho de la Viga =	15 cm			
Area de Viga =	300 cm	>	200 cm	Cumple

Ubicación de vigas de confinamiento NSR-10 - D.10.6.3

D.10.6.3 — **UBICACIÓN** — Deben colocarse vigas horizontales de confinamiento en el arranque y en el remate del muro, en los entrepisos y a distancias libres verticales no mayores de 25 veces el espesor del muro. Las vigas deben disponerse formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando los muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso ó la cubierta. Deben ubicarse vigas amarres en los siguientes sitios:

(a) ***A nivel de cimentación*** — El sistema de cimentación constituye el primer nivel de amarre horizontal.
(b) ***A nivel del sistema de entrepiso*** — Las vigas de amarre deben ser parte del sistema de entrepiso.
(c) ***A nivel del enrase de cubierta*** — Se presentan dos opciones para la ubicación de las vigas de amarre y la configuración del diafragma:
1. Vigas horizontales al nivel de dinteles más altos de amarre como remate de las culatas.
2. Vigas de amarre horizontales en los muros sin culatas, combinadas con vigas de amarre inclinadas, configurando los remates de las culatas.



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

Predimensionamiento de cintas de amarre NSR-10 D.10.6.7

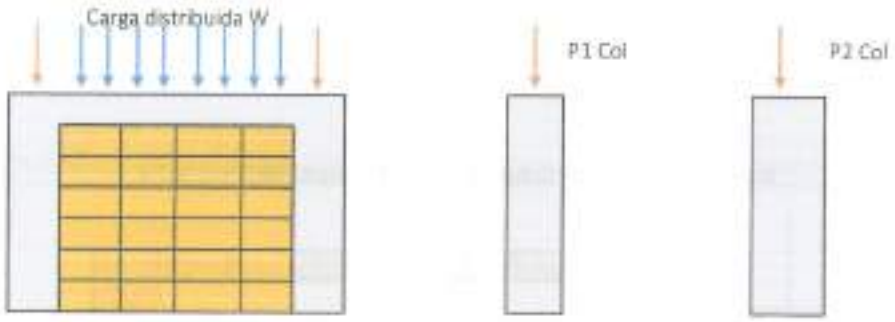
D.10.6.7 — **CINTAS DE AMARRE** — Se consideran las cintas de amarre como elementos suplementarios a las vigas de amarre, utilizables en antepechos de ventanas, en remates de culatas, en remates de parapetos, etc. Las cintas de amarre deben construirse de tal manera que se garantice el trabajo monolítico con el elemento que remata. El refuerzo longitudinal de las cintas de amarre se debe anclar en los extremos terminales. Indistintamente, se puede utilizar como cinta de amarre cualquiera de los siguientes elementos:

(a) Un elemento de concreto reforzado de altura superior o igual a 100 mm, con ancho igual al espesor del elemento que remata y reforzada mínimo con dos barras longitudinales N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm). El refuerzo transversal debe ser el necesario para mantener en la posición deseada las barras longitudinales.

(b) Un elemento construido con piezas de mampostería tipo U, reforzado longitudinalmente mínimo con dos barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) ó una barra N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm), e inyectado con mortero de inyección de resistencia a la compresión no inferior a 14 MPa.

Altura de la cinta de amarre =	10	cm
Base de la cinta de amarre =	15	cm
Area de Viga =	150	cm

8. Diseño de muro de mamposteria confinada
Resistencia Ultima



Resistencia de diseño >= Resistencia Requerida Ultima

Resistencia de diseño = Factor de reduccion Ø * Resistencia Nominal

Resistencia Requerida U = Factores de carga*Solicitaciones de carga de servicio

Ø Rn >= Ru

Resistencia a momento ØMn >= Mu

Resistencia a cortante Øvc >= Vu

Resistencia a carga axial ØPn >= Pu

Resistencia a Torsion ØTn >= Tu

D.10.7.2 — **VALORES DE ϕ** — En vez de los valores de ϕ dados en D.9.1.5, deben emplearse los siguientes:

(a) Carga axial de compresión, con o sin flexión ..... ϕ = 0.65
(b) Carga axial de tracción ..... ϕ = 0.85
(c) Flexión sin carga axial ..... ϕ = 0.85
(d) Cortante ..... ϕ = 0.50

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Carga Axial Ultima Pu

Columna 1 = Pu1 22 Kn

Columna 2 = Pu2 22 Kn

Muro = Pum 22 Kn

Cortante Ultimo Vu

Columna 1 = Vu1 15 Kn

Columna 2 = Vu2 15 Kn

Viga = Vu3 30 Kn

Muro = Vu4 12 Kn

Momento Ultimo Mu

Columna 1 = Mu1 50 Kn*m

Columna 2 = Mu2 45 Kn*m

Muro = Mum 60 Kn*m

Diseño para carga axial Columnas de confinamiento NSR-10 D.10.7.4

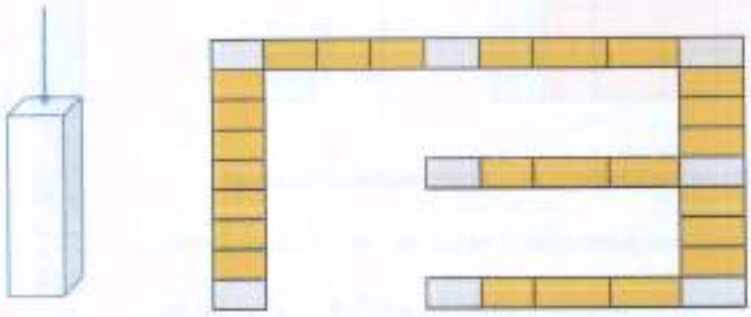


TABLA C.3.5.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Área mm²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El No. de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

7. REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO EN EDIFICACIONES

CHEQUEO DE RESISTENCIA CONTRA FUEGO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Proyecto: 373 - P. Malecon Arauca Caseta Comercial

Clasificacion de la edificacion por Grupo de Ocupacion NSR-10 K.2

Según tabla K.2.1-1 de NSR-10 estructura pertenece al subgrupo =

Tabla K.2.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupo y Subgrupo de ocupación	Clasificación	Sección
A	ALMACENAMIENTO	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	COMERCIAL	K.2.3
C-1	Servidos	
C-2	Bienes	
E	ESPECIALES	K.2.4
F	FABRIL E INDUSTRIAL	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	INSTITUCIONAL	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	
L	LUGARES DE REUNIÓN	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De tránsporte	
M	MIXTOS Y OTROS	K.2.8
P	ALTA PELIGROSIDAD	K.29
R	RESIDENCIAL	K.2.10
R-1	Unifamiliar y familiar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hotelés	
T	TEMPORAL	K.2.11

Categorizacion de la edificacion NSR-10 J.3.3

Área total construida del proyecto:

Tabla J.3.3-1
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, área construida, y número de pisos

Grupo y Subgrupo de ocupación	Área total Bonstruida, AT m2	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	AT > 1500	III	III	II	II	II	I	I
	AT < 1500	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	AT > 500	II	I	I	I	I	I	I
	AT < 500			II	I	I	I	I
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2) , (I-4)	AT > 1000	III	II	II	I	I	I	I
	500 < AT < 1000	III	III	II	II	I	I	I
	AT < 500	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	AT > 1000	II	II	I	I	I	I	I
	AT < 1000		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	AT > 1000	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	500 < AT < 1000	II	II	I	I	I	I	I
	AT < 500	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m2				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140 m2				III	II	II	I
(R-3)	AT > 5000	III	II	I	I	I	I	I
	AT < 5000	III	II	II	II	I	I	I

Nota: (1) En edificios para vivienda, el límite de 140 m2 por unidad corresponde al promedio aritmético de las áreas de todas las unidades, sin tener en cuenta las zonas comunes.

Según tabla J.3.3-1 la edificación se encuentra en categoría =

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Resistencia Requerida al fuego TABLA J.3.4-3 NSR-10

Grupo y Subgrupo de ocupación	Categoría según su clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
muros cortafuego	1	2	1
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, bajantes, ductos para basuras y corredores de evacuación protegidos	1	2	1
Muros divisorios entre unidades	1	1	1
Muros interiores no portantes	1/2	1/4	-
Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los títulos C a G del reglamento NSR-10	2	1	1
Cubiertas	1	1	1/2
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1	1

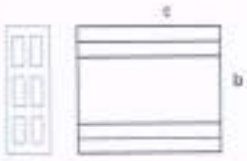
Cheques Muros de Mampostería No Estructural Muros Divisorios- J.3.5.3 NSR-10

Tabla J.3.5-1
espesor mínima equivalente, e, de muros de mampostería de un mm, en función de la resistencia al fuego en horas.

TIPO DE UNIDAD	Resistencia al fuego en horas		
	1		3
Maciza	60 mm	90 mm	110 mm
De perforación Vertical	50 mm	80 mm	100 mm
De perforación Horizontal	45 mm	65 mm	90 mm

TIPO DE LADRILLO

	a(m)	b(m)	c(m)	Densidad (Ton/m³)	W
1. Bloque #5	0.07	0.23	0.33	0.98	0.060
2. Bloque #4	0.09	0.23	0.33	0.91	0.082
3. Bloque #5	0.115	0.23	0.33	0.916	0.105
4. Bloque #6	0.14	0.23	0.33	0.77	0.106
5. Bloque HV1	0.09	0.23	0.33	0.88	0.079
6. Bloque HV2	0.115	0.23	0.33	0.88	0.101
7. Tolete	0.12	0.06	0.245	1.64	0.197
8. Otro	0.14	0.06	0.25	1.64	0.394



HV = Huecos Verticales

TIPO BLOQUE A	CANTIDAD DE HORAS MIN	ESPESOR EQUIVALENTE	ESPESOR	CUMPLE?
1. Bloque #5	1	0.048 m	0.045 m	OK

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

8.1 CÁLCULO DE VIGAS DE CIMENTACION

DISEÑO VIGAS DE AMARRE

1. Datos de Entrada

1. Se asume una sección: Según la NSR-10 numeral C.15.13.3, las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de las cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales.

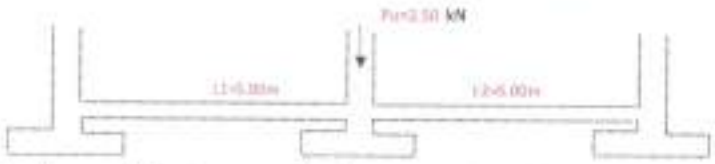
Concreto f'c =	21.0Mpa
Acero fy =	420Mpa
H de la viga=	0.30m
b de la viga =	0.30m
d=	0.23m



ø*vc=	649kN/m²
$\rho_{mínimo}$ =	0.00333

2. Verificación de Dimensiones

Porcentaje de carga que pasa a la columna vecina= 10.0% Pp= 0.25kN



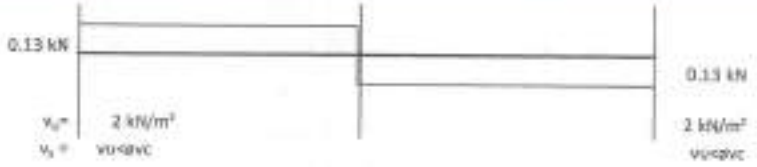
Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a L /20 para estructuras DES, L /30 para estructuras DMO y L /40 para estructuras DMI, donde L es la luz del elemento.

Capacidad de disipación de energía: DMO dimensión mayor mínimo (m): 0.17

3. Diagrama de momentos en kNm



4. Diagrama de cortantes:



Este análisis se efectuó para la condición más desfavorable de la cimentación, por lo tanto se adopta

tanto para el refuerzo a momento positivo como para el refuerzo a momento negativo 2 # 4

Vu: 2 kN/m²
ø*vc= 649 kN/m²

Para el refuerzo a cortante se colocarán estribos cada d/2 en zona de no confinamiento. Var No 3 cada 11.25 Cm
Para la zona de confinamiento colocar a una distancia de 2d estribos a d/4 Var No 3 cada 5.63 Cm

8.2 PLACA DE CONTRAPISO

El tipo de estructura usado para resistir momentos es un sistema de muros de mampostería confinada, con Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO). La cimentación está constituida por una viga de amarre apoyada sobre un colchón de concreto ciclopeo, diseñadas para soportar cargas verticales y los momentos de sismo determinados en el análisis estructural.

Para el diseño simplificado del refuerzo de la losa de contrapiso, se adopta una cuantía mínima de acero equivalente al 0,18 % del área de concreto, expresada mediante la siguiente relación:

$As = B \times H \times 0{,}0018$ As =B×H×0,0018

Donde:

B = ancho considerado de la franja de losa (cm)

H = espesor de la losa de contrapiso (cm)

0,0018 = cuantía mínima adoptada

A_s = área de acero requerida (cm^2)

Para efectos prácticos, se toma una franja de 100 cm de ancho.

Espesor H (cm)	Cálculo As = 100 × H × 0,0018	As requerido (cm^2)	Refuerzo típico equivalente
8 cm	100 × 8 × 0,0018	**1,44 cm^2**	Malla Ø6 mm @ 20 cm
10 cm	100 × 10 × 0,0018	**1,80 cm^2**	Malla Ø6 mm @ 15 cm
12 cm	100 × 12 × 0,0018	**2,16 cm^2**	Malla Ø7 mm @ 15 cm
15 cm	100 × 15 × 0,0018	**2,70 cm^2**	Malla Ø8 mm @ 15cm
18 cm	100 × 18 × 0,0018	**3,24 cm^2**	Malla Ø8 mm @ 15 cm
20 cm	100 × 20 × 0,0018	**3,60 cm^2**	Malla Ø8.5 mm @ 15 cm

9. DISEÑO DE CUBIERTA

9.1 AVALUO DE VIENTO

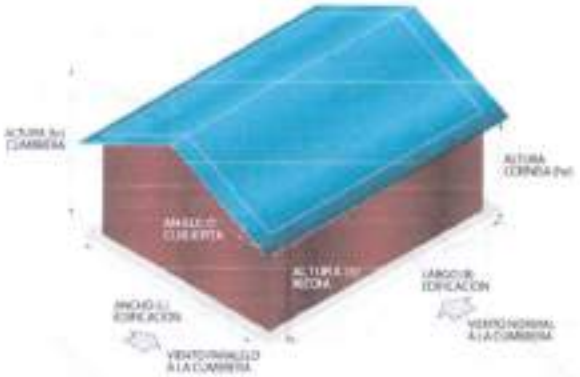
CARGAS PARA COMPONETES Y REVESTIMIENTOS

Tipo de estructura — Componentes y recubrimientos

Carga mínima de diseño — 40 kg/m²

Condiciones de Diseño

• Edificio de diafragma simple	Ok	
• Edificio bajo	Ok	usar qh y GCpf
• Dimensiones		





Corte *Planta*

h_{Total} =	3.70	m
h_{Cumbre} =	3.40	
L =	12.65	m
B =	3.90	m
L/B =	3.24	
h/L =	0.29	

• Edificio cerrado		Ok
• Angulo de la cubierta	θ=	5.7°
• Pendiente	5=	10.0%

Procedimiento de Diseño

Zona de amenaza eólica		3	
Velocidad de viento	V	125 km/h	Fig. B.6.4.-1
Factor de dirección del viento	Kd	0.85	Tabla B.6.5-4

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Factor de importancia

Grupo de uso	I	A.2.5
	0.87	Tabla B.6.5-1

Exposición



Ampliar imagen Rugosidad B



Ampliar imagen Rugosidad C



Ampliar imagen Rugosidad D

Rugosidad del terreno	D	B.6.5.6.2
Exposición	D	B.6.5.6.3
α	11.50	Tabla B.6.5-2
Zg	213.40	Tabla B.6.5-2
h media=	2.55 m	
Kz	1.01	Tabla B.6.5-3

Factor Topográfico



ESCARPE



LOMA (BIDIMENSIONAL 2-D) O
COLINA AXIAL SIMETRICA (TRIDIMENSIONAL 3-D)

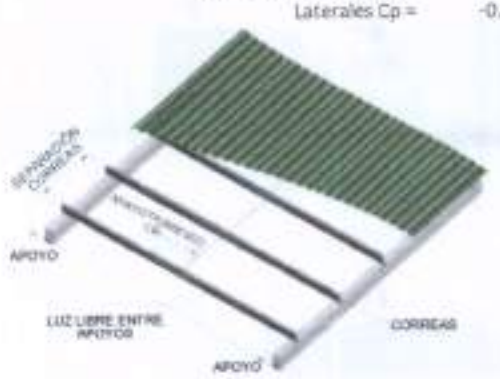
Kzt	1	B.6.5.7.2	Tener en cuenta B.6.5.7.1

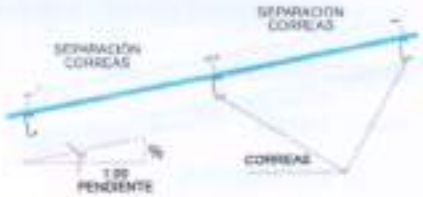
Coeficiente de presión interna

Clasificación del cerramiento	Parcialmente cerrados	
Gpi	0.55	presiones
Gpi	-0.55	succiones

Coeficiente de presión externa

Barlovento Fachada Cp =	0.80	
Sotavento fachada Cp =	-0.25	Figura B.6.5-3
Laterales Cp =	-0.70	





DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Longitud del elemento	4.00 m
Separación	1.50 m
Área efectiva	6.00 m²
Tipo de cubierta	Un agua
Angulo de la cubierta	5.70 °

GCp Zona 1 2 Y 3.	0.20	
GCp Zona 1 Neg.	-0.90	Figura B.6.5-11A
GCp Zona 2 Neg.	-1.10	
GCp Zona 3 Neg.	-1.10	

Presión por velocidad

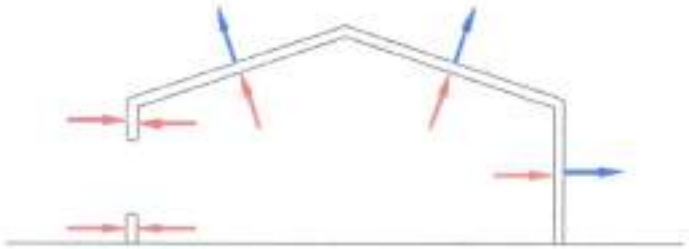
qh	55.01 kg/m²

Carga de viento por diseño

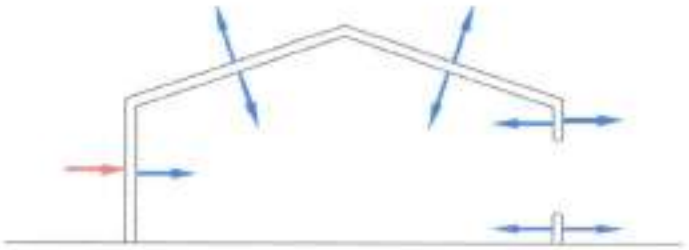
p Zona 1 2 Y 3.	41.26	Presión
p Zona 1 Neg.	-79.76	Succión
p Zona 2 Neg.	-90.77	Succión
p Zona 3 Neg.	-90.77	Succión

compresión	Barlovento	*P de diseño*	*41.26 kg/m²*	*>±40kg/m²=>OK*
succión	Sotavento	*P de diseño*	*-90.77 kg/m²*	*>±40kg/m²=>OK*

Viento



Viento



Presión del viento - positiva

Succión del viento - negativa

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

9.2 DISEÑO DE CORREAS

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTE DE CORREAS

TAC-R Tubo rectangular 120 x 60 (3.43 mm)
con Fy = 35.15 Kgf/mm² cada 1.50 m sin arriostramiento interior.

SECCION LONGITUDINAL



L1	4.00 m
A1	0.10 m
A2	0.10 m

CONFIGURACION	
TIPO DE CARGA	DISTRIBUIDA
Carga muerta	60.00 Kgf/m²
Peso propio correa	8.86 Kgf/m
Carga viva	50.00 Kgf/m²
Carga granizo	0.00 Kgf/m²
Viento compresión (Perpendicular)	40.00 Kgf/m²
Viento succión (Perpendicular)	-90.77 Kgf/m²
Pendiente sección transversal	10° = 17.6330%

SECCION TRANSVERSAL



L = 1.50 m

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

REPORTES DE DISEÑO

REPORTE FLEXION				
	Apoyos		Interiores	
Ejes locales	3	2	3	2
Resistente (Kgf.m)	1364.3612	722.0834	1364.3612	722.0834
Calculado (Kgf.m)	0.0000	0.0000	519.5724	80.4994

REPORTE CORTANTE		
Ejes locales	2	3
Resistente (Kgf)	12929.4053	5862.9868
Calculado (Kgf)	505.3545	78.2966

REPORTE DEFLEXION		
Deflexiones máximas	Instantanea	Permanente
Admisible (m)	0.0114	0.0171
Calculado (m)	0.0066	0.0140

REPORTE ARRUGAMIENTO	
No. de Apoyo	0
Resistencia máxima (Kgf)	506.9000
Arrugamiento (Kgf)	5128.5132

COMBINACIONES DE CARGA					
No	Muerta	Viva	Granizo	Viento compresión	Viento succión
1	1.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	0.0000
3	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	0.0000
4	1.2000	1.6000	0.0000	0.5000	0.0000
5	1.2000	0.0000	1.6000	0.5000	0.0000
6	1.2000	1.6000	0.0000	0.0000	0.5000
7	1.2000	0.0000	1.6000	0.0000	0.5000
8	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	1.0000
9	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	1.0000
10	1.2000	0.5000	0.0000	1.0000	0.0000
11	1.2000	0.0000	0.5000	1.0000	0.0000
12	0.9000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000
13	0.9000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000

REACCIONES - EJES GLOBALES (Kgf-m)

Elementos calculados con el programa de diseño Arguimet 2.0 de ACESCO

APOYO 1		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	171.9925
Viva de Cub.	0.0000	153.7500
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp.	-21.3587	121.1314
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	6.2627E-06	240.6495
Comb. 2	6.2104E-06	283.1460
Comb. 3	6.9415E-06	206.2710
Comb. 4	-10.6794	512.8367
Comb. 5	-10.6794	266.8367
Comb. 6	5.1327E-06	452.2710
Comb. 7	6.9415E-06	206.2710
Comb. 8	6.2104E-06	283.1460
Comb. 9	6.9415E-06	206.2710
Comb. 10	-21.3587	404.2773
Comb. 11	-21.3587	327.4023
Comb. 12	3.0510E-06	164.7032
Comb. 13	-21.3587	275.8346

APOYO 2		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	171.9925
Viva de Cub.	0.0000	153.7500
Granizo	0.0000	0.0000
Viento Comp.	-21.3587	121.1314
Viento Succion	0.0000	0.0000
Comb. 1	8.9134E-07	240.6495
Comb. 2	-2.3883E-06	283.1460
Comb. 3	1.6422E-06	206.2710
Comb. 4	-10.6794	512.8367
Comb. 5	-10.6794	266.8367
Comb. 6	-1.6669E-07	452.2710
Comb. 7	1.6422E-06	206.2710
Comb. 8	-2.3883E-06	283.1460
Comb. 9	1.6422E-06	206.2710
Comb. 10	-21.3587	404.2774
Comb. 11	-21.3587	327.4024
Comb. 12	4.0134E-07	164.7032
Comb. 13	-21.3587	275.8346

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

FUERZAS INTERNAS - EJES LOCALES (Kgf-m) *Elementos calculados con el programa de diseño Arguinet 2.0 de ACESCO*

APOYO 1				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	29.8488	169.2810	0.0000	0.0000
Viva de Cub	26.6984	151.4142	0.0000	0.0000
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp	0.0000	123.0000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	41.7883	236.9935	0.0000	0.0000
Comb. 2	49.1678	278.8443	0.0000	0.0000
Comb. 3	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 4	78.5360	506.9600	0.0000	0.0000
Comb. 5	33.8186	264.6373	0.0000	0.0000
Comb. 6	78.5360	445.4939	0.0000	0.0000
Comb. 7	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 8	49.1678	278.8443	0.0000	0.0000
Comb. 9	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 10	49.1678	451.8443	0.0000	0.0000
Comb. 11	35.8186	326.1372	0.0000	0.0000
Comb. 12	26.6639	152.3529	0.0000	0.0000
Comb. 13	26.6639	275.3529	0.0000	0.0000

APOYO 2				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	29.8488	169.2811	0.0000	0.0000
Viva de Cub	26.6984	151.4142	0.0000	0.0000
Granizo	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Viento Comp	0.0000	123.0000	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Comb. 1	41.7883	236.9939	0.0000	0.0000
Comb. 2	49.1678	278.8444	0.0000	0.0000
Comb. 3	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 4	78.5360	506.9600	0.0000	0.0000
Comb. 5	33.8186	264.6373	0.0000	0.0000
Comb. 6	78.5360	445.4939	0.0000	0.0000
Comb. 7	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 8	49.1678	278.8444	0.0000	0.0000
Comb. 9	35.8186	203.1373	0.0000	0.0000
Comb. 10	49.1678	451.8444	0.0000	0.0000
Comb. 11	35.8186	326.1373	0.0000	0.0000
Comb. 12	26.6639	152.3530	0.0000	0.0000
Comb. 13	26.6639	275.3530	0.0000	0.0000

DAVL

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
(LEY 400 DE 1997-NSR-10)

PROYECTO: 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA MURO DE CONTENCION

FECHA: 30/12/2025

DAVL Consultoría, Diseño y Construcción:
E-mail: proyectosdavlcdc@gmail.com
Cr 102 B No 56 F – 34 S - 3203109393
Bogotá D.C. Colombia

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

CONTENIDO

CONTENIDO 2

1. INTRODUCCIÓN 3

2. CARTA RESPONSABILIDAD 5

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3) 6

3.1. LOCALIZACIÓN, NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA Y VALOR AA - AV. 6

3.2. DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO. 6

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS 8

5. MURO DE CONTENCION 9

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

1. INTRODUCCIÒN

PROYECTO: 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA Muro de contención.

373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA - Muro de contención, *se encuentra ubicado en el municipio de Arauca*. La estructura está conformada por un sistema de contención basada en muro de concreto reforzado.

METODOLOGÍA

El análisis de la estructura se realizó Mediante hojas de cálculo electrónicas. El diseño se hizo para zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

NORMAS Y ESPECIFICACIONES

El análisis del proyecto contempla las recomendaciones y exigencias estipuladas por parte de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10. El proyecto se encuentra en la zona suelo tipo E, según estudio de suelos.

SISTEMA ESTRUCTURAL

El tipo de estructura usado para resistir solicitaciones de empujes laterales de tierra y agua es un sistema de muros de concreto reforzado. Además de lo anterior se adjunta la siguiente información:

Grupo de uso	I
Sistema Estructural tipo	Muros de contención concreto reforzado
Método utilizado	De la resistencia última
Sistema de Placa de cubierta	n/a

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Diseño estructural realizado por:

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

2. CARTA RESPONSABILIDAD

Bogotá, 30 de diciembre 2025

Señores
A quien corresponda
Ciudad

Referencia
Proyecto 373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA - Muro de contención.

Apreciados Señores:

La presente tiene por objeto dar constancia de que el diseño estructural del proyecto "373 - P. CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA - Muro de contención.". en el municipio de Arauca, fue realizado de acuerdo a las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente: NSR-10, y demás disposiciones legales que rigen al respecto.

Los estudios se ajustan en todo a la mencionada norma, en especial lo concerniente al diseño sísmico, el cual se realizó para la zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

Eximo al municipio de cualquier perjuicio que ocasione dicho cálculo estructural. Anexo fotocopia de la matricula profesional vigente y copia de las memorias de cálculo y de los planos estructurales, respectivos.

Sin otro particular,

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil, Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3)

3.1. localización, nivel de amenaza sísmica y valor Aa - Av.



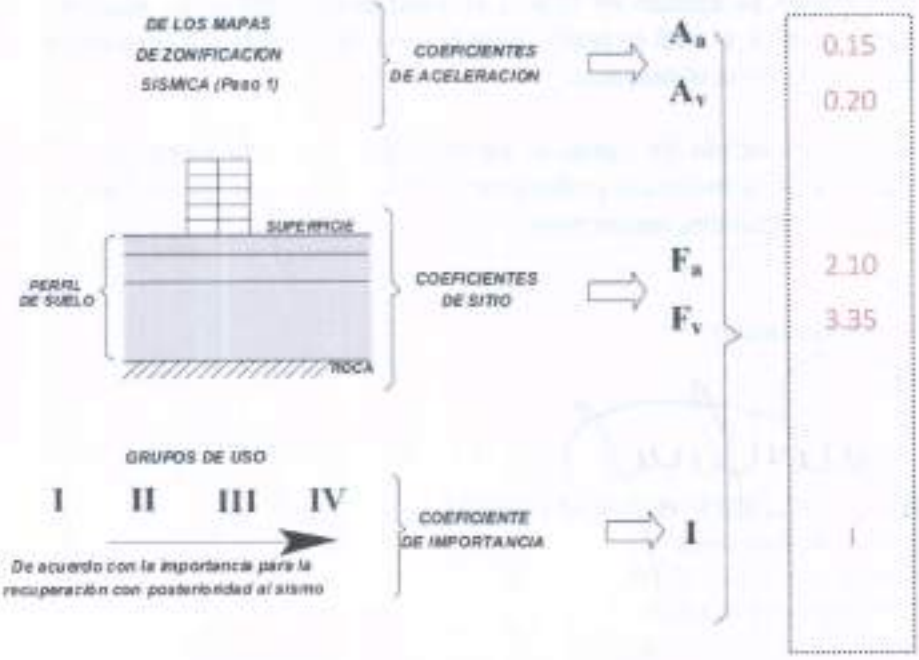
Figura 1 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de zonificación sísmica del Capítulo A.2



Figura 2 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de valores de A_a y A_v del Capítulo A.2

Ciudad	Aa	Av
Arauca	0.15	0.15

3.2. Definición de los movimientos sísmicos de diseño.



DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. CARGA MAXIMA DE AFINADOS N/A
2. CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA (DMO).
3. GRUPO DE USO: I
4. GRADO DE DESEMPEÑO: BAJO
5. SUELO TIPO E
6. GRADO DE DISCIPACION DE ENERGIA (R): n/a
7. RESISTENCIA DEL CONCRETO:

VIGAS DE CIM Y LOSA DE CONTRAPISO	f'c=28 MPa (280 Kgf/cm2/)
MURO	f'c=28 MPa (280Kgf/cm2/)

8. RESISTENCIA DEL ACERO:

ACERO PARA #3 Y MAYORES	fy=4200 kg/cm2/
ACERO PARA #2	fy=4200 kg/cm2/

9. RESISTENCIA DE MAMPOSTERIA:

MAMPOSTERIA	f'm=10 MPa (100 Kgf/cm2/)

10. RESISTENCIA DE MORTERO:

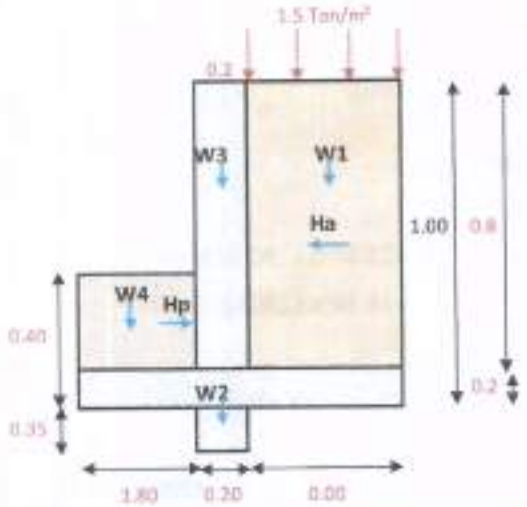
MORTERO	f'=12.5 MPa (125 Kgf/cm2/)

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

5. MURO DE CONTENCION

DISEÑO MURO DE CONTENCION TIPO 1

Proyecto: MEJORAMIENTO Y ADECUCIÓN DEL MALECÓN COMO INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MUNICIPIO DE ARAUCA



ka =	0.51
γ =	1.90 Ton/m³
Angulo Φ =	19.07
Φ Conc-Suelo =	0.55
ha =	1.00 m
hp =	0.40 m
Sobrecarga =	1.5 Ton/m²
hz =	0.35 m
ez =	0.20 m
ewb =	0.20 m
ewt =	0.20 m
Fracc.Pasiva =	1.00
za =	0.00 m
zp =	1.80 m
σadm. =	9.67 Ton/m²

Modelo de Análisis: Empuje Dinamico - Consideración de sismo- MONONOBE OKABE

Angulo fricción interna = 19.1
δ= 9.54
β= 0.00
ψ= 8.97
θ = 0.00

KAE, coeficiente de empuje de tierras dinamico

$$\psi = Tan^{-1}\left(\frac{A_a}{1-K_v}\right)$$

Aa= 0.15
Kv= 0.05

$$K_{ae} = \frac{COS^2(\phi-\theta-\psi)}{COS(\psi)\cdot COS^2(\theta)\cdot COS(\delta+\theta+\psi)\cdot\left[1+\sqrt{\frac{Sen(\delta+\phi)\cdot Sen(\phi-\beta-\psi)}{Cos(\delta+\theta+\psi)\cdot Cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

Kae= 0.615

$$P_{AE} = \frac{1}{2}\cdot K_{AE}\cdot\gamma\cdot H^2$$

Calculo de Empuje total incluido sismo PAE= 0.58425

Analisis de cargas y resultante de momentos

cargas					
Verticales y Pasiva			Activa		
W1	=	0	Ha1	=	0.48
W2	=	0.96	Ha5	=	0.77
W3	=	0.384			
W4	=	0.684			
W5	=	0			
Hp	=	0.87			

Momentos					
Resistentes			Actuante		
M1	=	0.00	Ma	=	0.544
M2	=	0.96			
M3	=	0.73			
M4	=	0.62			
M5	=	0.00			
Mp	=	0.03			

Total Vertical = 2.03 Ton
Fuerza Res. = 1.98 Ton
Fuerza Act. = 1.25 Ton

Total = 2.34 Ton*m **Total =** 0.54 Ton*m

Factor de deslizamiento 1.59 Ton Cumple Factor de Vuelco 4.30 Ton Cumple

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Fatiga Sobre el Suelo

Longitud	=	2.00 m	x_A =	0.86 m	σ_{min} =	0.66 Ton/m²	Cumple
ΣMA	=	1.79 Ton*m					
ΣMv	=	2.03 Ton*m	e =	0.12 m	$\sigma_{máx}$ =	1.36 Ton/m²	Cumple
B´	=	1.77 m					
Esfuerzo	=	1.15					

Diseño por Rotura

Concreto: 21.0 MPa
Acero: 420 MPa

Recubrimiento: 0.100 m
ϕVc = 64.90 Ton/m²

Vastago

Empuje =		0.48 Ton
Empuje S.carga =		0.77 Ton
Empuje Total =		1.25 Ton
d =		0.10 m
V_u =		1.87 Ton
v_u =		19 Ton/m²
M_u =		0.8 Ton/m²
ρ =		0.0023
As_{min} =		400 mm²/m
As long. =		400 mm²/m
Ref. Long =	4	0.317 m
Ref. Tv =	3	0.356 m

Zarpa Zp

σ apoyo =		0.73 Ton/m²
d =		0.10 m
$V_{u\ Apoyo}$ =		0.28 Ton
v_u =		3 Ton/m²
M_u =		0.4 Ton/m²
ρ =		0.0011
As_{min} =		400 mm²/m
As long. =		400 mm²/m
Ref. Long =	4	0.32 m
Ref. Tv =	3	0.36 m

Zarpa Za

σ apoyo =		0.66 Ton/m²
d =		0.10 m
$V_{u\ Apoyo}$ =		0.00 Ton
v_u =		0 Ton/m²
M_u =		0.0 Ton/m²
ρ =		0
As_{min} =		400 mm²/m
As long. =		400 mm²/m
Ref. Long =	4	0.317 m
Ref. Tv =	3	0.356 m

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

DATOS DE ENTRADA

L=	1.00 m	Longitud de tanque	Ko=	0.53
B=	1.00 m	Ancho del tanque	$\gamma_{liquido}$=	1.00 ton/m³
t_w=	0.25 m	Espesor de los muros	γ_{concr}=	1.90 ton/m³
H_w=	1.50 m	Altura de los muros	W_L=	0.4 ton
e_{tapa}=	0.00 m	Espesor equivalente de tapa tanque	f'_c=	28 MPa
H_L=	1.50 m	Altura del agua		
I=	1.25	Factor de importancia		
R_i=	2	Coeficientes de modificación de respuesta		
R_c=	1			

Tabla 4.1.1 (a) Factor de importancia I

	Uso del tanque	Factor I
III	Tanques con contenido peligroso	1.5
II	Tanques que deben seguir en uso por razones de emergencia después de un sismo o tanques que son parte de sistemas vitales	1.25
I	Tanques no incluidos en las categorías II o III	1

Tabla 4.1.1 (b) Factor de modificación de Respuesta

Tipo de Estructura	Ri		Rc
	Superficial	Enterrado	
Tanques con base flexible, anclados	3.25	3.25	1
Tanques tipo fuste o articulados	2	3	1
Tanques con base restringida o no restringida, sin anclar	1.5	2	1
Tanques sobre pedestales	2	———	1

Peso equivalente del líquido de la componente impulsiva:

$$W_i = \frac{\tanh(0.866 \frac{L}{H_L})}{0.866 . (\frac{L}{H_L})} . W_L =$$ 0.4 ton

Para tanques con $L/H_L \geq 1.333$:

$$h_i = 0.375\ H_L =$$ 0.60 m

Peso equivalente del líquido de la componente convectiva:

$$W_c = 0.264 . (\frac{L}{H_L}) \tanh\left[3.16 . (\frac{H_L}{L})\right] . W_L =$$ 0.1 ton

Para todos los tanques:

$$h_c = \left[1 - \frac{\cosh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right] - 1}{3.16\left(\frac{H_L}{L}\right) \operatorname{senh}\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]}\right] H_L =$$ 1.29 m

Coeficiente de masa efectiva:

$$\varepsilon = \left[0.0151 . \left(\frac{L}{H_L}\right)^2 - 0.1908 . \left(\frac{L}{H_L}\right) + 1.021\right] =$$ 0.908 ≤1

610

Masa de un muro de concreto (para 1m de ancho):

h_w= 0.80 m

$m_w = H_w . t_w . \rho_c =$ 0.098 ton.seg²/m² $\qquad \rho_c = \frac{\gamma_c}{g} = \frac{2.4 t/m^3}{9.81 m/seg^2} =$ 0.24 ton.seg²/m⁴

Masa de la componente impulsiva de agua:

$m_i = \frac{W_i}{W_L} . \frac{L}{2} . H_L . \rho_L =$ 0.074 ton.seg²/m² $\qquad \rho_L = \frac{\gamma_L}{g} = \frac{1.0 t/m^3}{9.8 m/seg^2} =$ 0.10 ton.seg²/m⁴

Resultante de las masas impulsivas y muros:

$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)} =$ 0.71 m

PROPIEDADES DINÁMICAS

Frecuencia natural combinada: $k = \frac{E_c . b}{4} (\frac{t_w}{h})^3 =$ 26734 ton/m

$W_i = \sqrt{\frac{k}{m}} =$ 393.93 ciclos/seg $\qquad$ m= 0.172 ton.seg²/m²

Periodo de vibración de la masa impulsiva:

$T_i = \frac{2\pi}{W_i} =$ 0.016 seg

Frecuencia natural convectiva:

$W_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} =$ 5.568 ciclos/seg $\qquad \lambda = \sqrt{3.16 . g . \tanh\left[3.16 \left(\frac{h_L}{L}\right)\right]} =$ 5.5675

Periodo de vibración de la masa impulsiva:

$T_c = \frac{2\pi}{W_c} =$ 1.129 seg

COEFICIENTES SÍSMICOS DE RESPUESTA Ci, Cc, Ct - formato ASCE7-10

Perfil de Suelo= local

A_o= 0.35 $\qquad F_a$= 2.10 $\qquad S_s$= 0.56

A_s= 0.35 $\qquad F_v$= 3.10 $\qquad S_1$= 0.27

S_{MS}= 1.18

S_{DS}= 0.79

$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} =$ 0.77 $\qquad$ To=0.20$\frac{S_{D1}}{S_{DS}} =$ 0.153142857 $\qquad S_{D1}$= 0.60

Para $T_s \leq T_c$: $C_s = S_{DS}$ = 0.788

Para $Tc > 1.6/Ts$:

$$C_C = \frac{2.4 S_{DS}}{Tc^2} = 1.484$$

$$C_c = 0.4 S_{DS} = 0.315$$

T	$S_a(g)$
0.00	0.788
0.15	0.788
0.77	0.788
2.00	0.302
2.50	0.241



MOVIMIENTOS SISMICO DE DISEÑO SEGÚN ASCE 7-10

FUERZAS DINÁMICAS LATERALES

Fuerza lateral por peso de los muros:

W'_w = 3.8 ton $\quad P'_w = C_i\, I \left[\frac{\varepsilon W'_w}{R_i}\right] =$ 1.72 ton

Fuerza lateral por peso de la tapa de tanque:

W'_T = 0.0 ton $\quad P_T = C_i\, I \left[\frac{W_T}{R_i}\right] =$ 0.00 ton

Fuerza impulsiva hidrodinámica:

$$P_i = C_i\, I \left[\frac{W_i}{R_i}\right] = 0.18 \text{ ton}$$

Fuerza convectiva hidrodinámica:

$$P_c = C_c\, I \left[\frac{W_c}{R_c}\right] = 0.12 \text{ ton}$$

Fuerza por empuje dinámico de tierra:

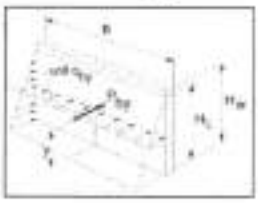
$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma_{Suelo} H_L^2 K_{AE} B = 1.24 \text{ ton}$$

Cortante en la base: *Sin acel. Vertical*

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_T)^2 + P^2_c + P^2_{ad}} = 2.27 \text{ ton}$$

FUERZA LATERAL PRODUCIDA POR LA ACELERACIÓN VERTICAL

b=Vertical to horizontal acceleration ratio= 2/3



Aceleración vertical:

$\ddot{u}_v = C_L\, I \left[\frac{b}{R_i}\right] \geq 0.2\, S_{DS} =$ 0.131 $0.2\, S_{DS} =$ 0.16

Fuerza hidrostática: *Fuerza hidrostática altura y:* 0.53 m

$P_h = \frac{1}{2}\, \gamma_L\, H^2{}_L\, B =$ 1.28 ton $q_{hy} = \gamma_L\, (H_L - y) =$ 1.07 ton/m²

Presión y Fuerza hidrodinámica por la aceleración vertical:

$p_{vy} = \ddot{u}_v q_{hy} =$ 0.168 ton/m²

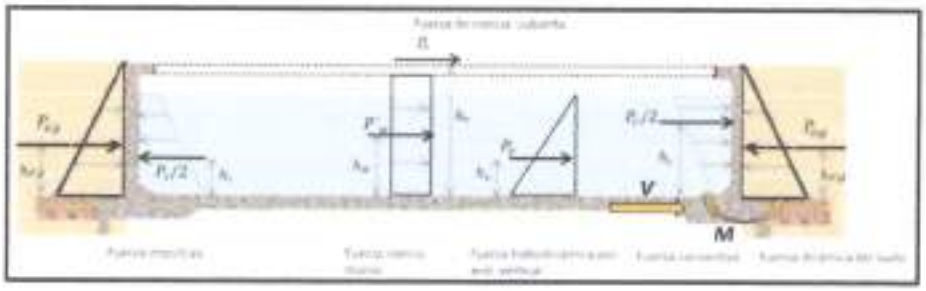
$P_{hy} = \ddot{u}_v P_h =$ 0.202 ton

Desplazamiento vertical máximo:

$d_{max} = \frac{L}{2} C_c I =$ 0.93 m

Cortante en la base total:

$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_T)^2 + P^2{}_c + P^2{}_{eq} + P^2{}_{hy}} =$ 1.38 ton



REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE LAS FUERZAS APLICADAS

Listado de fuerzas:

$P_r =$ 0.0 ton $P_i =$ 0.18 ton $P_c =$ 0.1 ton

$P_{eq} =$ 1.2 ton $P'_w =$ 1.72 ton $P_v =$ 0.2 ton

Listado de distancias:

$h_r =$ 1.60 m $h_i =$ 0.60 m $h_c =$ 1.29 m

$h_{eq} =$ 0.53 m $h'_w =$ 0.80 m $h_v =$ 0.53 m

Listado de fuerzas por metro para diseño aflexión y cortante de cada muro:

$P_r =$ 0.00 ton $P_i/2 =$ 0.09 ton $P_c/2 =$ 0.06 ton

$P_{eq} =$ 1.24 ton $P'_w =$ 1.72 ton $P_v =$ 0.20 ton

Momentos para diseño:

$M_r =$ 0.00 ton.m $M_i =$ 0.05 ton.m $M_c =$ 0.08 ton.m

$M_{eq} =$ 0.66 ton.m $M'_w =$ 1.37 ton.m $M_v =$ 0.11 ton.m

$$M = \sqrt{\left[(M_{sx} + N_x \cdot h_x)^2 + M^2_{sy} + M^2_{xy} + M^2_{vx}\right]}$$ (Ton-m)

$M_{diseño}$ = 1.58 ton.m ==>

Acciones en los muros /m		
Mu=	1.58	T.m/m
As req=	0.75	cm2/m
Vu=	2.28	T/m
ØVc=	13.57	T/m

Tabla A-1.3-1
Coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_0, para algunas estructuras especiales

Tipo de estructura	Valor de R_0
Tanques, contenedores de líquidos y gases a presión apoyados sobre columnas arriostradas, con diagonales, o no	2.0
Silos y chimeneas de concreto reforzado vaciado en sitio, cuyas paredes son continuas hasta la fundación	3.5
Estructuras en forma de torre cuya masa está distribuida en la altura, tales como chimeneas, silos y tanques, cuyos apoyos consisten en faldones.	3.0
Torres en celosía, autoportantes o con templetes, chimeneas y torres con templetes.	3.0
Estructuras de tipo péndulo invertido	2.0
Toivas sobre columnas, con o sin contravientos	3.0
Torres de enfriamiento	3.5
Torres o anaqueles de almacenamiento	3.0
Avisos y vallas publicitarias	3.5
Monumentos y estructuras de parques de diversión	3.0
Otras estructuras autoportantes, no incluidas anteriormente	3.0

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

FACTOR DE DURABILIDAD AMBIENTAL Sd (NSR-10 C.23-C.9.2.6) MUROS FLEXIÓN

f= 0.90
F_y= 420 MPa
g(Carga mayorada/carga no mayorada)= 1.4

$$S_d = \frac{\phi F_y}{\gamma f_s} \geq 1.0$$

(a) En el caso de diseño a cortante este coeficiente S_d se aplica únicamente a la porción de la resistencia a cortante que es llevada por el refuerzo a cortante.

(b) El coeficiente de durabilidad no debe utilizarse en diseños que utilicen cargas de servicio o esfuerzos admisibles.

(c) No se requiere el uso del coeficiente de durabilidad ambiental S_d en combinaciones de carga que incluyan fuerzas sísmicas E.

$f_{s\,máx}$= 250 MPa Según----------->
$f_{s\,min}$= 140 MPa Según----------->

$$f_{s,max} = \frac{57000}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \qquad (C.23.2)$$

h= 0.25 m
d= 0.20 m

s= 200 mm b= 1.350
d_b= 12.7 mm
$f_{s,max}$= 184 MPa

C.23.C.9.2.6.1 — Esfuerzo f_s causado por flexión: véase C.23-C.10.6.4.

C.23-C.9.2.6.2 — Tracción directa o esfuerzos anulares de tracción en exposición ambiental normal:

f_s = 140 MPa

C.23-C.9.2.6.3 — Tracción directa o esfuerzos anulares de tracción en exposición ambiental severa:

f_s = 120 MPa

C.23-C.9.2.6.4 — Esfuerzos en el refuerzo para cortante causados por cortante en exposición ambiental normal:

f_s = 170 MPa

C.23-C.9.2.6.5 — Esfuerzos en el refuerzo para cortante causados por cortante en exposición ambiental severa:

S_d= 1.47

DAVL
CONSULTORIA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

FACTOR DE DURABILIDAD AMBIENTAL Sd (NSR-10 C.23-C.9.2.6) MUROS CORTANTE

f= 0.75

F_y= 420 MPa

g(Carga mayorada/carga no mayorada)= 1.40

$$S_d = \frac{\phi F_y}{\gamma f_s} \geq 1.0$$

(a) En el caso de diseño a cortante este coeficiente S_d se aplica únicamente a la porción de la resistencia a cortante que es llevada por el refuerzo a cortante.

(b) El coeficiente de durabilidad no debe utilizarse en diseños que utilicen cargas de servicio o esfuerzos admisibles.

(c) No se requiere el uso del coeficiente de durabilidad ambiental S_d en combinaciones de carga que incluyan fuerzas sísmicas E.

f_s= 170 MPa Según----------->

C.23-C.9.2.6.1 — Esfuerzo f_s causado por flexión véase C.23-C.10.6.4.

C.23-C.9.2.6.2 — Tracción directa o esfuerzos anulares de tracción en exposición ambiental normal

f_s = 140 MPa

C.23-C.9.2.6.3 — Tracción directa o esfuerzos anulares de tracción en exposición ambiental severa

f_s = 120 MPa

C.23-C.9.2.6.4 — Esfuerzos en el refuerzo para cortante causados por cortante en exposición ambiental normal

f_s = 170 MPa

C.23-C.9.2.6.5 — Esfuerzos en el refuerzo para cortante causados por cortante en exposición ambiental severa

S_d= 1.32

613

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
(NSR-10)

PROYECTO: 373 – CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA
BOGOTA D.C – COLOMBIA

FECHA: 27/01/2026

DAVL Consultoría, Diseño y Construcción:
E-mail: proyectosdavlcdc@gmail.com
Cr 102 B No 56 F – 34 S - 3203109393
Bogotá D.C. Colombia

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO 2

1. INTRODUCCIÓN 4

2. CARTA RESPONSABILIDAD 7

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3) 8

3.1. LOCALIZACIÓN, NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA. 8

3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL 8

3.3. ANÁLISIS DE VIENTO 9

3.4. DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO. 13

3.5. DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y EL MATERIAL ESTRUCTURAL EMPLEADO. 14

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS 16

5. AVALUO DE CARGAS 17

6. ESPECTRO DE ACELERACIÓN 17

7. PARTICIPACION DE LA MASA 21

8. DATOS DE ENTRADA STAAD 22

9. REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO EN EDIFICACIONES 38

10. MODELO STAAD PRO 39

11. MATERIALES 42

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

12. METODOLOGÍA ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN Y EFECTOS P-DELTA (STAAD V22) 45

13. VERIFICACION DERIVA Y ESTABILIDAD 52

14. DISEÑO DE ELEMENTOS 56

15. REACCIONES 75

16. DEFLEXIONES 76

17. CONEXIONES 77

18. CARGAS EN CIMENTACIÓN 100

19. DISEÑO DE CIMENTACIÓN 109

19.1. CÁLCULO DE ZAPATAS 109

19.2. CÁLCULO DE VIGAS DE AMARRE 112

1. INTRODUCCIÓN

PROYECTO: CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA - *Estructura Modular Malecon sobre la rivera del rio Arauca en la ciudad de Arauca.*



METODOLOGÍA

El análisis de la estructura se realizó con el programa STAAD PRO 2025. El diseño se hizo para zona de amenaza sísmica intermedia con microzonificación sísmica Lacustre 500 de la ciudad de Bogotá que corresponde según estudio de suelos del proyecto elaborado por la firma JVS IAN SAS.

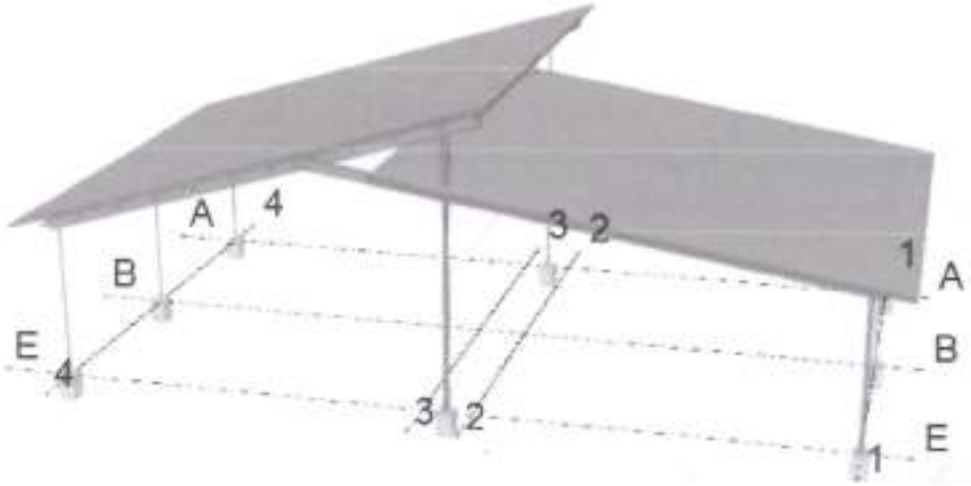
NORMAS Y ESPECIFICACIONES

El cálculo y diseño estructural presentado se realizó siguiendo los lineamientos y especificaciones en del NSR-10, ASCE 7-16/22 y del AISC 360-10/16.

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

SISTEMA ESTRUCTURAL

El tipo de estructura usado para resistir momentos es un sistema de porticos en perfiles tublares en acero estructural A-572 Gr-50, con Capacidad mínima de Disipación de Energía. Correas de cubierta con perfiles tubulares para soportar la teja liviana de cubierta. La cimentación está constituida por zapatas y vigas de amarre, diseñadas para soportar cargas verticales y los momentos de sismo determinados en el análisis estructural.





Además de lo anterior se adjunta la siguiente información:

Grupo de uso	I
Sistema Estructural tipo	Pórticos en acero
Método utilizado	De la resistencia última
Sistema de Placa de piso	Mejoramiento del suelo Recebo con procotr al 95% CBR
Carga muerta cubierta	10 Kg/m2 0.1 KN/ m2
Peso propio estructura metálica	Según Calculos.
Ductos, iluminaciones y Accesorios	4 Kg/m2 0.4 KN/ m2
Carga Viva cubierta	50 Kg/m2 0.5 KN/ m2
Carga granizo cubierta	No aplica Arauca ubicada a menos de 2000 msnm

SISTEMA DE CIMENTACIÓN

La cimentación se diseñó de acuerdo al estudio de suelos el cual establece fundar mediante zapatas para las columnas a una profundidad de 1.00 m. La capacidad de soporte o carga de fatiga del terreno tiene un valor de (10 T/m2).

Diseño estructural realizado por:

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

2. CARTA RESPONSABILIDAD

Arauca, 26 de enero de 2025

Señores
A quien corresponda
Ciudad

Referencia:
CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA - Estructura Modular Malecon sobre la rivera del rio Arauca en la ciudad de Arauca.

Apreciados Señores:

La presente tiene por objeto dar constancia de que el diseño estructural del proyecto la cubierta de la referencia, fue realizado de acuerdo se realizó siguiendo los lineamientos y especificaciones en la NSR-10, ASCE 7-16/22 y del AISC 360-10/16.

Los estudios se ajustan en todo a la mencionada norma, en especial lo concerniente al diseño sísmico, el cual se realizó para la zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

Eximo al distrito de cualquier perjuicio que ocasione dicho cálculo estructural. Anexo fotocopia de la matrícula profesional vigente y copia de las memorias de cálculo y de los planos estructurales, respectivos.

Sin otro particular,

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

617

3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO (SECCIÓN A.1.3)

3.1. localización, nivel de amenaza sísmica.

PROYECTO: *Estructura Modular Malecon sobre la rivera del rio Arauca en la ciudad de Arauca.*

La estructura está conformada por un sistema estructural de pórticos en acero resistentes a momentos con grado de disipación mínima DMI tabla A.3-3 e/3-f, con un Ro = 1.5 Ωo = 1.0, Acorde con la Nota 5 clasificadas para estructuras no habitacionales menores a 20 metros de altura y no clasificados para Grupo IV. A la que no se le aplican requerimientos sísmicos F.3.

Configuración Estructural

El tipo de estructura usado para resistir momentos es un sistema de pórticos en perfiles tubulares en acero en calidad A-500 Gr-C, con Capacidad mínima de Disipación de Energía. Correas de cubierta con perfiles tubulares para soportar la teja liviana de cubierta. La cimentación está constituida por zapatas y vigas de amarre, diseñadas para soportar cargas verticales y los momentos de sismo determinados en el análisis estructural.

3.2. Análisis estructural

El análisis fue efectuado mediante el programa STAAD.Pro versión V8i ver 24, utilizando un modelo tridimensional que involucra pórticos, columnas y vigas, dicho programa está basado en el método de los elementos finitos para la solución del modelo estructural, considerando efectos de segundo orden Tipo P-delta.
El método de diseño utilizado fue el de estados límites y resistencia última, mediante el empleo de hojas electrónicas de cálculo de las estructuras metálicas, basado en la Norma AISC-LRFD, AWS D-1.1, ACI 318 y ASCE 7-16.

3.3. Análisis de viento

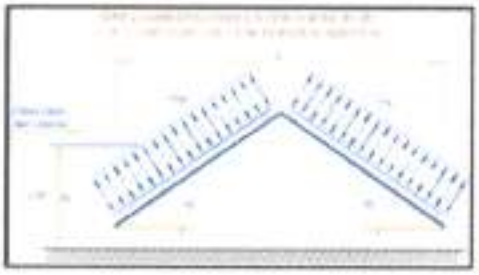
Se aplica una presión y/o succión minima de 40 kg/m2

Fuerzas de Viento NSR-10

Análisis para Etapa:	Funcionamiento
Tipo Edificación:	Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento
Sistema Estructural:	Porticos en Acero
Clasificación de la Estructura:	Abierto
Altura media de Cubierta (m):	5.6
Flujo de Viento:	Libre
Dimensión Horizontal de la Estructura (Paralela al Viento) (L) (m):	17.3
Dimensión Horizontal de la Estructura (Normal al Viento) (B) (m):	9.7
Ángulo de la Cubierta (°)	17
Tipo de Cubierta:	Dos Aguas
Velocidad de Viento Básica (Km/h) (Ver Mapa):	120
Grupo de Uso de la Estructura:	I
Región de la Estructura (m):	Región sin huracanes
Rugosidad del Terreno:	Rugosidad C
Categoria de Exposición:	C
La Estructura cumple TODOS los Efectos Topográficos (Ver Ayuda):	No

618

TIPO DE ESTRUCTURA: **Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento**





Altura Media de la Estructura (h) (m):	5.6
Dimensión Horizontal de la Estructura (Paralela al Viento) (L) (m):	17.3
Dimensión Horizontal de la Estructura (Normal al Viento) (B) (m):	9.7
Angulo de Inclinación de la Cubierta (Barlovento):	17
Angulo de Inclinación de la Cubierta (Sotavento) :	0
Periodo de Edificio (T) (seg):	0.29
Clasificación de la Estructura:	
ESTRUCTURA:	RIGIDA
EDIFICIO:	Abierto
EDIFICIO:	Bajo
FLUJO DE VIENTO:	Libre
TIPO DE CUBIERTA:	Dos Aguas
Velocidad de Viento Básica (Según Mapa) (V) (m/s):	33
Factor de Dirección de Viento (Kd):	0.85
Uso de la Estructura (grupo):	1
Tipo de Región de la Estructura (Clase):	Región sin huracanes
Factor de Importancia (I):	0.87
Rugosidad de Terreno:	Rugosidad C
Altura de la Estructura por encima del Terreno (Z) (m):	5.6
Exponente para la ley potencial de la velocidad de ráfaga de 3 seg. (α) [-]:	9.5
Altura nominal de la Capa Atmosférica Limite (Zg) (m):	274.3

Categoría de Exposición :	C
Coeficiente de Exposición de Presión por Velocidad (Kh):	0.89
Su Estructura cumple TODOS los Efectos Topográficos:	No
Factor Topográfico (Kzt):	1
Altura Equivalente de la Estructura (zb) (m):	4.5
Factor de Escala de Longitud Integral (l) (m):	152.4
Exponente para la Ley Potencial (ε) [-]:	1/5
Longitud Integral a Escala de la Turbulencia (Lzb) (m):	129.91
Factor de Respuesta del Entorno (Q) [-]:	0.928
Intensidad de Turbulencia a la Altura zb (Izb) (-):	0.228
Factor Pico para Respuesta del Entorno y Viento respectivamente (gQ = gv) [-]:	3.4
Velocidad de Viento Promedia por una hora a una altura z (Vbzb) (m/s):	18.97
Coeficiente de Amortiguamiento Crítico (β) [-]:	0.01
Frecuencia Natural del Edificio (n1) (Hz):	3.5
Frecuencia para RL (ηRL) (Hz):	49.154
Frecuencia para RB (ηRB) (Hz):	8.232
Frecuencia para Rh (ηRh) (Hz):	4.753
Factor de Respuesta para L (RL) [-]:	0.02
Factor de Respuesta para B (RB) [-]:	0.114
Factor de Respuesta para h (Rh) (-):	0.188
Frecuencia Reducida (N1) [-]:	23.957
Valor (Rn) [-]:	0.018
Factor de Respuesta de Resonancia (R) [-]:	0.146
Factor Pico para Respuesta de Resonancia (gR) [-]:	4.478
Presión de Velocidad (qn) (Kg/m²):	42.735
Factor de Efecto Ráfaga (G) [-]:	0.887
Coeficiente de Presión Interna (GCpi+) (-)	0
Coeficiente de Presión Interna (GCpi-) (-)	0
a (m):	1

Presión de Diseño para Edificios ABIERTOS:

COEFICIENTES DE PRESIÓN NETA EN DIRECCIÓN NORMAL A LA CUMBRERA

Para Caso de Carga A, con ɣ = 0°	CN W	1.1
	CN L	0.27
Para Caso de Carga A, con ɣ = 180°	CN W	1.1
	CN L	0.27
Para Caso de Carga B, con ɣ = 0°	CN W	0.05
	CN L	-1.02
Para Caso de Carga B, con ɣ = 180°	CN W	0.05
	CN L	-1.02

PRESIÓN DE DISEÑO EN DIRECCIÓN NORMAL A LA CUMBRERA

CUBIERTAS A DOS AGUAS O EN ARTESA	Barlovento (kg/m²)	Sotavento (kg/m²)
Caso de Carga A: para ɣ = 0° y ɣ = 180°	42.672	-10.474
Caso de Carga B: para ɣ = 0° y ɣ = 180°	1.94	-39.569

COEF. PRESIÓN NETA DIR. PARALELA A LA CUMBRERA (Dist. desde borde de Barlovento)

ZONA DE LA CUBIERTA	Caso de Carga A (-)	Caso de Carga B (-)
≤ h	0.8	0.8
> h ≤ 2h	0.6	0.5
> 2h	0.3	0.3

PRESIÓN DE DISEÑO EN DIR. PARALELA A CUMBRERA (Dist. desde borde de Barlovento)

ZONA DE LA CUBIERTA	Caso de Carga A (kg/m²)	Caso de Carga B (kg/m²)
≤ h	31.034	31.034
> h ≤ 2h	23.276	19.396
> 2h	11.638	11.638

*El NSR-10 (B.6.1.3) estipula que la presión de diseño no será menor de 0.40kN/m² (40 kg/m²)

MÉTODO ANALISIS DINAMICO Y CORRECCION X FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE (CAPITULO A.4 NSR-10)

CAPITULO A.2 ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA.....

SENTIDO TRANSVERSAL: PORTICOS ACERO DMI TABLA A.3-3 3-E / 3-F (cerchas no dúctiles / Perfiles tubulares) Zona riesgo Intermedia, No Aplica provisiones F.3, Nota 5 Ro = 1.5 Ω=1.0

SENTIDO LONGITUDINAL: PORTICOS ACERO DMI TABLA A.3-3 3-E / 3-F (cerchas no dúctiles / Perfiles tubulares) Zona riesgo Intermedia, No Aplica provisiones F.3, Nota 5 Ro = 1.5 Ω=1.0

ARAUCA - ARAUCA ZONA DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO

Aa=	0.15	Ro=	1.22 Tablá A.3-3	Roc I=	1.54		
Av=	0.15	Ro=	1.22 Tablá A.3-3	**Roc real.=**	1.54		
Fa=	2.10	Oxo=	1.6 Tablá A.3-7 [2.A]	Oxo=	**1**	TABLA A.3-3 3-E/3-F	
Fv=	3.35	Op=	0.9 Tablá A.3-6 (1cP)	Oxo flex.=	0.5		
I= Grupo I	1.00	Or=	1.0 A.3.3.8	**Oxo real.=**	**1.00**		
	0.14	Ovolcánico=	0.9	Diaf. Rígido=	**no**		
	0.77	Eso=	1.6 TABLA A.3-3 3-E/3-F	**Sobre resistencia A.3.3.9**			
	8.04	Eso=	1.6 TABLA A.3-3 3-E/3-F	Ω (sísmica)	0.82	Ro (sísmico)	
	4.80	Cu=	1.20	Rzc I=	1.54		
TIPO DE SUELO	E	Tar=	0.33	**Rzc real.=**	1.54		
		k=	1.00	Ozo=	**1**	TABLA A.3-3 3-E/3-F	
		"x/r"	0.16 Ωxi	Ozo flex.=	0.5		
		To (seg)=	0.40 To.Cu	**Ozo real.=**	**1.00**		
		Sax=	0.79 Saz= 0.79	Diaf. Rígido=	**no**		
MODE TIPX (MIN 90%)	2	Tx (seg) dinámico=	0.88	Tx (seg) definitivo=	0.40	**Sobre resistencia A.3.3.9**	
MODE TIPZ (MIN 90%)	1	Tz (seg) dinámico=	0.96	Tz (seg) definitivo=	0.40	Ω (sísmica)	0.82 Ro (sísmico)

NIVELES	hi (m)	TIPO (1 o 2)	SENS (KG/M²) /MG	AREA (M²)	W (kg)	Cvx	W*Hi	Fx (kg) (Ver)	Fx (kg) (Hz)
CUBIERTA	5.80	1	36	233	8471	1.00	57405	6671	4333
				SW=	8.471	1.00	57405	6671	4333

CERRAMIENTO APOYADO ARRIBA Y ABAJO

SUMATORIA REACCIONES VERTICALES POR CARGA MUERTA (kg)	8.467
SUMATORIA MASA PIE (kg)	8.471
MASA PARTICIPANTE EN EL SISMO (kg)	8.471

FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE				
CORTANTE EN LA BASE Vs	kg/estático	kg/estático	Deg/estático	KN/estático
Fx sentido principal =	6671	4333	67	43
Fz sentido transversal =	6671	4333	67	43

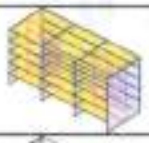
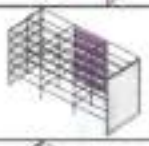
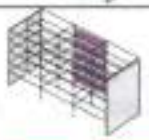
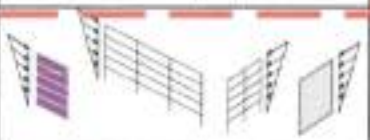
85% Vs	Vs dinámico / corregido	Vs1 / Vs2
6004	6023	100%
6004	5978	100%

ANALISIS DINAMICO

AJUSTE DE LOS RESULTADOS POR ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL SEGÚN NSR-10 CAP.A.5.4

			Relación de corrección Vs/Vt	ADOPTADO	Φ	
CORTANTE EN LA BASE V_s	kg/estático	Deg/estático				
Fx sentido principal =	6374	63	0.96	1.000	0.9	EST. IREGULAR
Fz sentido transversal =	5748	57	1.04	1.000	0.9	EST. IREGULAR

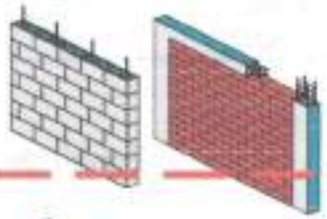
3.5. Definición de las características de la estructuración y el material estructural empleado.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA			
SISTEMA		CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA			
COMBINADO			
			
PÓRTICO			
DUAL			

CONCRETO ESTRUCTURAL



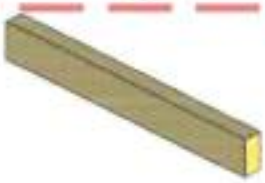
MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL



ESTRUCTURAS METALICAS



MADERA



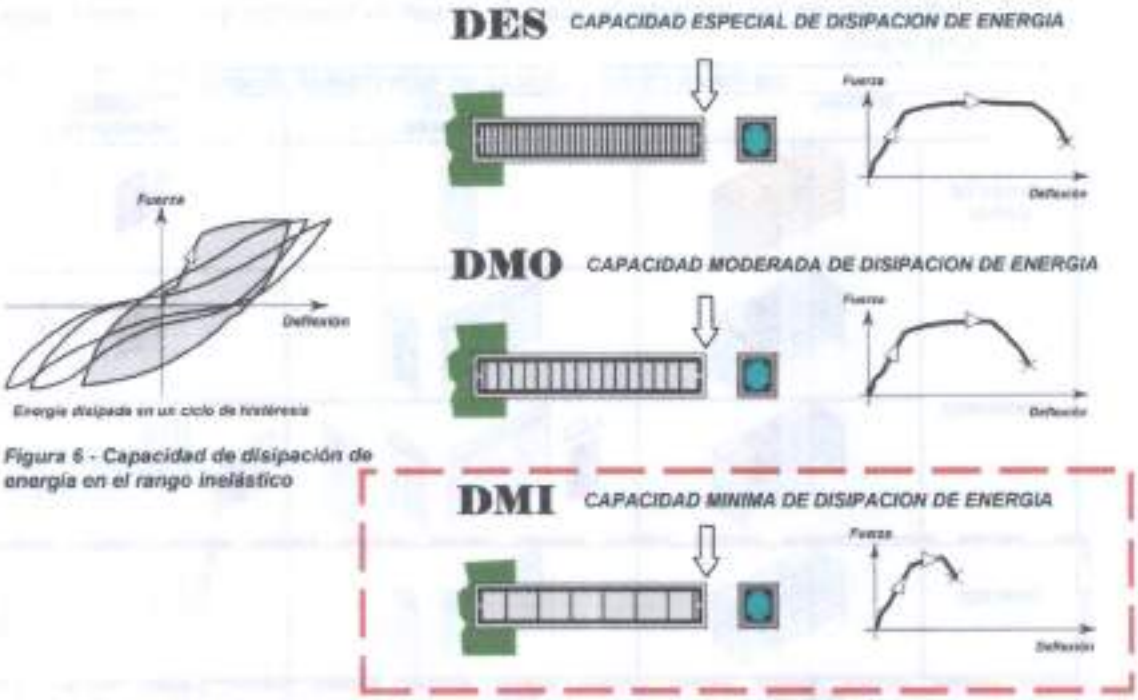


Figura 6 - Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico

CAPACIDAD DE DISIPACIÓN ENERGÍA	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
MÍNIMA **DMI**	✓	no	no
MODERADA **DMO**	✓	✓	no
ESPECIAL **DES**	✓	✓	✓

Permitido Nota 5 Tabla A3.3

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

4. ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. CARGA MUERTA CUBIERTA 0.37 KN/m2/ (37 Kgf/m2/) Incluido el peso propio de la E. Met.
2. CARGA VIVA CUBIERTA 0.5 KN/m2/ (50 Kgf/m2/)
3. CARGA GRANIZO CUBIERTA NO APLICA
4. CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA (DMI).
5. GRUPO DE USO: I
6. GRADO DE DESEMPEÑO: BAJO
7. SUELO tipo E
8. GRADO DE DISCIPACION DE ENERGIA (R): 1.0
9. RESISTENCIA DEL CONCRETO:

VIGAS DE CIM Y LOSA DE CONTRAPISO	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
VIGAS AEREAS	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
VIGUETAS AEREAS	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
LOSA AEREA	f'c=21 MPa (210 Kgf/cm2/)
COLUMNAS	f'c=21 MPa (210Kgf/cm2/)

8. RESISTENCIA DEL ACERO:

ACERO PARA #3 Y MAYORES	fy=4200 kg/cm2/
ACERO PARA #2	fy=4200 kg/cm2/

9. RESISTENCIA DE MAMPOSTERIA:

MAMPOSTERIA	f'm=10 MPa (100 Kgf/cm2/)

10. RESISTENCIA DE MORTERO:

MORTERO	f'=12.5 MPa (125 Kgf/cm2/)

11. ACERO ESTRUCTURAL:

ACERO A-193 GRADO B7 varillas redondas TIPO ESPARRAGO ALTERNATIVA F1554 GR-105

ACERO A-572 GR-50 Perfiles estructurales	fy=350 MPa (35 Kgf/mm2/)
ACERO A-500 GR-c Perfiles tubulares	fy=350 MPa (35 Kgf/mm2/)

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

5. AVALUO DE CARGAS

EVALUACION DE CARGAS (CAPITULO 6 - NSR-10)

CARGAS MUERTAS:

CARGAS CUBIERTA				
Teja metalica tipo sencilla		10 kg/m²	0.1 KN/m²	0.00001 kg/mm²
Ductos iluminaciones / accesorios		4 kg/m²	0.04 KN/m²	0.000004 kg/mm²
Peso propio Estructura Metálica		22 kg/m²	0.22 KN/m²	0.000022 kg/mm²
		36 kg/m²	0.36 KN/m²	0.000036 kg/mm²
CARGAS VIVAS:				
Cubierta	pendientes mayores a 27% (14.1°)	35 kg/m²	0.35 KN/m²	0.000035 kg/mm²
	pendientes menores a 27% (14.1°)	**60 kg/m²**	**0.6 KN/m²**	**0.00005 kg/mm²**
CARGAS GRANIZO:				
Cubierta	pendientes mayores a 10% (5.7°)	0 kg/m²	0 KN/m²	0 kg/mm²
	pendientes menores a 10% (5.7°)	**0 kg/m²**	**0 KN/m²**	0 kg/mm²
CARGAS VIENTO:	Zona 2 Velocidad viento cargas últimos 120 k/H, admisibles 93 K/H			
Cubierta	fricciones y succiones	40 kg/m²	0.4 KN/m²	0.00004 kg/mm²
Fachadas	(estructura abierta N/A)	40 kg/m²	0.4 KN/m²	0.00004 kg/mm²

CARGAS CUBIERTA

Alteración correas cubierta (mm)	TIPO 1	968		
Carga muerta (sin peso propio)			0.135 KN/m	0.014 kg/mm
Carga muerta (con peso propio)			0.347 KN/m	0.035 kg/mm
Carga viva	pendientes menores a 27% (14.1°)		0.480 KN/m	0.048 kg/mm
Carga viva	pendientes mayores a 27% (14.1°)		0.338 KN/m	0.034 kg/mm
Carga granizo	pendientes mayores a 10% (5.7°)		0.000 KN/m	0.000 kg/mm
Carga viento			0.386 KN/m	0.039 kg/mm

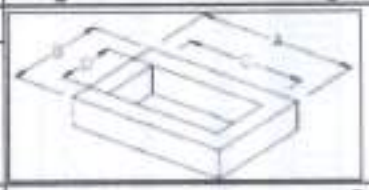
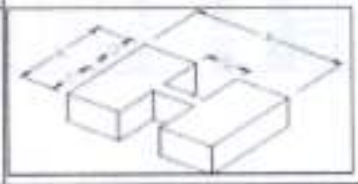
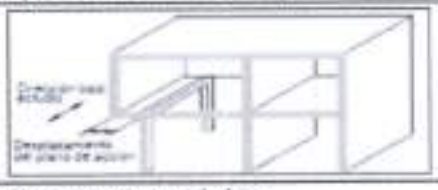
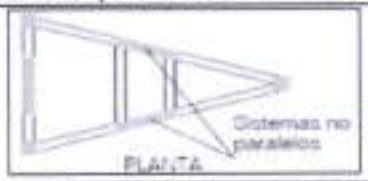
6. ESPECTRO DE ACELERACIÓN



622

IREGULARIDADES

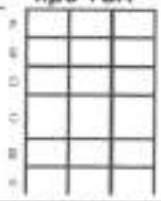
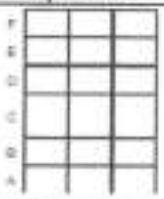
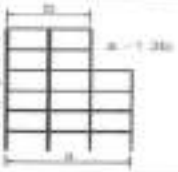
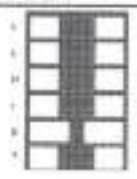
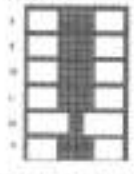


TIPO	DESCRIPCIÓN DE IRREGULARIDAD	Ø
Tipo 1aP	Irregularidad torsional	Øp
Δ_1= 2.77 Δ_2= 2.77	$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$ 3.878 ≥ Δ1 > 3.324 	0.9
Tipo 1bP	Irregularidad torsional extrema	Øp
Δ_1= 2.77 Δ_2= 2.77	$\Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$ Δ1 > 3.878 	1
Tipo 2P	Retrocesos en las esquinas	Øp
A= 0 B= 0 C= 0 D= 0	 A> 0.15B 0 0 C> 0.15D 0 0	1
Tipo 3P	Irregularidad del diafragma	Øp
1 A= 0 B= 0 C= 0 D= 0	 CxD> 0.5A x B 0 0	1
2 A= 0 B= 0 C= 0 D= 0 E= 0	 CxD+CxE> 0.5A x B 0 0	1
Tipo 4P	Desplazamiento de los planos de Acción	Øp
		1
Tipo 5P	Sistemas no paralelos	Øp
		1
COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD EN PLANTA DE LA EDIFICACIÓN Øp		0.9

Coeficiente de reducción por redundancia, No aplica para estructuras DMI

Se apica un coeficiente por reducción de rigidez por aplicación de soldaduras en campo.

623

TIPO	DESCRIPCIÓN DE IRREGULARIDAD	Ø
Tipo 1aA	Piso flexible	Øa
	Rigidez K_C < 0.6 ORigidez KD o Rigidez KC< 0.7 (KD + KE +KF)/3	1
Tipo 1bA	Piso flexible extremo	Øa
	0.6 Rigidez K_D ≤ Rigidez K_C<0.70Rigidez KD o .7 (K_D + K_E +K_F)/3 ≤ Rigidez KC< 0.8 (KD + KE +KF)/	1
Tipo 2A	Distribución masa	Øa
	m_D ≤ 1.50 m_E o m_D ≤ 1.50 m_C	1
Tipo 3A	Geométrica	Øa
	a= 1 b= 1 a >1.30b 1 > 1.3	1
Tipo 4A	Desplazamiento dentro del plano de acción	Øa
	a= 1 b= 1 b > a 1 > 1	1
Tipo 5aA	Piso debil	Øa
	.65 Resist. piso C ≤ Resist. piso B <0.80 Resist. piso C	1
Tipo 5aA	Piso debil extremo	Øa
	Resist. piso B <0.65 Resist. piso C	1
COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD EN ALTURA DE LA EDIFICACIÓN Øa		1

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

7. PARTICIPACION DE LA MASA

SENTIDO X

	MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT						BASE SHEAR IN KG		
MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z
1	0.00	0.07	99.19	0.000	0.072	99.186	0.00	0.00	0.00
2	99.80	0.00	0.00	99.796	0.072	99.186	6023.55	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	99.796	0.072	99.186	0.00	0.00	0.00
4	0.00	10.86	0.44	99.796	10.934	99.627	0.00	0.00	0.00
5	0.00	5.67	0.05	99.796	16.608	99.680	0.00	0.00	0.00
6	0.03	0.00	0.00	99.823	16.608	99.680	1.80	0.00	0.00
7	0.00	13.61	0.01	99.823	30.214	99.687	0.00	0.00	0.00
8	0.00	18.21	0.04	99.823	48.427	99.731	0.00	0.00	0.00
9	0.02	0.00	0.00	99.845	48.427	99.731	1.48	0.00	0.00
10	0.00	2.10	0.04	99.845	50.525	99.766	0.00	0.00	0.00
					TOTAL SRSS SHEAR		6023.55	0.00	0.00
					TOTAL 10PCT SHEAR		6023.55	0.00	0.00
					TOTAL ABS SHEAR		6026.83	0.00	0.00
					TOTAL CQC SHEAR		6023.55	0.00	0.00

SENTIDO Z

	MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT						BASE SHEAR IN KG		
MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z
1	0.00	0.07	99.19	0.000	0.072	99.186	0.00	0.00	5978.29
2	99.80	0.00	0.00	99.796	0.072	99.186	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	99.796	0.072	99.186	0.00	0.00	0.00
4	0.00	10.86	0.44	99.796	10.934	99.627	0.00	0.00	31.82
5	0.00	5.67	0.05	99.796	16.608	99.680	0.00	0.00	3.78
6	0.03	0.00	0.00	99.823	16.608	99.680	0.00	0.00	0.00
7	0.00	13.61	0.01	99.823	30.214	99.687	0.00	0.00	0.57
8	0.00	18.21	0.04	99.823	48.427	99.731	0.00	0.00	3.13
9	0.02	0.00	0.00	99.845	48.427	99.731	0.00	0.00	0.00
10	0.00	2.10	0.04	99.845	50.525	99.766	0.00	0.00	2.56
					TOTAL SRSS SHEAR		0.00	0.00	5978.38
					TOTAL 10PCT SHEAR		0.00	0.00	5978.38
					TOTAL ABS SHEAR		0.00	0.00	6020.14
					TOTAL CQC SHEAR		0.00	0.00	5978.38

PERIODOS

MODE	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)
1	1.042	0.96006
2	1.139	0.87820
3	1.480	0.67558
4	3.734	0.26781
5	4.322	0.23136
6	4.446	0.22495
7	5.492	0.18207
8	5.728	0.17457
9	5.953	0.16798
10	7.736	0.12927

624

8. DATOS DE ENTRADA STAAD

```
STAAD SPACE DXF IMPORT OF BODEGA VER 0
START JOB INFORMATION
ENGINEER DATE 18-Sep-25
END JOB INFORMATION
INPUT WIDTH 79
UNIT MMS KG
JOINT COORDINATES
1 499.998 0 17857.8; 2 499.998 0 9167.8; 3 499.998 0 477.8; 4 5372.6 0 17857.8;
5 5372.6 0 477.8; 6 10245.1 0 17857.8; 7 10245.1 0 9167.8; 8 10245.1 0 477.8;
9 499.998 3975.37 18719.8; 10 5372.6 3975.37 18719.8;
11 10245.1 3975.37 18719.8; 12 -0.000381897 3975.37 18719.8;
13 10745.1 3975.37 18719.8; 14 499.998 4001.81 2.42234e-05;
15 5372.6 4001.81 2.42234e-05; 16 10245.1 4001.81 2.42234e-05;
17 0 4001.81 2.42234e-05; 18 10745.1 4001.81 2.42234e-05;
19 499.998 4104.64 17857.8; 20 5372.6 4104.64 17857.8;
21 10245.1 4104.64 17857.8; 22 0 4113.07 17801.7; 23 10745.1 4113.07 17801.7;
24 499.998 4113.07 17801.7; 25 5372.6 4113.07 17801.7;
26 10245.1 4113.07 17801.7; 27 499.998 4147.89 477.8; 28 5372.6 4147.89 477.8;
29 10245.1 4147.89 477.8; 30 -0.000381897 4250.77 16883.6;
31 10745.1 4250.77 16883.6; 32 499.998 4250.77 16883.6;
33 5372.6 4250.77 16883.6; 34 10245.1 4250.77 16883.6;
35 -0.000381897 4284.15 923.501; 36 10745.1 4284.15 923.501;
37 499.998 4284.15 923.501; 38 5372.6 4284.15 923.501;
39 10245.1 4284.15 923.501; 40 -0.000381897 4388.47 15965.5;
41 10745.1 4388.47 15965.5; 42 499.998 4388.47 15965.5;
43 5372.6 4388.47 15965.5; 44 10245.1 4388.47 15965.5;
45 -0.000381897 4526.17 15047.4; 46 10745.1 4526.17 15047.4;
47 499.998 4526.17 15047.4; 48 5372.6 4526.17 15047.4;
49 10245.1 4526.17 15047.4; 50 -0.000381897 4566.48 1846.9;
51 10745.1 4566.48 1846.9; 52 499.998 4566.48 1846.9; 53 5372.6 4566.48 1846.9;
54 10245.1 4566.48 1846.9; 55 -0.000381897 4663.88 14129.3;
56 10745.1 4663.88 14129.3; 57 499.998 4663.88 14129.3;
58 5372.6 4663.88 14129.3; 59 10245.1 4663.88 14129.3;
60 -0.000381897 4801.58 13211.2; 61 10745.1 4801.58 13211.2;
62 5372.6 4801.58 13211.2; 63 10245.1 4801.58 13211.2;
64 499.998 4801.58 13211.2; 65 -0.000381897 4848.81 2770.4;
66 10745.1 4848.81 2770.4; 67 499.998 4848.81 2770.4; 68 5372.6 4848.81 2770.4;
69 10245.1 4848.81 2770.4; 70 -0.000381897 4939.28 12293.1;
71 10745.1 4939.28 12293.1; 72 499.998 4939.28 12293.1;
73 5372.6 4939.28 12293.1; 74 10245.1 4939.28 12293.1;
75 -0.000381897 5076.98 11375; 76 10745.1 5076.98 11375;
77 499.998 5076.98 11375; 78 5372.6 5076.98 11375; 79 10245.1 5076.98 11375;
80 -0.000381897 5131.15 3693.9; 81 10745.1 5131.15 3693.9;
82 499.998 5131.15 3693.9; 83 5372.6 5131.15 3693.9; 84 10245.1 5131.15 3693.9;
85 -0.000381897 5214.68 10456.9; 86 10745.1 5214.68 10456.9;
87 499.998 5214.68 10456.9; 88 5372.6 5214.68 10456.9;
89 10245.1 5214.68 10456.9; 90 -0.000381897 5352.38 9538.8;
91 10745.1 5352.38 9538.8; 92 499.998 5352.38 9538.8; 93 5372.6 5352.38 9538.8;
94 10245.1 5352.38 9538.8; 95 5372.6 5408.03 9167.8; 96 499.998 5408.03 9167.8;
97 10245.1 5408.03 9167.8; 98 -0.000381897 5412.11 4612.9;
99 10745.1 5412.11 4612.9; 100 5372.6 5412.11 4612.9;
101 499.998 5412.11 4612.9; 102 10245.1 5412.11 4612.9;
103 -0.000381897 5490.08 8620.7; 104 10745.1 5490.08 8620.7;
105 499.998 5490.08 8620.7; 106 5372.6 5490.08 8620.7;
107 10245.1 5490.08 8620.7; 108 499.998 5627.78 7702.7;
109 5372.6 5627.78 7702.7; 110 10245.1 5627.78 7702.7;
111 -0.000381897 5627.78 7702.7; 112 10745.1 5627.78 7702.7;
113 -0.000381897 5695.81 5540.8; 114 10745.1 5695.81 5540.8;
115 499.998 5695.81 5540.8; 116 5372.6 5695.81 5540.8;
117 10245.1 5695.81 5540.8; 118 499.998 5867.7 6103.1;
119 5372.6 5867.7 6103.1; 120 10245.1 5867.7 6103.1;
121 -0.000381897 5978.14 6464.3; 122 10745.1 5978.14 6464.3;
123 499.998 5978.15 6464.3; 124 5372.6 5978.15 6464.3;
125 10245.1 5978.15 6464.3; 126 -0.000381897 6260.48 7387.8;
127 10745.1 6260.48 7387.8; 128 499.998 6260.48 7387.8;
```

```
129 5372.6 6260.48 7387.8; 130 10245.1 6260.48 7387.8;
131 -0.000381897 6542.81 8311.2; 132 10745.1 6542.81 8311.2;
133 499.998 6542.81 8311.2; 134 5372.6 6542.81 8311.2;
135 10245.1 6542.81 8311.2; 136 499.998 6804.7 9167.8;
137 5372.6 6804.7 9167.8; 138 10245.1 6804.7 9167.8;
139 -0.000381897 6825.14 9234.7; 140 10745.1 6825.14 9234.7;
141 499.998 6825.15 9234.7; 142 5372.6 6825.15 9234.7;
143 10245.1 6825.15 9234.7; 144 499.998 7107.48 10158.2;
145 5372.6 7107.48 10158.2; 146 10245.1 7107.48 10158.2;
147 -0.000381897 7107.48 10158.2; 148 10745.1 7107.48 10158.2;
MEMBER INCIDENCES
1 1 19; 2 4 20; 3 6 21; 4 3 27; 5 5 28; 6 8 29; 7 2 96; 8 7 97; 9 12 9;
10 11 13; 11 10 11; 12 9 10; 13 17 14; 14 16 18; 15 15 16; 16 14 15; 17 9 19;
18 10 20; 19 11 21; 20 12 22; 21 13 23; 22 14 27; 23 15 28; 24 16 29; 25 19 20;
26 20 21; 27 19 24; 28 20 25; 29 21 26; 30 22 24; 31 26 23; 32 25 26; 33 24 25;
34 18 36; 35 17 35; 36 27 28; 37 28 29; 38 24 32; 39 25 33; 40 26 34; 41 22 30;
42 23 31; 43 27 37; 44 28 38; 45 29 39; 46 30 32; 47 34 31; 48 33 34; 49 32 33;
50 35 37; 51 39 36; 52 38 39; 53 37 36; 54 32 42; 55 33 43; 56 34 44; 57 30 40;
58 31 41; 59 40 42; 60 44 41; 61 43 44; 62 42 43; 63 37 52; 64 38 53; 65 39 54;
66 36 51; 67 35 50; 68 63 20; 69 21 62; 70 62 18; 71 20 64; 72 42 47; 73 43 48;
74 44 49; 75 40 45; 76 41 46; 77 45 47; 78 49 46; 79 48 49; 80 47 48; 81 50 52;
82 54 51; 83 53 54; 84 52 53; 85 47 57; 86 48 58; 87 49 59; 88 45 55; 89 46 56;
90 55 57; 91 59 56; 92 58 59; 93 57 58; 94 52 67; 95 53 68; 96 54 69; 97 51 66;
98 50 65; 99 57 64; 100 58 62; 101 59 63; 102 55 60; 103 56 61; 104 29 100;
105 27 100; 106 28 101; 107 102 28; 108 60 64; 109 63 61; 110 62 63; 111 64 62;
112 65 67; 113 69 66; 114 68 69; 115 67 68; 116 64 72; 117 62 73; 118 63 74;
119 60 70; 120 61 71; 121 70 72; 122 74 71; 123 73 74; 124 72 73; 125 67 82;
126 68 83; 127 69 84; 128 66 81; 129 65 80; 130 72 77; 131 73 76; 132 74 79;
133 70 75; 134 71 76; 135 75 77; 136 79 76; 137 78 79; 138 77 78; 139 96 62;
140 64 95; 141 62 97; 142 63 95; 143 80 62; 144 84 61; 145 83 84; 146 82 83;
147 77 87; 148 78 88; 149 79 89; 150 75 65; 151 76 86; 152 85 87; 153 89 86;
154 88 89; 155 87 88; 156 82 101; 157 83 100; 158 84 102; 159 81 99; 160 80 98;
161 87 92; 162 88 93; 163 89 94; 164 85 90; 165 86 91; 166 90 92; 167 94 91;
168 93 94; 169 92 93; 170 92 96; 171 93 95; 172 94 97; 173 96 95; 174 95 97;
175 98 101; 176 102 99; 177 100 102; 178 101 100; 179 90 103; 180 91 104;
181 96 105; 182 95 106; 183 97 107; 184 103 105; 185 107 104; 186 106 107;
187 105 106; 188 101 115; 189 100 116; 190 102 117; 191 99 114; 192 98 113;
193 105 108; 194 106 109; 195 107 110; 196 103 111; 197 108 112; 198 111 108;
199 110 112; 200 109 110; 201 108 109; 202 113 115; 203 117 114; 204 116 117;
205 115 116; 206 108 118; 207 109 119; 208 110 120; 209 115 118; 210 116 119;
211 117 120; 212 114 122; 213 113 121; 214 118 123; 215 119 124; 216 120 125;
217 121 123; 218 125 122; 219 124 125; 220 123 124; 221 96 136; 222 97 139;
223 100 138; 224 101 137; 225 100 136; 226 137 102; 227 122 127; 228 121 126;
229 123 128; 230 124 129; 231 125 130; 232 126 128; 233 130 127; 234 129 130;
235 128 129; 236 128 133; 237 129 134; 238 130 135; 239 127 132; 240 126 131;
241 131 133; 242 135 132; 243 134 135; 244 133 134; 245 133 136; 246 134 137;
247 135 138; 248 132 140; 249 131 139; 250 136 137; 251 137 138; 252 136 141;
253 137 142; 254 138 143; 255 139 141; 256 143 140; 257 142 143; 258 141 142;
259 140 148; 260 139 147; 261 141 144; 262 142 145; 263 143 146; 264 147 144;
265 146 148; 266 145 146; 267 144 145;
START USER TABLE
TABLE 1
UNIT MMS KG
TUBE
PT300X300X10
11600 300 300 10 1.62787e+08 1.62787e+08 2.4389e+08 6000 6000
PT250X250X10
9600 250 250 10 9.232e+07 9.232e+07 1.3824e+08 5000 5000
PT250X250X9
8676 250 250 9 8.41022e+07 8.41022e+07 1.25978e+08 4500 4500
PT250X250X8
7744 250 250 8 7.56692e+07 7.56692e+07 1.1338e+08 4000 4000
PT220X220X9
7596 220 220 9 5.64661e+07 5.64661e+07 8.45454e+07 3960 3960
PT220X220X7
5964 220 220 7 4.51455e+07 4.51455e+07 6.76452e+07 3080 3080
PT200X200X7
5404 200 200 7 3.35931e+07 3.35931e+07 5.03234e+07 2800 2800
PT200X200X5
```

625

3900 200 200 5 2.47325e+07 2.47325e+07 3.70744e+07 2000 2000
PT150X150X6
3456 150 150 6 1.19647e+07 1.19647e+07 1.79159e+07 1800 1800
PT150X150X4
2336 150 150 4 8.30526e+06 8.30526e+06 1.24485e+07 1200 1200
PT135X135X6
3096 135 135 6 8.60533e+06 8.60533e+06 1.28801e+07 1620 1620
PT135X135X4
2096 135 135 4 6.0005e+06 6.0005e+06 8.99236e+06 1080 1080
PT120X120X4
1856 120 120 4 4.16734e+06 4.16734e+06 6.24358e+06 960 960
PT100X100X6
2256 100 100 6 3.33587e+06 3.33587e+06 4.9835e+06 1200 1200
PT100X100X5
1900 100 100 5 2.86583e+06 2.86583e+06 4.28688e+06 1000 1000
PT100X100X4
1536 100 100 4 2.36339e+06 2.36339e+06 3.53894e+06 800 800
PT100X100X3
1164 100 100 3 1.82709e+06 1.82709e+06 2.73802e+06 600 600
PT100X100X2.5
975 100 100 2.5 1.54578e+06 1.54578e+06 2.31715e+06 500 500
PT400X200X9
10476 400 200 9 2.21232e+08 7.47572e+07 1.72492e+08 7200 3600
PT300X150X10
8600 300 150 10 9.96867e+07 3.31117e+07 7.66679e+07 6000 3000
PT300X150X8
6944 300 150 8 8.17129e+07 2.74305e+07 6.3383e+07 4800 2400
PT300X100X10
7600 300 100 10 7.86533e+07 1.30533e+07 3.58532e+07 6000 2000
PT300X100X9
6876 300 100 9 7.17572e+07 1.20429e+07 3.30429e+07 5400 1800
PT300X100X8
6144 300 100 8 6.46559e+07 1.09727e+07 3.00698e+07 4800 1600
PT300X100X7
5404 300 100 7 5.73455e+07 9.84067e+06 2.69303e+07 4200 1400
PT300X100X5
3900 300 100 5 4.20825e+07 7.3825e+06 2.01385e+07 3000 1000
PT300X100X3
2364 300 100 3 2.59379e+07 4.65068e+06 1.2639e+07 1800 600
PT250X150X5
3900 250 150 5 3.40325e+07 1.54325e+07 3.23596e+07 2500 1500
PT250X100X5
3400 250 100 5 2.65283e+07 6.25333e+06 1.59331e+07 2500 1000
PT250X100X3
2064 250 100 3 1.64152e+07 3.94479e+06 1.00122e+07 1500 600
PT200X100X6
3456 200 100 6 1.79381e+07 5.99027e+06 1.38563e+07 2400 1200
PT200X100X4
2336 200 100 4 1.24029e+07 4.20766e+06 9.69978e+06 1600 800
PT200X100X3
1764 200 100 3 9.47249e+06 3.23889e+06 7.45213e+06 1200 600
PT200X70X6
3096 200 70 6 1.45508e+07 2.65991e+06 7.1701e+06 2400 840
PT200X70X4
2096 200 70 4 1.00976e+07 1.90342e+06 5.10962e+06 1600 560
PT200X70X3
1584 200 70 3 7.72595e+06 1.47867e+06 3.9594e+06 1200 420
PT150X100X6
2856 150 100 6 8.85247e+06 4.66307e+06 9.23815e+06 1800 1200
PT150X100X4
1936 150 100 4 6.17313e+06 3.28553e+06 6.49416e+06 1200 800
PT150X100X3
1464 150 100 3 4.73479e+06 2.53299e+06 4.99965e+06 900 600
PT150X50X6
2256 150 50 6 5.74027e+06 931472 2.56244e+06 1800 600
PT150X50X5
1900 150 50 5 4.91583e+06 815833 2.24082e+06 1500 500
PT150X50X4
1536 150 50 4 4.04099e+06 685792 1.87936e+06 1200 400

626

```
PT150X50X3
1164 150 50 3 3.11389e+06 540292 1.47632e+06 900 300
PT150X50X2.5
975 150 50 2.5 2.63016e+06 461406 1.25865e+06 750 250
PT150X50X2
784 150 50 2 2.13265e+06 378245 1.02994e+06 600 200
PT120X60X3
1044 120 60 3 1.97305e+06 664092 1.53366e+06 720 360
PT120X60X2.5
875 120 60 2.5 1.66932e+06 565573 1.3042e+06 600 300
PT120X60X2
704 120 60 2 1.35582e+06 462379 1.06455e+06 480 240
PT100X50X3
864 100 50 3 1.12119e+06 374392 866020 600 300
PT100X50X2.5
725 100 50 2.5 951510 320260 739603 500 250
PT100X50X2
584 100 50 2 775179 262979 606236 400 200
PT200X200X8
6144 200 200 8 3.78143e+07 3.78143e+07 5.66231e+07 3200 3200
PT200X200X9
6876 200 200 9 4.19001e+07 4.19001e+07 6.27108e+07 3600 3600
PT100X40X3
804 100 40 3 980012 225452 576758 600 240
PT100X40X2.5
675 100 40 2.5 832556 193806 495117 500 200
PT100X40X2
544 100 40 2 679125 160085 407888 400 160
PT100X40X1.5
411 100 40 1.5 519258 123888 314916 300 120
PT90X90X3
1044 90 90 3 1.31857e+06 1.31857e+06 1.97551e+06 540 540
PT90X90X2.5
875 90 90 2.5 1.11745e+06 1.11745e+06 1.6748e+06 450 450
PT90X90X2
704 90 90 2 909099 909099 1.36294e+06 360 360
PT70X70X3
804 70 70 3 602732 602732 902289 420 420
PT70X70X2.5
675 70 70 2.5 513281 513281 768867 350 350
PT70X70X2
544 70 70 2 419605 419605 628864 280 280
PT70X70X1.5
411 70 70 1.5 321573 321573 482129 210 210
PT60X60X2.5
575 60 60 2.5 317448 317448 475273 300 300
PT60X60X2
464 60 60 2 260459 260459 390224 240 240
PT60X60X1.5
351 60 60 1.5 200333 200333 300302 180 180
PT50X50X3
564 50 50 3 208492 208492 311469 300 300
PT50X50X2.5
475 50 50 2.5 179115 179115 267930 250 250
PT50X50X2
384 50 50 2 147712 147712 221184 200 200
PT50X50X1.5
291 50 50 1.5 114193 114193 171126 150 150
PT40X40X3
444 40 40 3 101972 101972 151959 240 240
PT40X40X2.5
375 40 40 2.5 88281.3 88281.3 131836 200 200
PT40X40X2
304 40 40 2 73365.3 73365.3 109744 160 160
PT40X40X1.5
231 40 40 1.5 57153.3 57153.3 85599.9 120 120
PT60X60X3
684 60 60 3 371412 371412 555579 360 360
ARM500X250X6
```

```
8856 500 250 6 2.9925e+08 1.02803e+08 2.36243e+08 6000 3000
ARM500X250X8
11744 500 250 8 3.93259e+08 1.34255e+08 3.09019e+08 8000 4000
ARM500X250X9
13176 500 250 9 4.39217e+08 1.49474e+08 3.44317e+08 9000 4500
ARM450X450X15
26100 450 450 15 8.24108e+08 8.24108e+08 1.23469e+09 13500 13500
ARM450X450X19
32756 450 450 19 1.0161e+09 1.0161e+09 1.5212e+09 17100 17100
ARM450X450X22
37664 450 450 22 1.15295e+09 1.15295e+09 1.72486e+09 19800 19800
ARM450X450X25
42500 450 450 25 1.28385e+09 1.28385e+09 1.91914e+09 22500 22500
ARM500X500X12
23424 500 500 12 9.30276e+08 9.30276e+08 1.39457e+09 12000 12000
ARM500X500X15
29100 500 500 15 1.14193e+09 1.14193e+09 1.71126e+09 15000 15000
ARM500X500X19
36356 500 500 19 1.4118e+09 1.4118e+09 2.11441e+09 19000 19000
ARM500X500X22
42064 500 500 22 1.60522e+09 1.60522e+09 2.40274e+09 22000 22000
ARM500X500X25
47500 500 500 25 1.79115e+09 1.79115e+09 2.6793e+09 25000 25000
ARM300X300X6
7056 300 300 6 1.01691e+08 1.01691e+08 1.52473e+08 3600 3600
ARM300X300X8
9344 300 300 8 1.32884e+08 1.32884e+08 1.99177e+08 4800 4800
ARM300X300X9
10476 300 300 9 1.47994e+08 1.47894e+08 2.2178e+08 5400 5400
ARM450X450X12
21024 450 450 12 6.72726e+08 6.72726e+08 1.00833e+09 10800 10800
END
START USER TABLE
TABLE 2
UNIT MMS KG
PIPE
PT219.1X8
219.1 203.1 5306 5306
PT219.1X5
219.1 209.1 3363 3363
PT168X6
168 156 3054 3054
PT168X4
168 160 2061 2061
PT114.3X6
114.3 102.3 2041 2041
PT114.3X4
114.3 106.3 1386 1386
PT114.3X3
114.3 108.3 1049 1049
PT114.3X2.5
114.3 109.3 878 878
PT114.3X2
114.3 110.3 706 706
PT89X6
89 77 1564 1564
PT89X5
89 79 1319 1319
PT89X4
89 81 1068 1068
PT89X3
89 83 811 811
PT89X2.5
89 84 679 679
PT89X2
89 85 547 547
PT73X3
73 67 660 660
PT73X2.5
```

```
73 68 554 554
PT73X2
73 69 446 446
PT60X4
60 52 704 704
PT60X3
60 54 537 537
PT60X2.5
60 55 452 452
PT60X2
60 56 364 364
PT48X3
48 42 424 424
PT48X2.5
48 43 357 357
PT48X2.0
48 44 289 289
PT48X1.5
48 45 219 219
PT42X3
42 36 368 368
PT42X2.5
42 37 310 310
PT42X2
42 38 251 251
PT42X1.5
42 39 191 191
PT273.1X7
273.1 259 5852 5852
PT273.1X9
273.1 255 7467 7467
PT323.9X8
323.9 308 7939 7939
PT323.9X10
323.9 304 9861 9861
PT406.4X12.7
406.4 381 15707 15707
PT508X12.7
508 483 19761 19761
PT610X12.7
610 584 23815 23815
PT12PULGX9.5STD
324 305 9412 9412
PT12PULGX10.3SCH40
324 304 9861 9861
PT16PULGX9.5STD
406 387 11812 11812
PT16PULGX9.5SCH40
406.4 381 15707 15707
PT18PULGX9.5STD
457 438 13397 13397
PT18PULGX14.27SCH40
457 428 19847 19847
PT24PULGX9.5STD
610 591 17977 17977
PT24PULGX17.48SCH40
610 575 32537 32537
PT323.9X12.7
323.9 298.5 12461 12461
TABLE 3
UNIT MMS KG
TUBE
PHR-CC100X50X1.2
517.41 100 100 1.2 830560 742500 1.15732e+06 240 240
PHR-CC100X50X1.5
642.38 100 100 1.5 1.0236e+06 918660 1.4335e+06 300 300
PHR-CC100X50X2
846.8 100 100 2 1.3329e+06 1.2041e+06 1.8824e+06 400 400
PHR-CC100X50X2.5
```

```
1046.3 100 100 2.5 1.6268e+06 1.4794e+06 2.3171e+06 500 500
PHR-CC100X50X3
1241 100 100 3 1.9056e+06 1.745e+06 2.738e+06 600 600
PHR-CC120X60X1.2
613.41 120 120 1.2 1.437e+06 1.2995e+06 2.012e+06 288 288
PHR-CC120X60X1.5
762.38 120 120 1.5 1.775e+06 1.6107e+06 2.496e+06 360 360
PHR-CC120X60X2
1006.8 120 120 2 2.3201e+06 2.1173e+06 3.2861e+06 480 480
PHR-CC120X60X2.5
1246.3 120 120 2.5 2.8427e+06 2.6092e+06 4.0556e+06 600 600
PHR-CC120X60X3
1481 120 120 3 3.3431e+06 3.0866e+06 4.8048e+06 720 720
PHR-CC150X50X1.2
647.01 150 100 1.2 2.1716e+06 1.0354e+06 2.095e+06 360 240
PHR-CC150X50X1.5
804.38 150 100 1.5 2.6844e+06 1.2825e+06 2.5987e+06 450 300
PHR-CC150X50X2
1062.8 150 100 2 3.513e+06 1.6844e+06 3.4206e+06 600 400
PHR-CC150X50X2.5
1316.3 150 100 2.5 4.3093e+06 2.0738e+06 4.2208e+06 750 500
PHR-CC150X50X3
1563 150 100 3 5.0738e+06 2.451e+06 4.9996e+06 900 600
PHR-CC160X60X1.2
733.41 160 120 1.2 2.887e+06 1.6383e+06 3.077e+06 384 288
PHR-CC160X60X1.5
912.38 160 120 1.5 3.5734e+06 2.032e+06 3.8206e+06 480 360
PHR-CC160X60X2
1206.8 160 120 2 4.6868e+06 2.6743e+06 5.0377e+06 640 480
PHR-CC160X60X2.5
1496.3 160 120 2.5 5.7623e+06 3.2997e+06 6.2269e+06 800 600
PHR-CC160X60X3
1781 160 120 3 6.8004e+06 3.9083e+06 7.3889e+06 960 720
PHR-CC203X67X1.2
865.41 203 134 1.2 5.3654e+06 2.5517e+06 5.1514e+06 487.2 321.6
PHR-CC203X67X1.5
1077.4 203 134 1.5 6.6511e+06 3.1683e+06 6.4026e+06 609 402
PHR-CC203X67X2
1426.8 203 134 2 8.7454e+06 4.1773e+06 8.4558e+06 812 536
PHR-CC203X67X2.5
1771.3 203 134 2.5 1.078e+07 5.1634e+06 1.0469e+07 1015 670
PHR-CC203X67X3
2111 203 134 3 1.2754e+07 6.1268e+06 1.2443e+07 1218 804
PHR-CC220X80X1.2
973.41 220 160 1.2 7.2699e+06 4.0373e+06 7.6732e+06 528 384
PHR-CC220X80X1.5
1212.4 220 160 1.5 9.0205e+06 5.0176e+06 9.5442e+06 660 480
PHR-CC220X80X2
1606.8 220 160 2 1.188e+07 6.6261e+06 1.2621e+07 880 640
PHR-CC220X80X2.5
1996.3 220 160 2.5 1.4666e+07 8.2032e+06 1.5647e+07 1100 800
PHR-CC220X80X3
2381 220 160 3 1.7381e+07 9.7494e+06 1.8621e+07 1320 960
PHR-CC254X67X1.5
1224.4 254 134 1.5 1.1245e+07 3.8399e+06 8.722e+06 762 402
PHR-CC254X67X2
1622.8 254 134 2 1.4808e+07 5.066e+06 1.1526e+07 1016 536
PHR-CC254X67X2.5
2016.3 254 134 2.5 1.828e+07 6.2659e+06 1.4279e+07 1270 670
PHR-CC254X67X3
2405 254 134 3 2.1662e+07 7.4399e+06 1.6982e+07 1524 804
PHR-CC305X80X1.5
1497.4 305 160 1.5 1.9989e+07 6.6192e+06 1.5026e+07 915 480
PHR-CC305X80X2
1986.8 305 160 2 2.6384e+07 8.7482e+06 1.9887e+07 1220 640
PHR-CC305X80X2.5
2471.3 305 160 2.5 3.2647e+07 1.0839e+07 2.4673e+07 1525 800
PHR-CC305X80X3
2951 305 160 3 3.8779e+07 1.2893e+07 2.9387e+07 1830 960
```

```
PHR-CC355X110X2
2426.6 355 220 2 4.5487e+07 1.9982e+07 4.1485e+07 1420 880
PHR-CC355X110X2.5
3021.3 355 220 2.5 5.639e+07 2.4811e+07 5.1562e+07 1775 1100
PHR-CC355X110X3
3611 355 220 3 6.7104e+07 2.9575e+07 6.1524e+07 2130 1320
TABLE 4
UNIT MMS KG
PRISMATIC
PAG_Z160X60X3.0MM
913.3 3.57098e+06 870061 2739.8 480 433.3 913.3 0
PAG_Z160X60X2.5MM
765.2 3.01477e+06 738264 1594.1 400 365.2 765.2 0
PAG_Z160X60X1.9MM
585.3 2.32705e+06 573291 704.3 304 281.3 585.3 0
PAG_Z160X60X1.5MM
464.1 1.85615e+06 459102 348 240 224.1 464.1 0
PAG_Z160X60X1.2MM
372.4 1.49638e+06 371216 178.8 192 180.4 372.4 0
PAG_Z220X80X3.0MM
1213.3 9.00333e+06 1.76917e+06 3639.8 660 553.3 1213.3 0
PAG_Z220X80X2.5MM
1015.2 7.57557e+06 1.49553e+06 2114.9 550 465.2 1015.2 0
PAG_Z220X80X1.9MM
775.3 5.82424e+06 1.15616e+06 932.9 418 357.3 775.3 0
PAG_Z220X80X1.5MM
614.1 4.63344e+06 923149 460.5 330 284.1 614.1 0
PAG_Z220X80X1.2MM
492.4 3.72805e+06 744795 236.4 264 228.4 492.4 0
PAG_Z305X80X3.0MM
1498.3 2.00196e+07 2.03062e+06 4494.8 915 583.3 1498.3 0
PAG_Z305X80X2.5MM
1252.7 1.68121e+07 1.7154e+06 2609.7 762.5 490.2 1252.7 0
PAG_Z305X80X1.9MM
955.8 1.28955e+07 1.3251e+06 1150.1 579.5 376.3 955.8 0
PAG_Z305X80X1.5MM
756 1.02152e+07 1.0424e+06 567 457.5 298.5 756 0
PAG_Z355X110X3.0MM
1831.1 3.448e+07 4.48095e+06 5493 1065 766.1 1831.1 0
PAG_Z355X110X2.5MM
1530.1 2.89185e+07 3.77324e+06 3188 887.5 642.6 1530.1 0
PAG_Z355X110X1.9MM
1227.4 2.32771e+07 3.05014e+06 1636 674.5 552.9 1227.4 0
PAG_Z160X60X3.0MM+PAG_Z160X60X3.0MM
1826.6 7.14196e+06 1.74012e+06 5479.6 960 866.6 1826.6 0
PAG_Z160X60X3.0MM+PAG_Z160X60X2.5MM
1678.5 6.58575e+06 1.60833e+06 4333.9 880 798.5 1678.5 0
PAG_Z160X60X3.0MM+PAG_Z160X60X1.9MM
1498.6 5.89803e+06 1.44335e+06 3444.1 784 714.6 1498.6 0
PAG_Z160X60X3.0MM+PAG_Z160X60X1.5MM
1377.4 5.42713e+06 1.32916e+06 3087.8 720 657.4 1377.4 0
PAG_Z160X60X3.0MM+PAG_Z160X60X1.2MM
1285.7 5.06736e+06 1.24128e+06 2918.6 672 613.7 1285.7 0
PAG_Z160X60X2.5MM+PAG_Z160X60X2.5MM
1530.4 6.02953e+06 1.47653e+06 3188.2 800 730.4 1530.4 0
PAG_Z160X60X2.5MM+PAG_Z160X60X1.9MM
1350.5 5.34182e+06 1.31156e+06 2298.4 704 646.5 1350.5 0
PAG_Z160X60X2.5MM+PAG_Z160X60X1.5MM
1229.3 4.87091e+06 1.19737e+06 1942.1 640 589.3 1229.3 0
PAG_Z160X60X2.5MM+PAG_Z160X60X1.2MM
1137.6 4.51115e+06 1.10948e+06 1772.9 592 545.6 1137.6 0
PAG_Z160X60X1.9MM+PAG_Z160X60X1.9MM
1170.6 4.6541e+06 1.14658e+06 1408.6 608 562.6 1170.6 0
PAG_Z160X60X1.9MM+PAG_Z160X60X1.5MM
1049.4 4.18319e+06 1.03239e+06 1052.3 544 505.4 1049.4 0
PAG_Z160X60X1.9MM+PAG_Z160X60X1.2MM
957.7 3.82343e+06 944507 883.1 496 461.7 957.7 0
PAG_Z160X60X1.5MM+PAG_Z160X60X1.5MM
928.2 3.71229e+06 916204 696 480 449.2 928.2 0
```

```
PAG_E160X60X1.5MM+PAG_E160X60X1.2MM
836.5 3.35253e+06 830318 526.8 432 404.5 836.5 0
PAG_E160X60X1.2MM+PAG_E160X60X1.2MM
744.8 2.99276e+06 742432 357.6 384 360.8 744.8 0
PAG_E220X80X3.0MM+PAG_E220X80X3.0MM
2426.6 1.80067e+07 3.53836e+06 7279.6 1320 1106.6 2426.6 0
PAG_E220X80X3.0MM+PAG_E220X80X2.5MM
2228.5 1.65789e+07 3.2647e+06 5754.7 1210 1018.5 2228.5 0
PAG_E220X80X3.0MM+PAG_E220X80X1.9MM
1988.6 1.48276e+07 2.92533e+06 4572.7 1078 910.6 1988.6 0
PAG_E220X80X3.0MM+PAG_E220X80X1.5MM
1827.4 1.36368e+07 2.69232e+06 4100.3 990 837.4 1827.4 0
PAG_E220X80X3.0MM+PAG_E220X80X1.2MM
1705.7 1.27314e+07 2.51396e+06 3876.2 924 781.7 1705.7 0
PAG_E220X80X2.5MM+PAG_E220X80X2.5MM
2030.4 1.51511e+07 2.99106e+06 4229.8 1100 930.4 2030.4 0
PAG_E220X80X2.5MM+PAG_E220X80X1.9MM
1790.5 1.33998e+07 2.65169e+06 3047.8 968 822.5 1790.5 0
PAG_E220X80X2.5MM+PAG_E220X80X1.5MM
1629.3 1.2209e+07 2.41868e+06 2575.4 880 749.3 1629.3 0
PAG_E220X80X2.5MM+PAG_E220X80X1.2MM
1507.6 1.13036e+07 2.24033e+06 2351.3 814 693.6 1507.6 0
PAG_E220X80X1.9MM+PAG_E220X80X1.9MM
1550.6 1.16485e+07 2.31232e+06 1865.8 836 714.6 1550.6 0
PAG_E220X80X1.9MM+PAG_E220X80X1.5MM
1389.4 1.04577e+07 2.07931e+06 1393.4 748 641.4 1389.4 0
PAG_E220X80X1.9MM+PAG_E220X80X1.2MM
1267.7 9.55229e+06 1.90096e+06 1169.3 682 585.7 1267.7 0
PAG_E220X80X1.5MM+PAG_E220X80X1.5MM
1228.2 9.26688e+06 1.8463e+06 921 660 568.2 1228.2 0
PAG_E220X80X1.5MM+PAG_E220X80X1.2MM
1106.5 8.36149e+06 1.66794e+06 696.9 594 512.5 1106.5 0
PAG_E220X80X1.2MM+PAG_E220X80X1.2MM
984.8 7.45611e+06 1.48959e+06 472.8 528 456.8 984.8 0
PAG_E305X80X3.0MM+PAG_E305X80X3.0MM
2996.6 4.00392e+07 4.06124e+06 8989.6 1830 1166.6 2996.6 0
PAG_E305X80X3.0MM+PAG_E305X80X2.5MM
2751 3.68317e+07 3.74603e+06 7104.5 1677.5 1073.5 2751 0
PAG_E305X80X3.0MM+PAG_E305X80X1.9MM
2454.1 3.29151e+07 3.35572e+06 5644.9 1494.5 959.6 2454.1 0
PAG_E305X80X3.0MM+PAG_E305X80X1.5MM
2254.3 3.02348e+07 3.07303e+06 5061.8 1372.5 881.8 2254.3 0
PAG_E305X80X2.5MM+PAG_E305X80X2.5MM
2505.4 3.36242e+07 3.43081e+06 5219.4 1525 980.4 2505.4 0
PAG_E305X80X2.5MM+PAG_E305X80X1.9MM
2208.5 2.97076e+07 3.0405e+06 3759.8 1342 866.5 2208.5 0
PAG_E305X80X2.5MM+PAG_E305X80X1.5MM
2008.7 2.70273e+07 2.75781e+06 3176.7 1220 788.7 2008.7 0
PAG_E305X80X1.9MM+PAG_E305X80X1.9MM
1911.6 2.57909e+07 2.65019e+06 2300.2 1139 752.6 1911.6 0
PAG_E305X80X1.9MM+PAG_E305X80X1.5MM
1711.8 2.31107e+07 2.3675e+06 1717.1 1037 674.8 1711.8 0
PAG_E305X80X1.5MM+PAG_E305X80X1.5MM
1513 2.04304e+07 2.08481e+06 1134 915 597 1512 0
PAG_E355X110X3.0MM+PAG_E355X110X3.0MM
3662.2 6.89599e+07 8.96191e+06 10986 2130 1532.2 3662.2 0
PAG_E355X110X3.0MM+PAG_E355X110X2.5MM
3361.2 6.33944e+07 8.25419e+06 8681 1952.5 1408.7 3361.2 0
PAG_E355X110X3.0MM+PAG_E355X110X1.9MM
3058.5 5.77571e+07 7.53209e+06 7129 1739.5 1319 3058.5 0
PAG_E355X110X2.5MM+PAG_E355X110X2.5MM
3060.2 5.78289e+07 7.54648e+06 6376 1775 1285.2 3060.2 0
PAG_E355X110X2.5MM+PAG_E355X110X1.9MM
2757.3 5.21916e+07 6.82338e+06 4824 1562 1195.5 2757.5 0
PAG_E355X110X1.9MM+PAG_E355X110X1.9MM
2454.8 4.65542e+07 6.10028e+06 3272 1349 1105.8 2454.8 0
END
DEFINE MATERIAL START
ISOTROPIC STEEL
```

629

```
E 20904.2
POISSON 0.3
DENSITY 7.83341e-06
ALPHA 1.2e-05
DAMP 0.03
G 8040.07
TYPE STEEL
STRENGTH RY 1.5 RT 1.2
ISOTROPIC COMPOSSITE
E 29183.2
POISSON 0.3
DENSITY 7.83341e-06
ALPHA 1.8e-05
DAMP 0.03
G 7762.79
TYPE STEEL
END DEFINE MATERIAL
MEMBER PROPERTY
68 TO 71 104 TO 107 139 TO 142 223 TO 226 PRIS YD 12
MEMBER PROPERTY
1 TO 6 UPTABLE 1 PT150X150X6
17 TO 19 22 TO 29 36 TO 40 43 TO 45 54 TO 56 63 TO 65 72 TO 74 85 TO 87 94 -
95 TO 96 99 TO 101 116 TO 118 125 TO 127 130 TO 132 147 TO 149 156 TO 158 -
161 TO 163 171 173 174 182 188 TO 190 193 TO 195 206 TO 211 214 TO 216 229 -
230 TO 231 236 TO 238 245 TO 247 250 TO 254 261 TO 262 -
263 UPTABLE 1 PT200X100X4
20 21 34 35 41 42 57 58 66 67 75 76 88 89 97 98 102 103 119 120 128 129 133 -
134 150 151 159 160 164 165 179 180 191 192 196 197 212 213 227 228 239 240 -
248 249 259 260 UPTABLE 1 PT50X50X2
9 TO 16 30 TO 33 46 TO 53 59 TO 62 77 TO 84 90 TO 93 108 TO 115 121 TO 124 -
135 TO 138 143 TO 146 152 TO 155 166 TO 169 175 TO 178 184 TO 187 -
198 TO 205 217 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 266 -
267 UPTABLE 1 PT150X50X2
170 172 181 183 UPTABLE 1 PT200X100X6
7 8 221 222 UPTABLE 1 PT200X200X7
CONSTANTS
BETA -17 MEMB 13 TO 16 50 TO 53 81 TO 84 112 TO 115 143 TO 146 175 TO 178 -
202 TO 205 217 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 267
BETA 8.5 MEMB 9 TO 12 30 TO 33 46 TO 49 59 TO 62 77 TO 80 90 TO 93 -
108 TO 111 121 TO 124 135 TO 138 152 TO 155 166 TO 169 184 TO 187 -
198 TO 201
MATERIAL STEEL ALL
MEMBER CRACKED
1 TO 267 REDUCTION RAX 0.8 RIX 0.8 RIY 0.8 RIZ 0.8
SUPPORTS
1 TO 8 PINNED
MEMBER RELEASE
12 33 48 62 80 93 111 124 138 155 169 187 201 END MX MY MZ
16 53 84 115 146 178 205 220 235 244 258 267 END MX MY MZ
11 32 48 61 79 92 110 123 137 154 168 186 200 START MX MY MZ
15 52 83 114 145 177 204 219 234 243 257 266 START MX MY MZ
20 21 34 35 41 42 57 58 66 67 75 76 88 89 97 98 102 103 119 120 128 129 133 -
134 150 151 159 160 164 165 179 180 191 192 196 197 212 213 227 228 239 240 -
248 249 259 260 START MX MY MZ
20 21 34 35 41 42 57 58 66 67 75 76 88 89 97 98 102 103 119 120 128 129 133 -
134 150 151 159 160 164 165 179 180 191 192 196 197 212 213 227 228 239 240 -
248 249 259 260 END MX MY MZ
MEMBER TRUSS
68 TO 71 104 TO 107 139 TO 142 223 TO 226
CUT OFF MODE SHAPE 10
LOAD 1 LOADTYPE None  TITLE CSX SISMO ELASTICO X
SELFWEIGHT X 1.1
SELFWEIGHT Y 1.1
SELFWEIGHT Z 1.1
MEMBER LOAD
9 TO 12 30 TO 33 46 TO 49 59 TO 62 77 TO 80 90 TO 93 108 TO 111 121 TO 124 -
135 TO 138 152 TO 155 166 TO 169 184 TO 187 198 TO 201 UNI GX 0.014
9 TO 12 30 TO 33 46 TO 49 59 TO 62 77 TO 80 90 TO 93 108 TO 111 121 TO 124 -
135 TO 138 152 TO 155 166 TO 169 184 TO 187 198 TO 201 UNI GY 0.014
```

```
9 TO 12 30 TO 33 46 TO 49 59 TO 62 77 TO 80 90 TO 93 108 TO 111 121 TO 124 -
135 TO 138 152 TO 155 166 TO 169 184 TO 187 198 TO 201 UNI GZ 0.014
MEMBER LOAD
13 TO 16 50 TO 53 81 TO 84 112 TO 115 143 TO 146 175 TO 178 202 TO 205 217 -
218 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 267 UNI GX 0.014
13 TO 16 50 TO 53 81 TO 84 112 TO 115 143 TO 146 175 TO 178 202 TO 205 217 -
218 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 267 UNI GY 0.014
13 TO 16 50 TO 53 81 TO 84 112 TO 115 143 TO 146 175 TO 178 202 TO 205 217 -
218 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 267 UNI GZ 0.014
SPECTRUM CQC X 0.96 ACC SCALE 9800 DAMP 0.05 SIGN SAVE
0 0.79; 0.04 0.79; 0.08 0.79; 0.12 0.79; 0.16 0.79; 0.77 0.79; 1.15 0.53;
1.53 0.39; 1.91 0.32; 2.3 0.26; 2.68 0.23; 3.06 0.2; 3.45 0.18; 3.83 0.16;
4.21 0.14; 4.59 0.13; 4.98 0.12; 5.36 0.11; 5.74 0.11; 6.13 0.1; 6.51 0.09;
6.89 0.09; 7.27 0.08; 8.04 0.08; 8.84 0.06; 9.64 0.05; 10.44 0.04; 11.24 0.04;
12.04 0.03; 12.84 0.03; 13.64 0.03; 14.44 0.02; 15.24 0.02;
LOAD 2 LOADTYPE None  TITLE CSZ SISMO ELASTICO Z
SPECTRUM CQC Z 1.04 ACC SCALE 9800 DAMP 0.05 SIGN SAVE
0 0.79; 0.04 0.79; 0.08 0.79; 0.12 0.79; 0.16 0.79; 0.77 0.79; 1.15 0.53;
1.53 0.39; 1.91 0.32; 2.3 0.26; 2.68 0.23; 3.06 0.2; 3.45 0.18; 3.83 0.16;
4.21 0.14; 4.59 0.13; 4.98 0.12; 5.36 0.11; 5.74 0.11; 6.13 0.1; 6.51 0.09;
6.89 0.09; 7.27 0.08; 8.04 0.08; 8.84 0.06; 9.64 0.05; 10.44 0.04; 11.24 0.04;
12.04 0.03; 12.84 0.03; 13.64 0.03; 14.44 0.02; 15.24 0.02;
LOAD 3 LOADTYPE Dead  TITLE CARGA MUERTA
SELFWEIGHT Y -1.1
MEMBER LOAD
9 TO 12 30 TO 33 46 TO 49 59 TO 62 77 TO 80 90 TO 93 108 TO 111 121 TO 124 -
135 TO 138 152 TO 155 166 TO 169 184 TO 187 198 TO 201 UNI GY -0.014
13 TO 16 50 TO 53 81 TO 84 112 TO 115 143 TO 146 175 TO 178 202 TO 205 217 -
218 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 267 UNI GY -0.014
LOAD 4 LOADTYPE Roof Live  TITLE CARGA VIVA CUBIERTA
MEMBER LOAD
9 TO 12 30 TO 33 46 TO 49 59 TO 62 77 TO 80 90 TO 93 108 TO 111 121 TO 124 -
135 TO 138 152 TO 155 166 TO 169 184 TO 187 198 TO 201 UNI GY -0.048
13 TO 16 50 TO 53 81 TO 84 112 TO 115 143 TO 146 175 TO 178 202 TO 205 217 -
218 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 267 UNI GY -0.034
LOAD 5 LOADTYPE Live  TITLE CARGA VIVA ENTREPISOS
LOAD 6 LOADTYPE Live  TITLE CARGA MOVILES
LOAD 7 LOADTYPE Wind  TITLE CARGA VIENTO T-1
MEMBER LOAD
9 TO 12 30 TO 33 46 TO 49 59 TO 62 77 TO 80 90 TO 93 108 TO 111 121 TO 124 -
135 TO 138 152 TO 155 166 TO 169 184 TO 187 198 TO 201 UNI GY -0.039
13 TO 16 50 TO 53 81 TO 84 112 TO 115 143 TO 146 175 TO 178 202 TO 205 217 -
218 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 267 UNI GY -0.039
LOAD 8 LOADTYPE Wind  TITLE CARGA VIENTO T-2
MEMBER LOAD
9 TO 12 30 TO 33 46 TO 49 59 TO 62 77 TO 80 90 TO 93 108 TO 111 121 TO 124 -
135 TO 138 152 TO 155 166 TO 169 184 TO 187 198 TO 201 UNI GY 0.039
13 TO 16 50 TO 53 81 TO 84 112 TO 115 143 TO 146 175 TO 178 202 TO 205 217 -
218 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 267 UNI GY 0.039
LOAD 9 LOADTYPE Wind  TITLE CARGA VIENTO T-3
MEMBER LOAD
9 TO 12 30 TO 33 46 TO 49 59 TO 62 77 TO 80 90 TO 93 108 TO 111 121 TO 124 -
135 TO 138 152 TO 155 166 TO 169 184 TO 187 198 TO 201 UNI Y 0.039
13 TO 16 50 TO 53 81 TO 84 112 TO 115 143 TO 146 175 TO 178 202 TO 205 217 -
218 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 267 UNI Y 0.039
LOAD 10 LOADTYPE Wind  TITLE CARGA VIENTO T-4
MEMBER LOAD
9 TO 12 30 TO 33 46 TO 49 59 TO 62 77 TO 80 90 TO 93 108 TO 111 121 TO 124 -
135 TO 138 152 TO 155 166 TO 169 184 TO 187 198 TO 201 UNI Y -0.039
13 TO 16 50 TO 53 81 TO 84 112 TO 115 143 TO 146 175 TO 178 202 TO 205 217 -
218 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 264 TO 267 UNI Y -0.039
LOAD 11 LOADTYPE Temperature  TITLE CARGA TEMPERATURA
TEMPERATURE LOAD
1 TO 267 TEMP 20
LOAD 12 LOADTYPE Snow  TITLE CARGA GRANIZO
*NOTIONAL LOADS (CARGAS FICTICIAS) 3%
LOAD 121 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA MUERTA X
NOTIONAL LOAD
3 X 0.003
```

```
LOAD 122 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA MUERTA Z
NOTIONAL LOAD
3 Z 0.003
LOAD 123 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA VIVA CUB X
NOTIONAL LOAD
4 X 0.003
LOAD 124 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA VIVA CUB Z
NOTIONAL LOAD
4 Z 0.003
LOAD 125 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA VIVA ENTR X
NOTIONAL LOAD
5 X 0.003
LOAD 126 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA VIVA ENTR Z
NOTIONAL LOAD
5 Z 0.003
LOAD 127 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA GRANIZO X
NOTIONAL LOAD
12 X 0.003
LOAD 128 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA GRANIZO Z
NOTIONAL LOAD
12 Z 0.003
*HIPOTESIS DE CARGA PARA DERIVAS ACERO NO FISURADO*
LOAD COMB 13 1.0 CM + 1.0 QVS/VJ CSX + 0.3 QVS/VJ CSZ
3 1.0 1 0.7 2 0.21
LOAD COMB 14 1.0 CM + 1.0 QVS/VJ CSX - 0.3 QVS/VJ CSZ
3 1.0 1 0.7 2 -0.21
LOAD COMB 15 1.0 CM - 1.0 QVS/VJ CSX + 0.3 QVS/VJ CSZ
3 1.0 1 -0.7 2 0.21
LOAD COMB 16 1.0 CM - 1.0 QVS/VJ CSX - 0.3 QVS/VJ CSZ
3 1.0 1 -0.7 2 -0.21
LOAD COMB 17 1.0 CM + 0.3 QVS/VJ CSX + 1 QVS/VJ CSZ
3 1.0 1 0.21 2 0.7
LOAD COMB 18 1.0 CM + 0.3 QVS/VJ CSX - 1 QVS/VJ CSZ
3 1.0 1 0.21 2 -0.7
LOAD COMB 19 1.0 CM - 0.3 QVS/VJ CSX + 1 QVS/VJ CSZ
3 1.0 1 -0.21 2 0.7
LOAD COMB 20 1.0 CM - 0.3 QVS/VJ CSX - 1 QVS/VJ CSZ
3 1.0 1 -0.21 2 -0.7
LOAD COMB 21 1.0 CM + 0.75CV + 0.75 CVC + 0.75 QVS/VJ CSX + 0.225 QVS/VJ CSZ
3 1.0 5 0.75 4 0.75 1 0.75 2 0.225
LOAD COMB 22 1.0 CM + 0.75CV + 0.75 CVC + 0.75 QVS/VJ CSX - 0.225 QVS/VJ CSZ
3 1.0 5 0.75 4 0.75 1 0.75 2 -0.225
LOAD COMB 23 1.0 CM + 0.75CV + 0.75 CVC - 0.75 QVS/VJ CSX + 0.225 QVS/VJ CSZ
3 1.0 5 0.75 4 0.75 1 -0.75 2 0.225
LOAD COMB 24 1.0 CM + 0.75CV + 0.75 CVC - 0.75 QVS/VJ CSX - 0.225 QVS/VJ CSZ
3 1.0 5 0.75 4 0.75 1 -0.75 2 -0.225
LOAD COMB 25 1.0 CM + 0.75CV + 0.75 CVC + 0.225 QVS/VJ CSX + 0.75 QVS/VJ CSZ
3 1.0 5 0.75 4 0.75 1 0.225 2 0.75
LOAD COMB 26 1.0 CM + 0.75CV + 0.75 CVC + 0.225 QVS/VJ CSX - 0.75 QVS/VJ CSZ
3 1.0 5 0.75 4 0.75 1 0.225 2 -0.75
LOAD COMB 27 1.0 CM + 0.75CV + 0.75 CVC - 0.225 QVS/VJ CSX + 0.75 QVS/VJ CSZ
3 1.0 5 0.75 4 0.75 1 0.225 2 0.75
LOAD COMB 28 1.0 CM + 0.75CV + 0.75 CVC - 0.225 QVS/VJ CSX - 0.75 QVS/VJ CSZ
3 1.0 5 0.75 4 0.75 1 0.225 2 -0.75
LOAD COMB 29 0.6 CM + 1.0 QVS/VJ CSX + 0.3 QVS/VJ CSZ
3 0.6 1 0.7 2 0.21
LOAD COMB 30 0.6 CM + 1.0 QVS/VJ CSX - 0.3 QVS/VJ CSZ
3 0.6 1 0.7 2 -0.21
LOAD COMB 31 0.6 CM - 1.0 QVS/VJ CSX + 0.3 QVS/VJ CSZ
3 0.6 1 -0.7 2 0.21
LOAD COMB 32 0.6 CM - 1.0 QVS/VJ CSX - 0.3 QVS/VJ CSZ
3 0.6 1 -0.7 2 -0.21
LOAD COMB 33 0.6 CM + 0.3 QVS/VJ CSX + 1 QVS/VJ CSZ
3 0.6 1 0.21 2 0.7
LOAD COMB 34 0.6 CM + 0.3 QVS/VJ CSX - 1 QVS/VJ CSZ
3 0.6 1 0.21 2 -0.7
LOAD COMB 35 0.6 CM - 0.3 QVS/VJ CSX + 1 QVS/VJ CSZ
3 0.6 1 -0.21 2 0.7
LOAD COMB 36 0.6 CM - 0.3 QVS/VJ CSX - 1 QVS/VJ CSZ
```

```
3 0.6 1 -0.21 2 -0.7
*HIPOTESIS DE CARGA PARA DISE?O SISMO AMPLIFICADO
LOAD COMB 37 100%GO/R CSX + 30%GO/R CSZ + 0.5 AAFA
1 0.82 2 0.25 3 0.14
LOAD COMB 38 100%GO/R CSX - 30%GO/R CSZ + 0.5 AAFA
1 0.82 2 -0.25 3 0.14
LOAD COMB 39 -100%GO/R CSX + 30%GO/R CSZ + 0.5 AAFA
1 -0.82 2 0.25 3 0.14
LOAD COMB 40 -100%GO/R CSX - 30%GO/R CSZ + 0.5 AAFA
1 -0.82 2 -0.25 3 0.14
LOAD COMB 41 30%GO/R CSX + 100%GO/R CSZ + 0.5 AAFA
1 0.25 2 0.82 3 0.14
LOAD COMB 42 30%GO/R CSX - 100%GO/R CSZ + 0.5 AAFA
1 0.25 2 -0.82 3 0.14
LOAD COMB 43 -30%GO/R CSX + 100%GO/R CSZ + 0.5 AAFA
1 -0.25 2 0.82 3 0.14
LOAD COMB 44 -30%GO/R CSX - 100%GO/R CSZ + 0.5 AAFA
1 -0.25 2 0.82 3 0.14
LOAD COMB 45 100%GO/R CSX + 30%GO/R CSZ - 0.5 AAFA
1 0.82 2 0.25 3 -0.14
LOAD COMB 46 100%GO/R CSX - 30%GO/R CSZ - 0.5 AAFA
1 0.82 2 -0.25 3 -0.14
LOAD COMB 47 -100%GO/R CSX + 30%GO/R CSZ - 0.5 AAFA
1 0.5 2 0.25 3 -0.14
LOAD COMB 48 -100%GO/R CSX - 30%GO/R CSZ - 0.5 AAFA
1 0.62 2 -0.25 3 -0.14
LOAD COMB 49 30%GO/R CSX + 100%GO/R CSZ - 0.5 AAFA
1 -0.25 2 0.82 3 -0.14
LOAD COMB 50 30%GO/R CSX - 100%GO/R CSZ - 0.5 AAFA
1 -0.25 2 -0.82 3 -0.14
LOAD COMB 51 -30%GO/R CSX + 100%GO/R CSZ - 0.5 AAFA
1 -0.25 2 0.82 3 -0.14
LOAD COMB 52 -30%GO/R CSX - 100%GO/R CSZ - 0.5 AAFA
1 -0.25 2 -0.82 3 -0.14
*HIPOTESIS DE DISE?O (INCLUIDAS CARGAS NODALES)
LOAD COMB 53 1.4 CM + ND
3 1.4 121 1.4 122 1.4
LOAD COMB 54 1.2 CM + 1.6 CVE + 0.5 CVC + 1.2 CT + ND
3 1.2 5 1.6 4 0.5 11 1.2 121 1.2 122 1.2 125 1.6 126 1.6 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 55 1.2 CM + 1.6 CVE + 0.5 CG + 1.2 CT + ND
3 1.2 5 1.6 12 0.5 11 1.2 121 1.2 122 1.2 125 1.6 126 1.6 127 0.5 128 0.5
LOAD COMB 56 1.2 CM + 1.6 CVE + 1.2 CT + ND
3 1.2 5 1.6 11 1.2 121 1.2 122 1.2 125 1.6 126 1.6
LOAD COMB 57 1.2 CM + 1 CVE + 1.6 CVC + ND
3 1.2 5 1.0 4 1.6 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0 123 1.6 124 1.6
LOAD COMB 58 1.2 CM + 1.6 CVC + 0.5 CWT1 + ND
3 1.2 4 1.6 7 0.5 121 1.2 122 1.2 123 1.6 124 1.6
LOAD COMB 59 1.2 CM + 1.6 CVC + 0.5 CWT2 + ND
3 1.2 4 1.6 8 0.5 121 1.2 122 1.2 123 1.6 124 1.6
LOAD COMB 60 1.2 CM + 1.6 CVC + 0.5 CWT3 + ND
3 1.2 4 1.6 9 0.5 121 1.2 122 1.2 123 1.6 124 1.6
LOAD COMB 61 1.2 CM + 1.6 CVC + 0.5 CWT4 + ND
3 1.2 4 1.6 10 0.5 121 1.2 122 1.2 123 1.6 124 1.6
LOAD COMB 62 1.2 CM + 1 CVE + 1.6 CG + ND
3 1.2 5 1.0 12 1.6 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0 127 1.6 128 1.6
LOAD COMB 63 1.2 CM + 1.6 CG + 0.5 CWT1 + ND
3 1.2 12 1.6 7 0.5 121 1.2 122 1.2 127 1.6 128 1.6
LOAD COMB 64 1.2 CM + 1.6 CG + 0.5 CWT2 + ND
3 1.2 12 1.6 8 0.5 121 1.2 122 1.2 127 1.6 128 1.6
LOAD COMB 65 1.2 CM + 1.6 CG + 0.5 CWT3 + ND
3 1.2 12 1.6 9 0.5 121 1.2 122 1.2 127 1.6 128 1.6
LOAD COMB 66 1.2 CM + 1.6 CG + 0.5 CWT4 + ND
3 1.2 12 1.6 10 0.5 121 1.2 122 1.2 127 1.6 128 1.6
LOAD COMB 67 1.2 CM + 0.5 CVE + ND
3 1.2 5 0.5 121 1.2 122 1.2 125 0.5 126 0.5
LOAD COMB 68 1.2 CM + 0.5 CWT1 + ND
3 1.2 7 0.5 121 1.2 122 1.2
LOAD COMB 69 1.2 CM + 0.5 CWT2 + ND
3 1.2 8 0.5 121 1.2 122 1.2
```

631

```
LOAD COMB 70 1.2 CM + 0.5 CWT3 + ND
3 1.2 9 0.5 121 1.2 122 1.2
LOAD COMB 71 1.2 CM + 0.5 CWT4 + ND
3 1.2 10 0.5 121 1.2 122 1.2
LOAD COMB 72 1.2 CM + 1.0 CVE + 0.5 CVC + 1.0 CWT1 + ND
3 1.2 5 1.0 4 0.5 7 1.0 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 73 1.2 CM + 1.0 CVE + 0.5 CVC + 1.0 CWT2 + ND
3 1.2 5 1.0 4 0.5 8 1.0 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 74 1.2 CM + 1.0 CVE + 0.5 CVC + 1.0 CWT3 + ND
3 1.2 5 1.0 4 0.5 9 1.0 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 75 1.2 CM + 1.0 CVE + 0.5 CVC + 1.0 CWT4 + ND
3 1.2 5 1.0 4 0.5 10 1.0 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 76 1.2 CM + 1.0 CVE + 0.5 CG + 1.0 CWT1 + ND
3 1.2 5 1.0 12 0.5 7 1.0 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 77 1.2 CM + 1.0 CVE + 0.5 CG + 1.0 CWT2 + ND
3 1.2 5 1.0 12 0.5 8 1.0 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 78 1.2 CM + 1.0 CVE + 0.5 CG + 1.0 CWT3 + ND
3 1.2 5 1.0 12 0.5 9 1.0 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 79 1.2 CM + 1.0 CVE + 0.5 CG + 1.0 CWT4 + ND
3 1.2 5 1.0 12 0.5 10 1.0 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 80 1.2 CM + 0.5 CVE + 0.5 CWT1 + ND
3 1.2 5 0.5 7 0.5 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 81 1.2 CM + 0.5 CVE + 0.5 CWT2 + ND
3 1.2 5 0.5 8 0.5 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 82 1.2 CM + 0.5 CVE + 0.5 CWT3 + ND
3 1.2 5 0.5 9 0.5 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 83 1.2 CM + 0.5 CVE + 0.5 CWT4 + ND
3 1.2 5 0.5 10 0.5 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 84 0.9 CM + 1.0 CWT1 + ND
3 0.9 7 1.0 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 85 0.9 CM + 1.0 CWT2 + ND
3 0.9 8 1.0 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 86 0.9 CM + 1.0 CWT3 + ND
3 0.9 9 1.0 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 87 0.9 CM + 1.0 CWT4 + ND
3 0.9 10 1.0 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 88 1.2 CM + 1 CVE + 1/R QVS/VJ CSX + 0.3/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 5 1.0 1 0.82 2 0.25 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 89 1.2 CM + 1 CVE + 1/R QVS/VJ CSX - 0.3/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 5 1.0 1 0.82 2 -0.25 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 90 1.2 CM + 1 CVE - 1/R QVS/VJ CSX + 0.3/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 5 1.0 1 -0.82 2 0.25 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 91 1.2 CM + 1 CVE - 1/R QVS/VJ CSX - 0.3/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 5 1.0 1 -0.82 2 -0.25 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 92 1.2 CM + 1 CVE + 0.3/R QVS/VJ CSX + 1/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 5 1.0 1 0.25 2 0.82 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 93 1.2 CM + 1 CVE + 0.3/R QVS/VJ CSX - 1/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 5 1.0 1 0.25 2 -0.82 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 94 1.2 CM + 1 CVE - 0.3/R QVS/VJ CSX + 1/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 5 1.0 1 -0.25 2 0.82 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 95 1.2 CM + 1 CVE - 0.3/R QVS/VJ CSX - 1/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 5 1.0 1 -0.25 2 -0.82 121 1.2 122 1.2 125 1.0 126 1.0
LOAD COMB 96 1.2 CM + 0.5 CVC + 1/R QVS/VJ CSX + 0.3/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 4 0.5 1 0.82 2 0.25 121 1.2 122 1.2 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 97 1.2 CM + 0.5 CVC + 1/R QVS/VJ CSX - 0.3/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 4 0.5 1 0.82 2 -0.25 121 1.2 122 1.2 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 98 1.2 CM + 0.5 CVC - 1/R QVS/VJ CSX + 0.3/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 4 0.5 1 -0.82 2 0.25 121 1.2 122 1.2 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 99 1.2 CM + 0.5 CVC - 1/R QVS/VJ CSX - 0.3/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 4 0.5 1 -0.82 2 -0.25 121 1.2 122 1.2 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 100 1.2 CM + 0.5 CVC + 0.3/R QVS/VJ CSX + 1/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 4 0.5 1 0.25 2 0.82 121 1.2 122 1.2 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 101 1.2 CM + 0.5 CVC + 0.3/R QVS/VJ CSX - 1/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 4 0.5 1 0.25 2 -0.82 121 1.2 122 1.2 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 102 1.2 CM + 0.5 CVC - 0.3/R QVS/VJ CSX + 1/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 4 0.5 1 -0.25 2 0.82 121 1.2 122 1.2 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 103 1.2 CM + 0.5 CVC - 0.3/R QVS/VJ CSX - 1/R QVS/VJ CSZ + ND
3 1.2 4 0.5 1 -0.25 2 -0.82 121 1.2 122 1.2 123 0.5 124 0.5
LOAD COMB 104 0.9 CM + 1/R QVS/VJ CSX + 0.3/R QVS/VJ CSZ + 1.6 CPG + ND
```

```
3 0.9 1 0.82 2 0.25 6 1.6 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 105 0.9 CM + 1/R QVS/VJ CSX - 0.3/R QVS/VJ CSZ + 1.6 CPG + ND
3 0.9 1 0.82 2 -0.25 6 1.6 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 106 0.9 CM - 1/R QVS/VJ CSX + 0.3/R QVS/VJ CSZ + 1.6 CPG + ND
3 0.9 1 -0.82 2 0.25 6 1.6 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 107 0.9 CM - 1/R QVS/VJ CSX - 0.3/R QVS/VJ CSZ + 1.6 CPG + ND
3 0.9 1 -0.82 2 -0.25 6 1.6 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 108 0.9 CM 0.3/R QVS/VJ CSX + 1/R QVS/VJ CSZ + 1.6 CPG + ND
3 0.9 1 0.25 2 0.82 6 1.6 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 109 0.9 CM 0.3/R QVS/VJ CSX - 1/R QVS/VJ CSZ + 1.6 CPG + ND
3 0.9 1 0.25 2 -0.82 6 1.6 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 110 0.9 CM - 0.3/R QVS/VJ CSX + 1/R QVS/VJ CSZ + 1.6 CPG + ND
3 0.9 1 -0.25 2 0.82 6 1.6 121 0.9 122 0.9
LOAD COMB 111 0.9 CM - 0.3/R QVS/VJ CSX - 1/R QVS/VJ CSZ + 1.6 CPG + ND
3 0.9 1 -0.25 2 -0.82 6 1.6 121 0.9 122 0.9
*CARGAS CIMENTACION
LOAD COMB 129 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 1 0.43 2 0.13
LOAD COMB 130 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 1 0.43 2 -0.13
LOAD COMB 131 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 1 -0.43 2 0.13
LOAD COMB 132 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 1 -0.43 2 -0.13
LOAD COMB 133 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 1 0.13 2 0.43
LOAD COMB 134 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 1 0.13 2 -0.43
LOAD COMB 135 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 1 -0.13 2 0.43
LOAD COMB 136 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 1 -0.13 2 -0.43
LOAD COMB 137 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW1
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 7 0.75
LOAD COMB 138 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 8 0.75
LOAD COMB 139 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 9 0.75
LOAD COMB 140 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 10 0.75
LOAD COMB 141 1.0 CM + 1.0 CVC + 1.0 CE + 1.0 CPG + 1.0 CT
3 1.0 4 1.0 5 1.0 6 1.0 11 1.0
LOAD COMB 142 1.0 CM
3 1.0
LOAD COMB 143 1.0 CM + 1.0 CVC + 0.75 CE
3 1.0 4 1.0 5 1.0
LOAD COMB 144 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75 CT
3 1.0 4 0.75 5 0.75 6 0.75 11 0.75
LOAD COMB 145 1.0 CM + 1.0 CW1
3 1.0 7 1.0
LOAD COMB 146 1.0 CM + 1.0 CW2
3 1.0 8 1.0
LOAD COMB 147 1.0 CM + 1.0 CW3
3 1.0 9 1.0
LOAD COMB 148 1.0 CM + 1.0 CW4
3 1.0 10 1.0
LOAD COMB 149 1.0 CM + 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ
3 1.0 1 0.58 2 0.17
LOAD COMB 150 1.0 CM + 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ
3 1.0 1 0.58 2 -0.17
LOAD COMB 151 1.0 CM - 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ
3 1.0 1 -0.58 2 0.17
LOAD COMB 152 1.0 CM - 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ
3 1.0 1 -0.58 2 -0.17
LOAD COMB 153 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ
3 1.0 1 0.17 2 0.58
LOAD COMB 154 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ
3 1.0 1 0.17 2 -0.58
LOAD COMB 155 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ
```

```
3 1.0 1 -0.17 2 0.58
LOAD COMB 156 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ
3 1.0 1 -0.17 2 -0.58
LOAD COMB 157 0.6 CM + 1.0 CW1
3 0.6 7 1.0
LOAD COMB 158 0.6 CM + 1.0 CW2
3 0.6 8 1.0
LOAD COMB 159 0.6 CM + 1.0 CW3
3 0.6 9 1.0
LOAD COMB 160 0.6 CM + 1.0 CW4
3 0.6 10 1.0
PDELTA 5 ANALYSIS
DEFINE ENVELOPE
53 TO 111 ENVELOPE 1 TYPE STRENGTH
129 TO 160 ENVELOPE 2 TYPE SERVICEABILITY
13 TO 36 ENVELOPE 3 TYPE SERVICEABILITY
END DEFINE ENVELOPE
*DISEÑO DE ELEMENTOS
LOAD LIST 54 TO 111
PARAMETER 1
CODE AISC UNIFIED 2010
METHOD LRFD
FYLD 35 MEMB 1 TO 67 72 TO 103 108 TO 138 143 TO 222 227 TO 267
FU 45 MEMB 1 TO 67 72 TO 103 108 TO 138 143 TO 222 227 TO 267
LY 1600 MEMB 9 TO 16 30 TO 33 46 TO 53 59 TO 62 77 TO 84 90 TO 93 106 TO 115 -
121 TO 124 135 TO 138 143 TO 146 152 TO 155 166 TO 169 175 TO 178 -
184 TO 187 198 TO 205 217 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 255 TO 258 -
264 TO 267
UNB 1600 MEMB 9 TO 16 30 TO 33 46 TO 53 59 TO 62 77 TO 84 90 TO 93 -
106 TO 115 121 TO 124 135 TO 138 143 TO 146 152 TO 155 166 TO 169 -
175 TO 178 184 TO 187 198 TO 205 217 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 -
255 TO 258 264 TO 267
UNT 1600 MEMB 9 TO 16 30 TO 33 46 TO 53 59 TO 62 77 TO 84 90 TO 93 -
106 TO 115 121 TO 124 135 TO 138 143 TO 146 152 TO 155 166 TO 169 -
175 TO 178 184 TO 187 198 TO 205 217 TO 220 232 TO 235 241 TO 244 -
255 TO 258 264 TO 267
LX 5900 MEMB 22 TO 24 43 TO 45 63 TO 65 94 TO 96 125 TO 127 156 TO 158 188 -
189 TO 190 209 210 214
LZ 5900 MEMB 22 TO 24 43 TO 45 63 TO 65 94 TO 96 125 TO 127 156 TO 158 188 -
189 TO 190 209 210 214
LX 3200 MEMB 214 TO 216 229 TO 231 236 TO 238 245 TO 247
LZ 3200 MEMB 214 TO 216 229 TO 231 236 TO 238 245 TO 247
LX 8730 MEMB 27 TO 29 38 TO 40 54 TO 56 72 TO 74 85 TO 87 99 TO 101 -
116 TO 118 130 TO 132 147 TO 149 161 TO 163 170 TO 172
LZ 8730 MEMB 27 TO 29 38 TO 40 54 TO 56 72 TO 74 85 TO 87 99 TO 101 -
116 TO 118 130 TO 132 147 TO 149 161 TO 163 170 TO 172
*WTY 0 MEMB 1 TO 67 72 TO 103 108 TO 138 143 TO 222 227 TO 267
*TRACK 2 MEMB 1 TO 67 72 TO 103 108 TO 138 143 TO 222 227 TO 267
*SSI 0 MEMB 1 TO 67 72 TO 103 108 TO 138 143 TO 222 227 TO 267
CHECK CODE MEMB 1 TO 67 72 TO 103 108 TO 138 143 TO 222 227 TO 267
STEEL TAKE OFF LIST 1 TO 67 72 TO 103 108 TO 138 143 TO 222 227 TO 267
FINISH
```

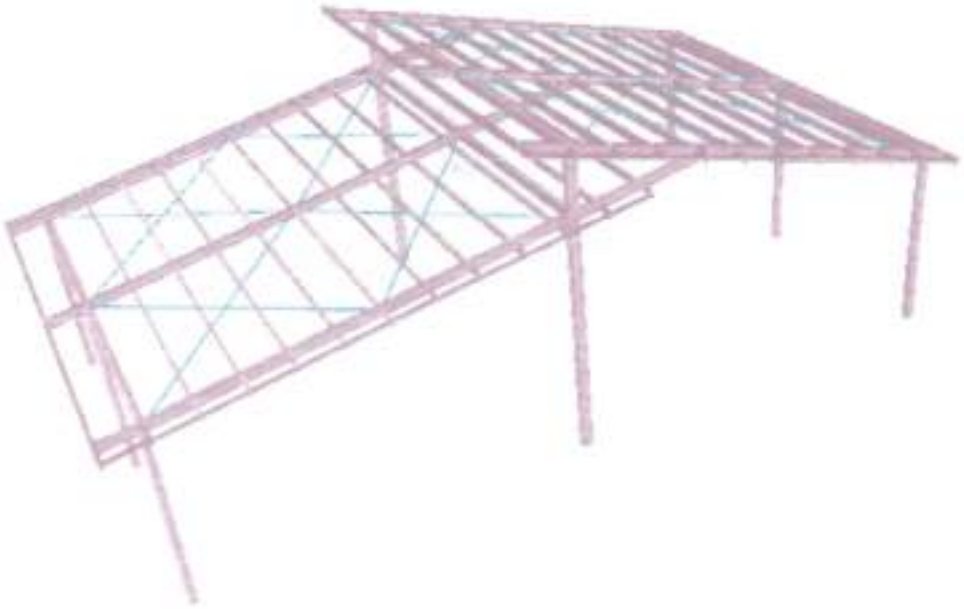
9. REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO EN EDIFICACIONES

No hay requerimiento normativo para protección inifuga acorde con exigencias de la NSR-10, titulos J y K, al ser una estructura abierta. Según numeral J.3.3.3.6.

633

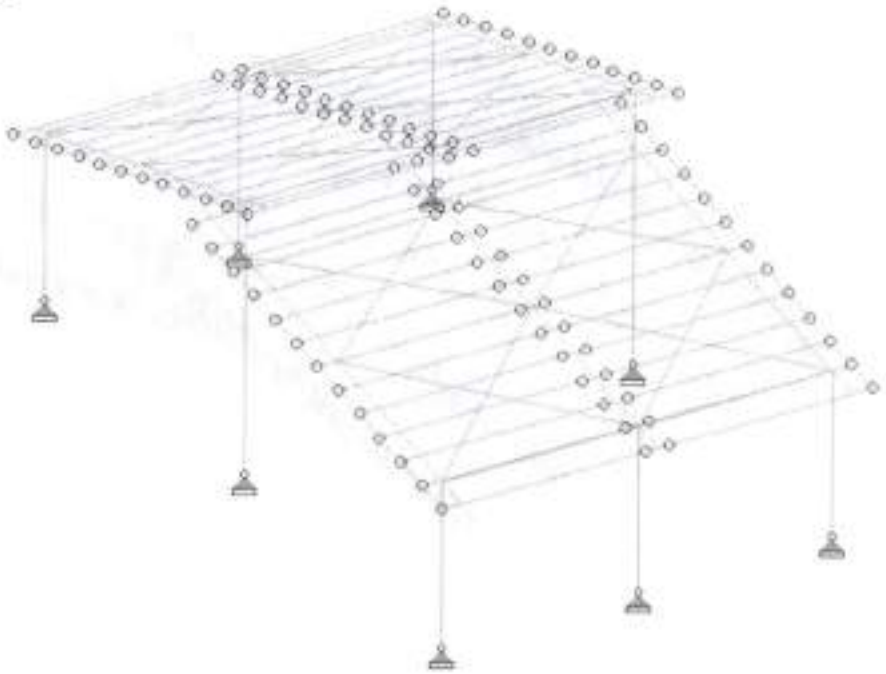
10. MODELO STAAD PRO

ISOMETRICO

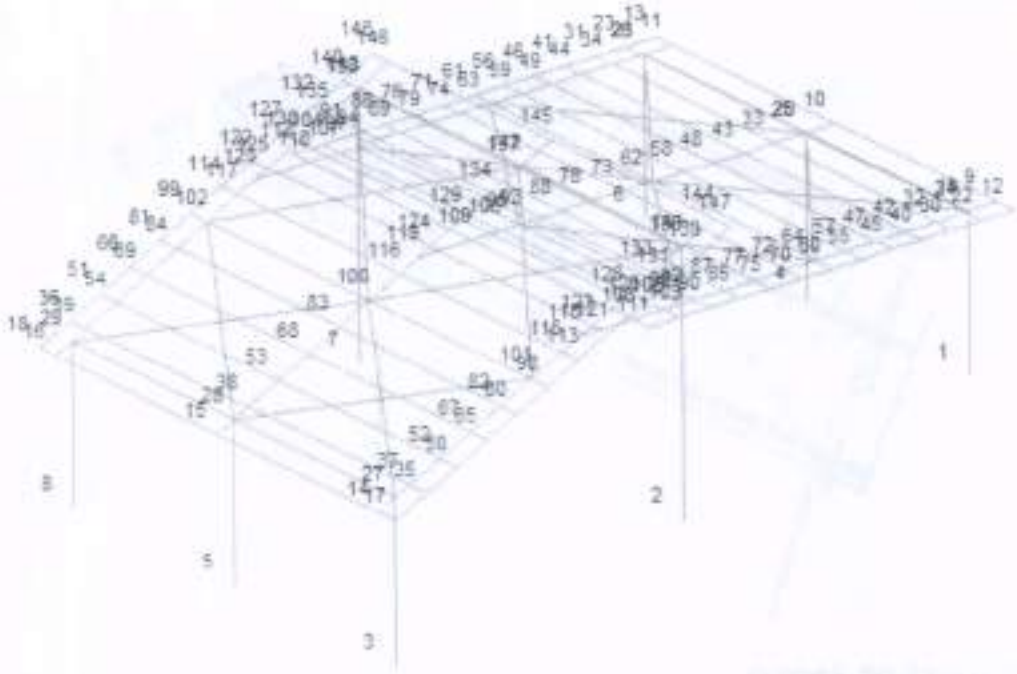


CONDICIONES DE APOYO

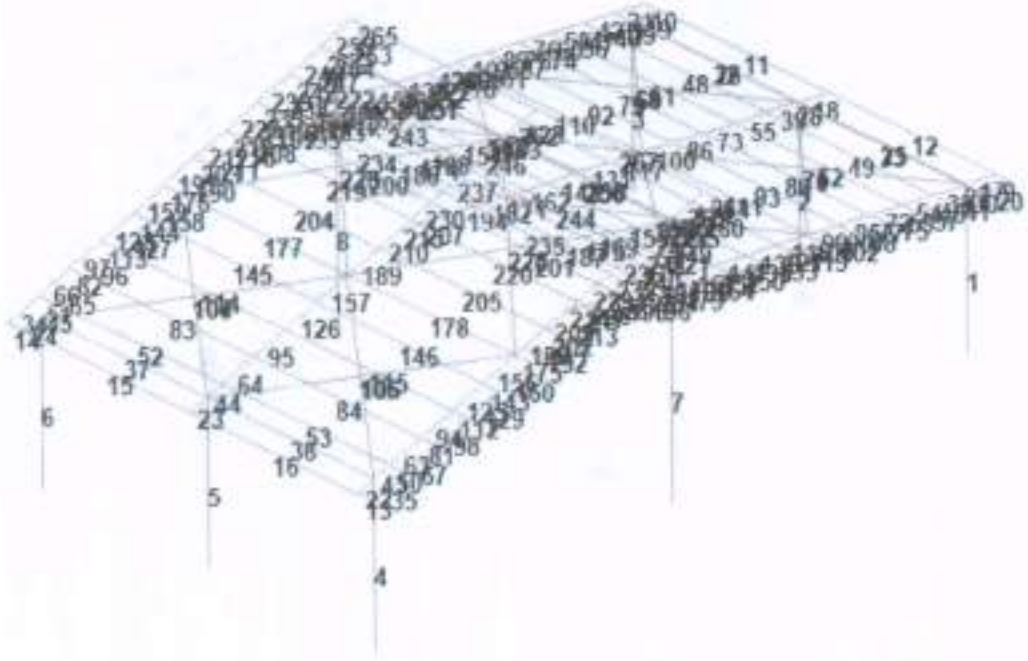
La estructura cuenta con apoyos empotrados en su base para las columnas; para las uniones de las correas de cubierta a la estructura se plantean una articulación (sin transmisión de momentos).



NUDOS



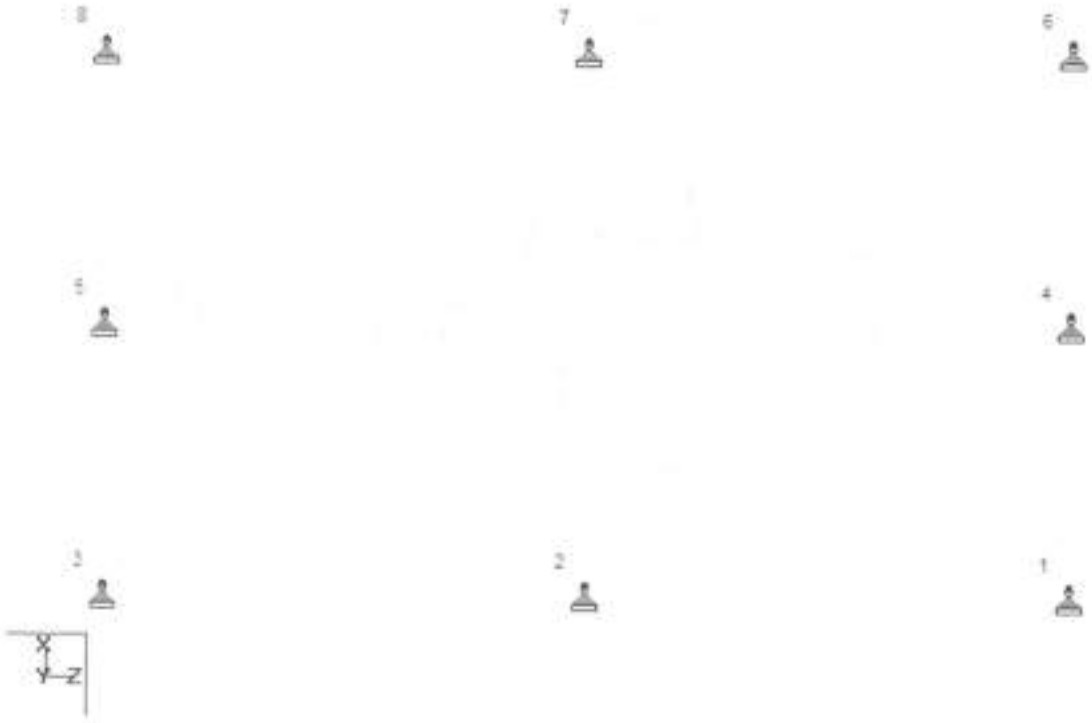
ELEMENTOS



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

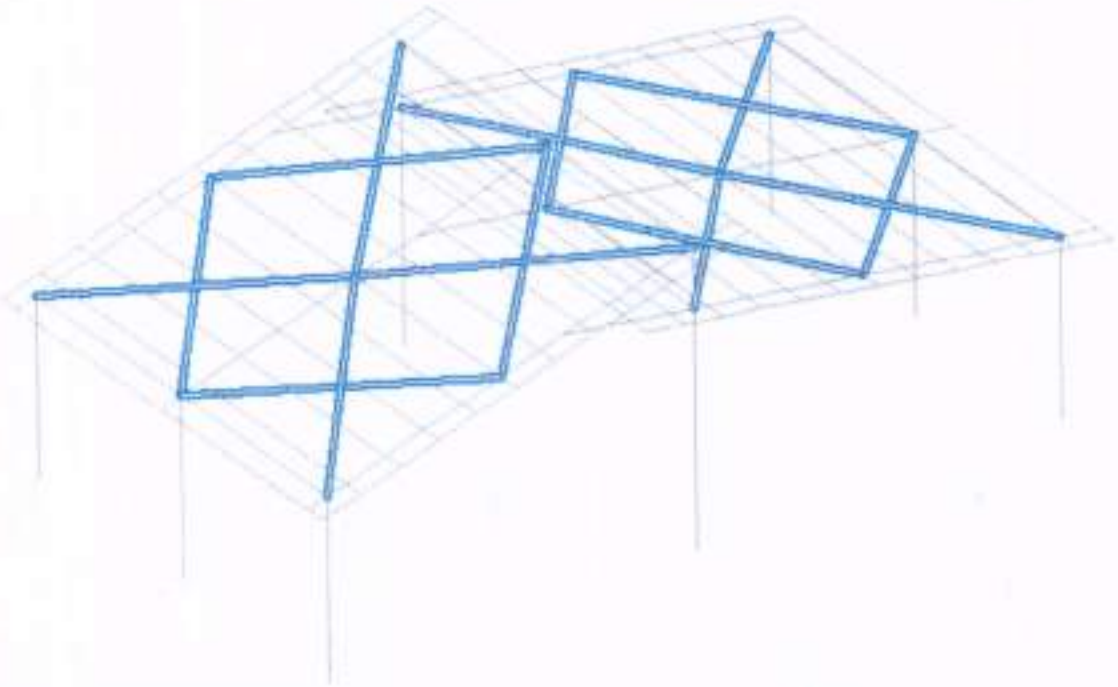
634

NUDOS DE APOYO

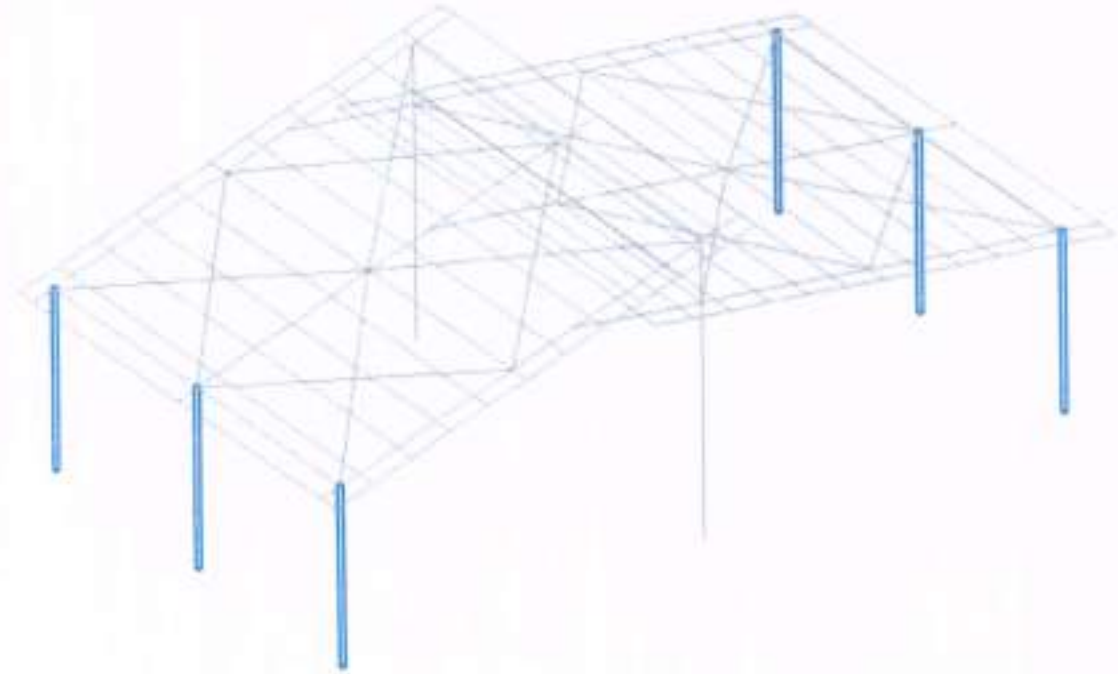


11. MATERIALES

VARILLA REDONDA LISA 5/8" SAE1020 - CONTRAVIENTOS

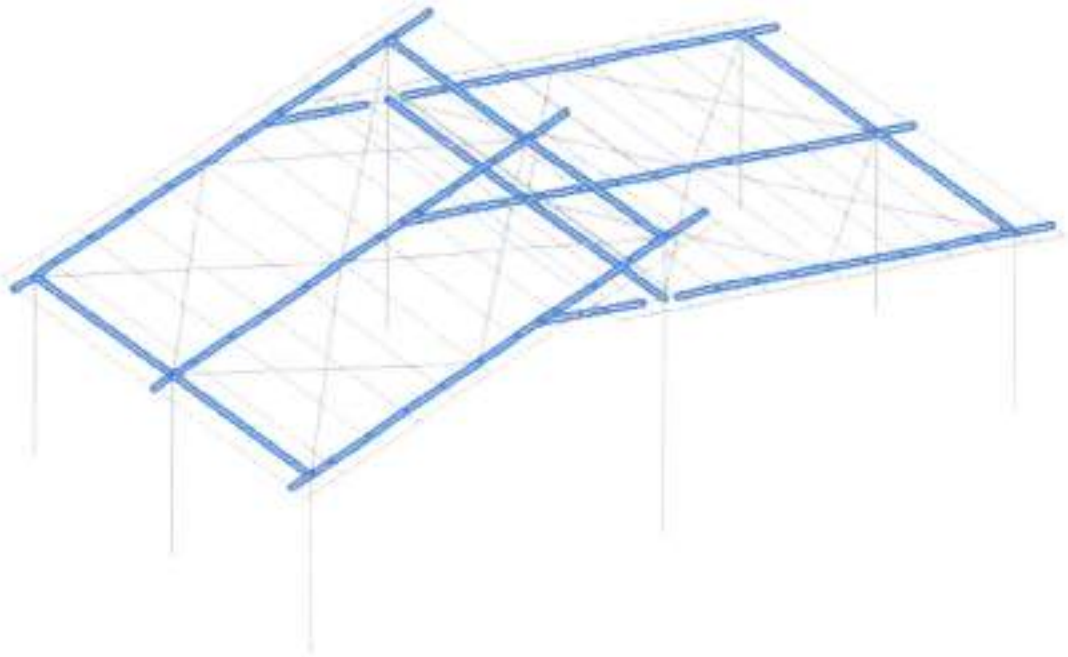


TUBO 150X150X6 A-500 GR-C

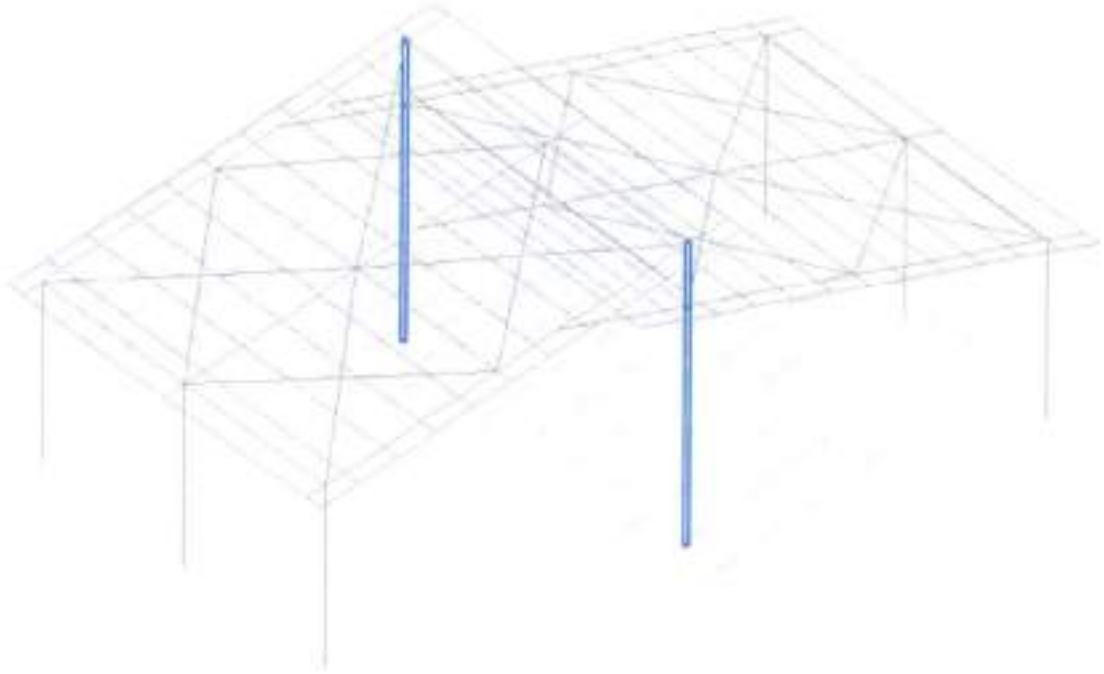


635

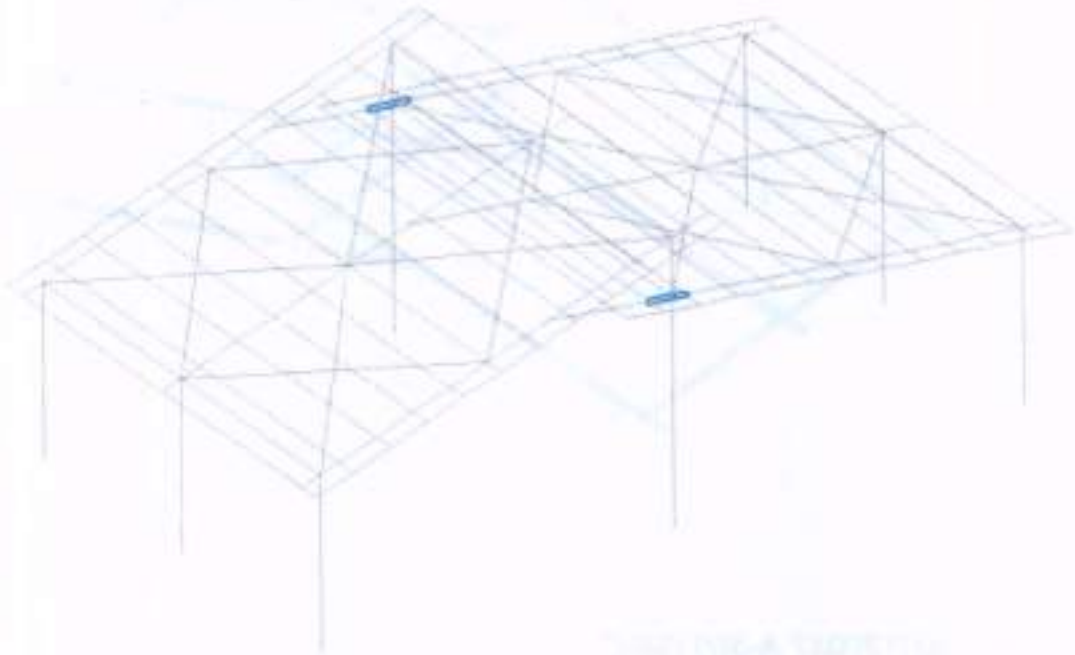
TUBO 200X100X4 A-500 GR-C



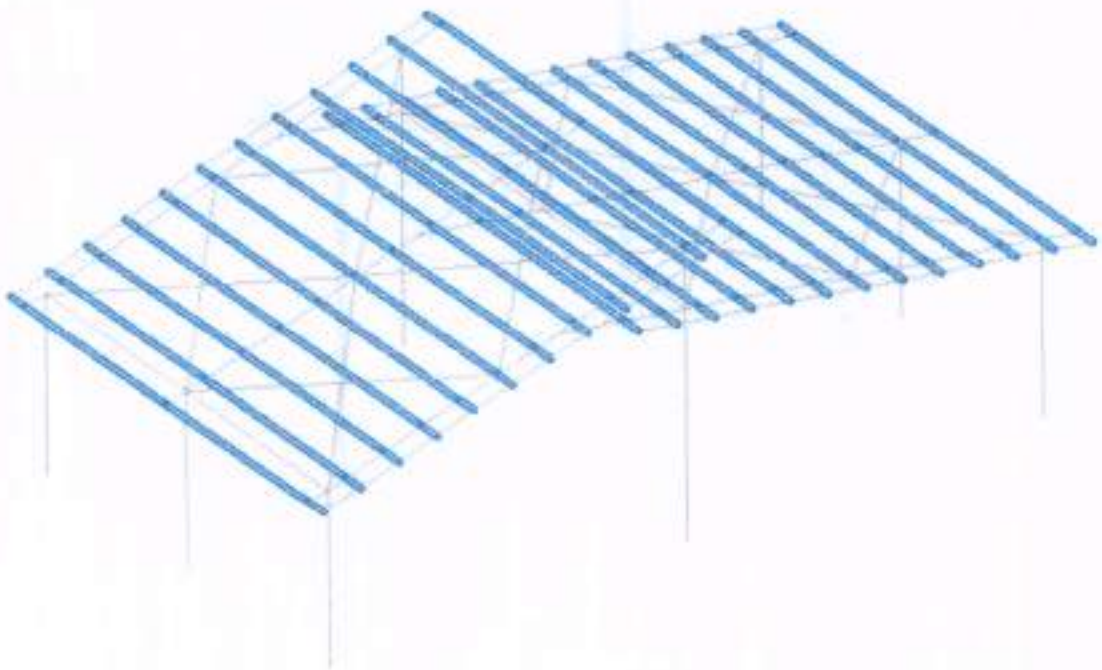
TUBO 200X200X7 A-500 GR-C



TUBO 200X100X6 A-500 GR-C

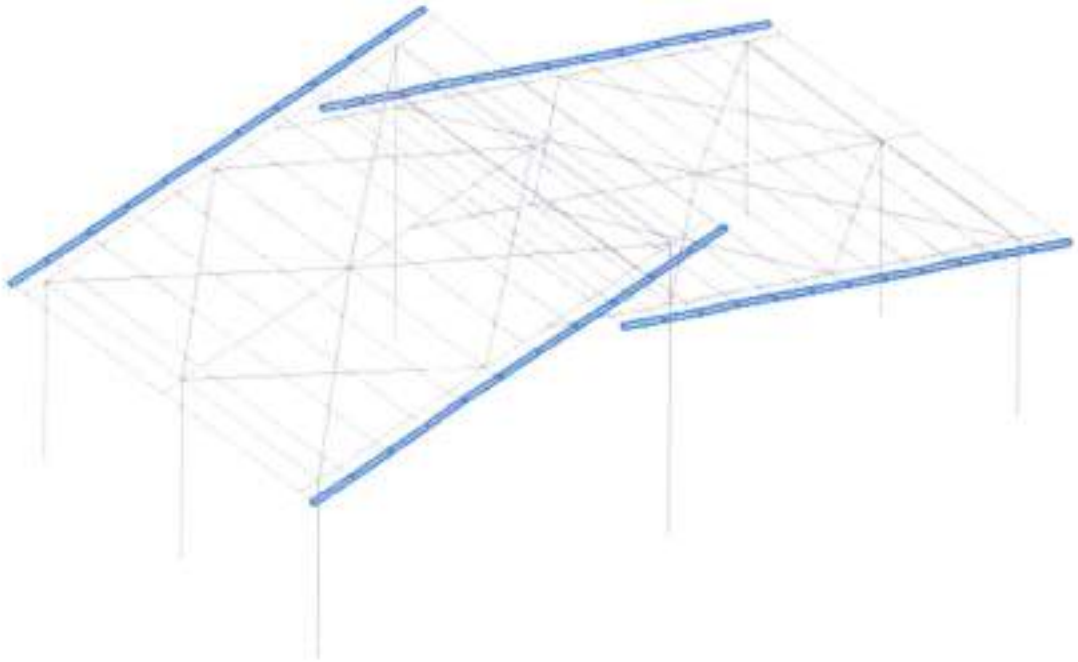


TUBO 150X50X2 A-500 GR-C



636

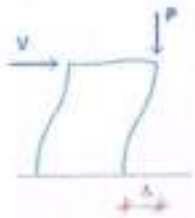
TUBO 50X50X2 A-500 GR-C



12. METODOLOGÍA ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN Y EFECTOS P-DELTA (STAAD V22)

I presente resumen, intenta soportar la importancia que representa el Planteamiento del Método Directo de Análisis (Direct Analysis Method); el cual, está incluido dentro del Apéndice 7 del Código AISC 360-10 y que ha permitido a la Comunidad Ingenieril, la posibilidad de incluir algunas características de Análisis No Lineal en sus modelos a través de la inclusión de efectos de segundo orden e incluir la estabilidad en el análisis de estructuras de Acero en General. Los efectos de segundo orden a considerar más representativos son:

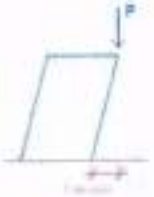
- *P-D*
- *P-d*
- *Estructura con Desplome*
- *Miembros no concéntricos fuera de la Vertical*
- *Esfuerzos Residuales en Elementos*



P- Δ (Delta Mayor) se relaciona con los efectos que ocasionan las cargas verticales que inciden sobre la estructura desplazada lateralmente. Los Momentos inducidos en la estructura equivalen al total de la carga vertical P multiplicada por el desplazamiento total generado Δ para cada nivel.



P- δ (Delta Menor) se relaciona con los efectos de la carga axial en un miembro con deflexión (curvatura) entre sus extremos; los Momentos inducidos en el miembro equivalen a la carga axial P multiplicada por la deflexión en el miembro δ



Estructura con Desplome; se considera "desplome" en una estructura al incumplimiento de la linealidad vertical de sus elementos versus la tolerancia de construcción permisible en el Código aplicable. Las Normas en general, tienen una especificación de construcción que especifica una tolerancia promedio de L/500. Esto quiere decir, que los elementos verticales pueden construirse y considerarse aceptables si tienen un desplome entre estos límites. Las cargas verticales que actúan en una estructura desplomada generarán momentos adicionales muy similares a los efectos P- Δ.



Miembros no concéntricos, deformados por defectos de construcción, ya sea como resultado del proceso de fabricación y/o manufactura. En donde sus miembros Individuales no siguen una linealidad, las cargas verticales actuantes inducen momentos adicionales similares a los efectos P- δ.



Esfuerzos Residuales, se generan como resultado del proceso de moldeo y extrusión del perfil de acero. Conforme una nueva pieza se moldea y se enfría, lo hace de manera arbitraria. Esto propicia esfuerzos locales en el miembro que persisten inclusive en su estado de reposo sin carga.

El Método Directo de Análisis de acuerdo a AISC 360-10, toma en cuenta de manera aproximada este tipo de efectos; de manera tal que al ser especificado en alguno de los Programas de Análisis y Diseño Estructural de Bentley, Es incluido durante el proceso de análisis de la estructura; este tipo de método aproximado de análisis No Lineal de primer orden, se encuentra incorporado dentro del Software en programas como RAM Structural System, RAM Elements y STAAD.Pro V-22 que tienen rutinas especificas que permiten incorporar estos efectos en los modelos de las estructuras.

De la misma manera a lo anterior, los efectos P- Δ y P- δ pueden ser determinados bajo un análisis de segundo orden. Hay distintas maneras teoricas recomendadas para desarrollar este tipo de análisis en lugar del enfoque aproximado definido en AISC 360-10; uno de esos métodos, se denomina Análisis Amplificado de Primer Orden, el cual involucra el cálculo de B1 (para P-d) y B2 (para P-D), esta consideración amplifica las fuerzas asignadas para su correspondiente asignación en el Modelo.

Los efectos sobre la rigidez estructural debidos a miembros con imperfecciones, no uniformes y con esfuerzos residuales; también pueden tomarse en cuenta bajo la asignacion de una reducción en la rigidez a flexión EI igual a 0.8 τb veces la rigidez nominal EI y de la rigidez axial con*

una rigidez reducida EA igual a 0.8 veces la rigidez axial nominal EA. Notando que los efectos sobre la resistencia individual del miembro versus la de un miembro no uniforme con esfuerzos residuales, ya esta considerada directamente en las formulas de la determinación de esfuerzos en columnas dadas dentro del Capítulo 6 del Reglamento AISC 360-10.*

Los efectos de segundo ordén comentados y que se consideran como adicionales a la solución lineal de primer ordén para ciertos tipos de estructuras, normalmente relacionados con la magnificación de fuerzas en la estructura debido a la incidencia de las fuerzas verticales y/o las imperfecciones, la existencia de esfuerzos residuales y en general la estabilidad de los miembros de las estructuras; no son conceptos recientes en la Teoría General del Análisis y Diseño Estructural; sin embargo, estos efectos de acuerdo a la experiencia, influencian directamente la resistencia y la capacidad de una estructura, sin estar necesariamente relacionados con la exigencia específica o el requerimiento de algún Código de Diseño en específico.

La mayoría de los Códigos de Diseño, manejan estos efectos de manera explícita y depende del ingeniero especializado su incorporación; de cualquier manera, en el Software STAAD V8-22 estos efectos se encuentran implementados a través de asistentes automatizados que toman en cuenta los parámetros relacionados con el tipo de estructuración, la forma de asignación de masas y las fuerzas; así como las características geométricas y de material especificadas de manera general o particular a los elementos de un Modelo; en el software STAAD normalmente existe una consideración específica para la implementación del análisis de acuerdo a las exigencias que requiera el Ingeniero practico; por ejemplo, notar la siguiente comando de STAAD.Pro relacionada a estos efectos P- Δ y P- δ

PDELTA 2 ANALYSIS SMALLDELTA

La metodología del Staad es la siguiente:

G.17.2.1.1 Análisis P-Delta - Delta grande y Delta pequeño

En STAAD.Pro, se ha adoptado un procedimiento para incorporar el efecto P-Delta en el análisis sin volver a formar y factorizar la matriz de rigidez global en cada iteración. En realidad, solo la matriz de rigidez global está formada

y factorizada; Lo que debe hacerse para cualquier análisis. Solo se debe realizar el paso de sustitución relativamente rápido hacia adelante y hacia atrás para típicamente de 5 a 25 iteraciones. Este paso se realiza de forma simultánea, sin embargo muchos casos están siendo resueltos. Ver G.17.2.1.2 Análisis de Kg de P-Delta para una formulación alternativa de P-Delta que se puede usar en dinámica.

Nota: esta función está disponible en STAAD.Pro 2007 Build 01 y superior. Si una estructura está muy cargada, puede volverse inestable en algunos casos de carga. Es posible que se necesiten de 10 a 30 iteraciones para que esta inestabilidad se vuelva evidente por los desplazamientos máximos o los valores de la envoltura del momento de flexión que se vuelven muy grandes o infinitos o se informan como NaN ("no un número").

El procedimiento consta de los siguientes pasos:

1. Primero, las deflexiones primarias se calculan en función de la carga externa provista.

2. Las deflexiones primarias se utilizan para calcular las fuerzas axiales de los miembros y las tensiones de la membrana del centro de la placa. Por defecto se calculan los pequeños efectos delta. Para incluir solo los efectos delta grandes, ingrese la opción LARGEDELTA en el comando PDELTA. Estas fuerzas y tensiones se utilizan para calcular los términos de rigidez geométrica. Estos términos multiplican los resultados de desplazamiento de la iteración anterior para crear la carga secundaria P-Delta. Esta carga secundaria se combina con la carga aplicada originalmente para crear el vector de carga efectivo para la siguiente iteración.
La carga lateral debe estar presente al mismo tiempo que la carga vertical para una consideración adecuada del efecto P-Delta. La función REPEAT LOAD (ver TR.32.11 Repeat Load Specification) se ha creado teniendo en cuenta este requisito. Esta facilidad le permite combinar casos de carga primaria previamente definidos para crear un nuevo caso de carga primaria.

3. El vector de carga revisado se usa con la matriz factorizada triangular estática para generar nuevas deflexiones.
4.Elementos / Las fuerzas de los miembros y las reacciones de apoyo se calculan en función de las nuevas desviaciones.
Repita los pasos 2 a 4 para varias iteraciones. Se recomiendan tres a 30 iteraciones. Este procedimiento produce resultados razonablemente precisos con pequeños problemas de desplazamiento. Se le permite especificar el número de iteraciones. Si se usa la opción convergente, establezca la tolerancia de convergencia de desplazamiento ingresando el comando SET PDELTATOL i9 antes de las coordenadas conjuntas. Si todos los cambios en el desplazamiento dof de una iteración a la siguiente son menores que el valor de tolerancia especificado, i9, ese caso es convergente.

El análisis de P-Delta está recomendado por varios códigos de diseño como ACI 318, LRFD, IS456-1978, etc. en lugar del método de aumento de momento para el cálculo de fuerzas y momentos más realistas. Los efectos P-Delta se calculan solo para elementos de marco y elementos de placa. No están calculados para elementos sólidos. P-Delta tiene el mayor efecto en estructuras donde hay cargas verticales y horizontales en el mismo caso de carga.

El desplazamiento máximo debe revisarse para los análisis P-Delta porque este tipo de análisis permite grandes desplazamientos de pandeo si las cargas hacen que la estructura sea inestable. Es posible que deba repetir el análisis con solo una a cinco iteraciones para obtener una solución de colapso previo para ver las áreas de gran desplazamiento.
El momento de la sección debido a la tensión y los desplazamientos de la sección debido al corte / flexión se agregan al diagrama del momento, si se

639

selecciona un delta pequeño. Esta no es una iteración realizada para este paso.

Para esta estructura en particular se opta por el análisis directo de estabilidad, en el que se le aplica una reducción de rigidez a la estructura equivalente al 80%. adicionalmente se han tenido en cuenta cargas hipotéticas (notional load) con respecto al 0.2% de las cargas básicas gravitacionales permanentes.

```
MEMBER CRACKED
MEMB ALL REDUCTION RAX 0.8 RIX 0.8 RIY 0.8 RIZ 0.8

LOAD 119 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA MUERTA X
NOTIONAL LOAD
3 X 0.002
LOAD 120 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA MUERTA Z
NOTIONAL LOAD
3 Z 0.002
LOAD 121 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA VIVA CUB X
NOTIONAL LOAD
4 X 0.002
LOAD 122 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA VIVA CUB Z
NOTIONAL LOAD
4 Z 0.002
LOAD 123 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA VIVA ENTR X
NOTIONAL LOAD
5 X 0.002
LOAD 124 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA VIVA ENTR Z
NOTIONAL LOAD
5 Z 0.002
LOAD 125 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA GRANIZO X
NOTIONAL LOAD
12 X 0.002
LOAD 126 LOADTYPE Imperfection  TITLE NOTIONAL LOAD CARGA GRANIZO Z
NOTIONAL LOAD
12 Z 0.002
```

13. VERIFICACION DERIVA Y ESTABILIDAD

La deriva máxima para cualquier piso debe obtenerse así:

$$\Delta^i_{max} = \sqrt{\sum_{f=1}^{2} \left(\delta^i_{tot\ j} - \delta^{(i-1}_{tot\ j}\right)^2}$$

Donde:

Δ^i_{max} Deriva máxima para cualquier punto del piso i

$\delta^i_{tot\ j}$ Desplazamiento total horizontal, de cualquier punto del nivel del piso i en la dirección j

$\delta^i_{tot\ j}$ Desplazamiento total horizontal, de cualquier punto del nivel del piso i-1 en la dirección j

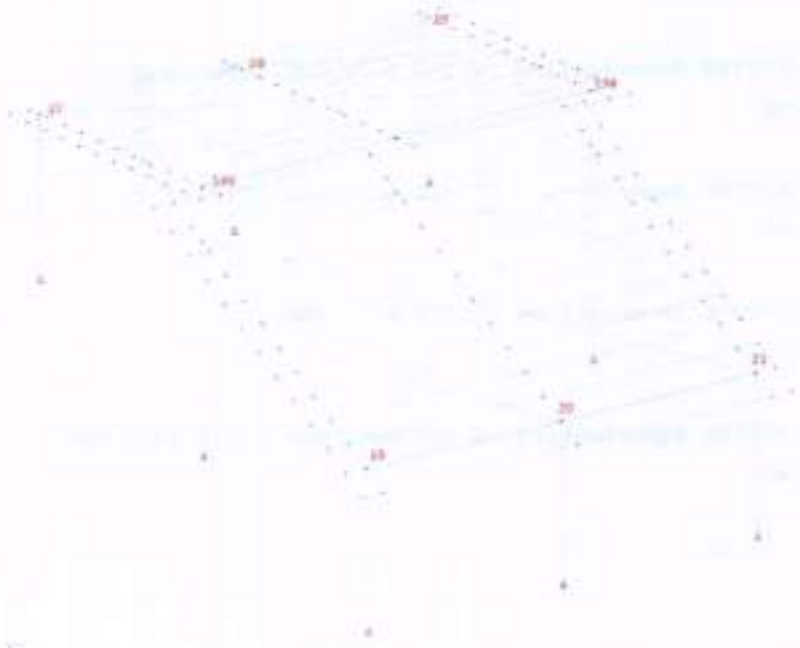
LÍMITES DE LA DERIVA

La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento mencionado anteriormente, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso hpi

Límite de Deriva máxima 2.5% x H piso.

Siendo el índice de flexibilidad

$$I.Flex = \frac{\Delta^i_{max}\ (\%)}{\Delta^i_{limite}\ (\%)} < 1.0\%$$

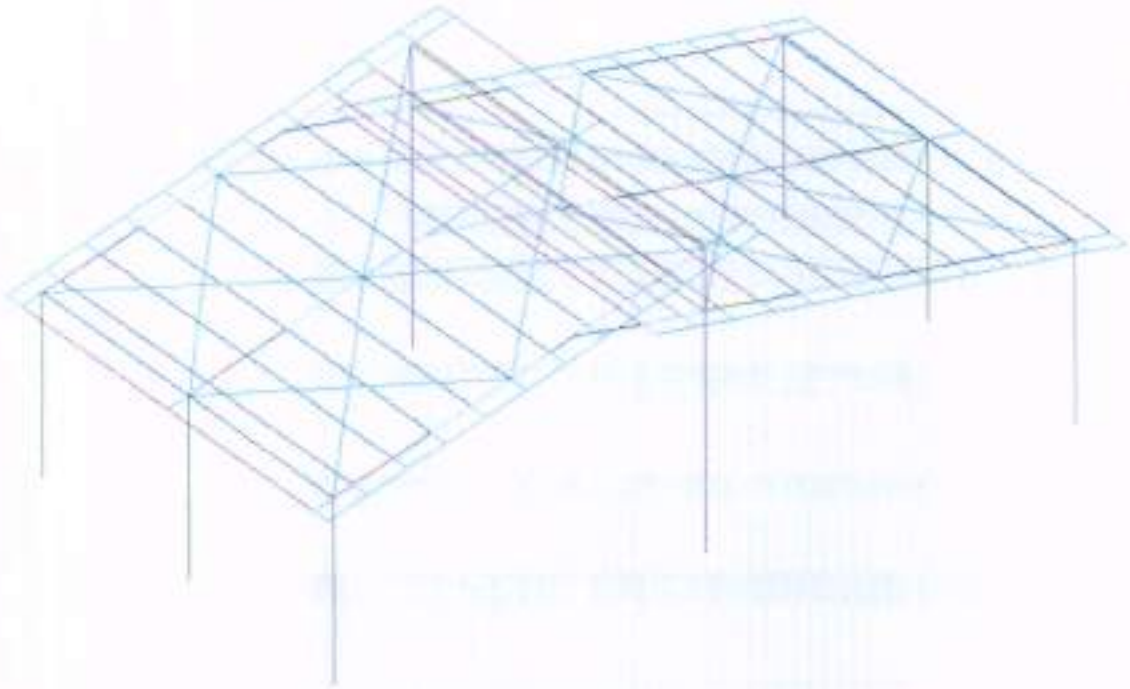


641

ANALISIS DE DERIVA Y ESTABILIDAD

[illegible]

14. DISEÑO DE ELEMENTOS



Actual Ratio

	From	To
1	Not Designed	
2	0	0.2
3	0.2	0.333333
4	0.333333	0.466667
5	0.466667	0.6
6	0.6	0.733333
7	0.733333	1
8	> 1	

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

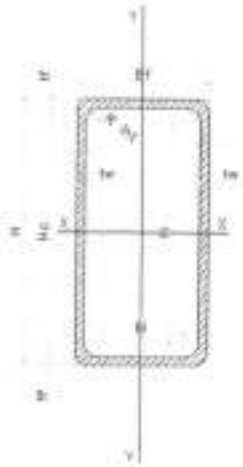
	Diseño: CARLOS MENDOZA	Proyecto:	OBRA:	
	Rev.p: 25203-70-HE GND	Nave	Fecha:	26-ene-26
	Revisó: CMF	PT ACESCO 1385156X6.4		

DISEÑO DE PERFILES TUBULARES LAMINADOS S/N AISC 360-16

TIPO DE ACERO — ASTM A-500 GR-C RECTANG.

Fy (fluencia)=	35 Kg/mm²	350 Mpa
Fu (rotura)=	42 Kg/mm²	420 Mpa
Fr (sat. residual)=	7 Kg/mm²	70 Mpa
E (limite elastico)=	20400 Kg/mm²	204000 Mpa
G (limite a cortante)=	7870 Kg/cm²	78700 Mpa
Ry=	1.4	
Rt=	1.3	

PERFIL — PT ACESCO 1385156X6.4



PROPIEDADES DE LA SECCION

	SECCION TOTAL		SECCION EFECTIVA	
W =	27 Kg/m	Esp efectivo =	5.5 mm	
h =	150 mm	A x =	3023 mm²	
B =	150 mm	?	138 mm	
tf = tw = Esp =	5.0 mm	Sx x =	739 mm³	
R int =	12 mm	Asw x =	1548 mm²	
A =	3496 mm²	Ix x =	11222065 mm⁴	
hi =	138 mm	Sx x =	149628 mm³	
Bi =	138 mm	Zx x =	174581 mm³	
Asw =	1656 mm²	Rx x =	59 mm	
Ix =	11,864,472 mm⁴	Iy x =	11222065 mm⁴	
Sx =	158529 mm³	Sy x =	149628 mm³	
Zx =	186722 mm³	Zy x =	174581 mm³	
Rx =	58 mm	Ry x =	59 mm	
Iy =	11864573 mm⁴	J x =	15808 mm⁴	
Sy =	158628 mm³	Cw x =	0 mm³	
Zy =	186722 mm³			
Ry =	58 mm			
J =	17015 mm⁴			
Cw =	0 mm⁶			
Cr =	247080 mm³			

RELACIONES ANCHO/ESPESOR

λ_{ps}=0.30√ E/Fy=	14.46	Límite máximo Miembros de ductilidad alta DES (SOLO COLUMNAS)
λ_{ps}=0.30√ E/Fy=	13.28	Límite máximo Miembros de ductilidad alta
λ_{ps}=0.64√ E/Fy=	15.45	Límite máximo Miembros de ductilidad moderada
λ_{ps}=1.12√ E/Fy=	27.04	Límite máximo Miembros de ductilidad moderada y alta como viga y/o columna (ver tabla F.2.4-1 nota g)*

Pandeo local en la aleta

b/tf=	23.0	Permitido sólo ductilidad mínima	λ_f/λ_{rf}=	23.0 Permitido sólo ductilidad mínima
		Permitido sólo ductilidad mínima		Permitido ductilidad alta y moderada como viga y/o columna*

COMPRESION

λ_r=1.40√ E/Fy=	33.8	No Esbelto	λ_r=1.49√ E/Fy=	33.8 No Esbelto

FLEXION

λ_p=1.12√ E/Fy=	27.0	Compacto	λ_p=2.42√ E/Fy=	58.4 Compacto
λ_r=1.40√ E/Fy=	33.8	No Esbelto	λ_r=5.70√ E/Fy=	137.6 No Esbelto

SOLICITACIONES

ÍNDICE GLOBAL DE ESFUERZO 78%

Compresión Pu=	1,680 Kg	16.83 Kn
Tracción Tu=	1 Kg	0.01 Kn
Cortante Vux=	340 Kg	2.43 Kn
Cortante Vuy=	737 Kg	7.37 Kn
Flexión eje principal Mux=	3,037,000 kg-cm	30.27 Kn-m
Flexión eje secundario Muy=	894,000 kg-cm	8.94 Kn-m
Tensión Tu=	0 kg-cm	0.00 Kn-m

CONDICIONES GEOMETRICAS

long. Pandeo eje principal Lux=	4913 mm
long. Pandeo eje secund. Lyx=	4913 mm
arriostram. Aleta a compresión Lzx=	4913 mm
arriostram. Aleta a compresión Lzy=	4913 mm
Factor long. Efectiva Eje pepal. Kx=	1.0
Factor long. Efectiva Eje secund. Ky=	1.0

DISEÑO A TENSION

øTn=0.9 Fy Ag — øTnx 551639 kg — 5515.4 Kn — Kz = Tu/øTn = 0%

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

DISEÑO A COMPRESIÓN

$\phi Pnc = 0.8\ F_{cr}\ Ag$ — ϕPnc 73018 kg — 736.2 Kn — Kc = Pu/ϕPn = 3%

Miembro con elementos esbeltos

Q = Qs =	0.82		
$K_x L_x / r_x$ =	68.71 (max L/r=200)		kx = Lx/200 = 35%
$K_y L_y / r_y$ =	68.71 (max L/r=400)		ky = Ly/200 = 35%
$4.71\sqrt{E/F_y}$ =	117.74		
F_{ex} =	41.4 kg/cm²	414 Mpa	
F_{ey} =	41.4 kg/cm²	414 Mpa	
F_{cr} =	41.4 kg/cm²	414 Mpa	
F_{cr} =	25.2 kg/cm²	252 Mpa	
ϕPn =	73018 kg	736.2 Kn	

DISEÑO A FLEXIÓN — **EJE PRINCIPAL X** — ϕM_{nx} = 5,501,625 Kg-cm — 53.9 Kn-m

Kc = Mux/ϕMnx = 94%

Cm =	1.0			
Pex =	133563 Kg	1336 Kn	βx =	1.01
Pey =	133563 Kg	1336 Kn	βy =	1.01

EJE MAYOR X

ϕMnx Momento plástico
ϕM_{nx} = 5,501,625 kg-cm — 53.9 Kn-m

ϕMnx Sección no Compacta
ϕM_{nx} = 5,501,625 kg-cm — 53.9 Kn-m

ϕMnx Sección con alotes esbeltos
ϕM_{nx} = 4,713,268 kg-cm — 47.1 Kn-m

ϕMnx Sección con pandeo local del alma
ϕM_{nx} = 5,501,625 kg-cm — 53.9 Kn-m

DISEÑO A FLEXIÓN — **EJE SECUNDARIO Y** — ϕM_{ny} = 5,501,625 Kg-cm — 55.0 Kn-m

Ky = Muy/ϕMny = 18%

EJE MENOR Y

ϕMny Momento plástico
ϕM_{ny} = 5,501,625 kg-cm — 53.9 Kn-m

ϕMny = Sección no Compacta
ϕM_{ny} = 5,501,625 kg-cm — 53.9 Kn-m

ϕMny = Sección con alotes esbeltos
ϕM_{ny} = 4,713,268 kg-cm — 47.1 Kn-m

ϕMny = Sección con pandeo local del alma
ϕM_{ny} = 5,501,625 kg-cm — 53.9 Kn-m

INTERACCIÓN AXIAL COMPRESIÓN-FLEXIÓN BIAXIAL:

INTERACCION COMPRESION

$$Kc = \frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} \geq 0.2 \qquad Kc = \frac{Pu}{2\phi Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} < 0.2$$

Aportes Kc compresión	3%		
Aportes Kc flexión X	86%	Kc= 75%	≤ 100%
Aportes Kc flexión Y	10%		

INTERACCION TENSION

$$Kc = \frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} \geq 0.2 \qquad Kc = \frac{Pu}{2\phi Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} < 0.2$$

Aportes Kc tensión	0%		
Aportes Kc flexión X	85%	Kc= 74%	≤ 100%
Aportes Kc flexión Y	16%		

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.

	ϕP_n=	2805803 kg-cm	28.1 Ton-m		Rc = Pu/ϕPn = 0%
$\lambda_r=0.45\sqrt{E/F_y}$=	99				
$\lambda_p=0.91\sqrt{E/F_y}$=	74				
For=	10				

INTERACCIÓN TORSIÓN, CORTANTE, AXIAL Y FLEXIÓN **SE REQUIERE**

$$R_T = \left[\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi M_n}\right)\right] + \left[\frac{V_u}{\phi V_n} + \frac{T_u}{\phi T_n}\right] < 1.0$$

Aporte Rc compresión	2%			
Aporte Rc flexión	55%		R_{cT}= 88%	0 100%
Aporte Rc torsión	0%			
Aporte Rc cortante	2%			

DISEÑO A CORTANTE **EJE PRINCIPAL X**

$\phi V_n=\phi .0.6 F_y A_{alma} C_v$	ϕV_{nx}=	34770 kg	347.8 Kn	Rc = Vu/ϕVn = 0%
$\lambda_{alma} = h_c/t_{alma}$	23.0			
$\lambda_{rx}=2.24\sqrt{E/F_y}$=	54.1			
ϕ_v =	1.0			
C_v =	1			
Alma con rigidizadores transversales	**NO REQUIERE**			
Av =	0			
distancia entre rigidizadores a=	4112 mm			
espesor rigidizador t rig=	0 mm			
ancho rigidizador bt rig=	0 mm			
Inercia rigidizador Ist =	0 mm^4			
Inercia rigidizador Ist min=	14934 mm^4			
Alma con rigidizadores longitudinales	**NO REQUIERE**			
espesor rigidizador t rig long=	0 mm			
ancho rigidizador bt rig long=	0 mm			
Inercia rigidizador Ist long=	0 mm^4			
Inercia rigidizador Ist min long=	0 mm^4			
localización del rigidizador desde la alma=	88 mm			

DISEÑO A CORTANTE **EJE SECUNDARIO Y**

$\phi V_n=\phi .0.6 F_y A_{alma} C_v$	ϕV_{ny}=	34770 kg	347.8 Kn	Rc = Vu/ϕVn = 2%
$\lambda_{alma} = h_c/t_{alma}$	23.0			
$\lambda_{ry}=2.24\sqrt{E/F_y}$=	54.1			
ϕ_v =	1.0			
C_v =	1			
Alma con rigidizadores transversales	**NO REQUIERE**			
Av =	0			
distancia entre rigidizadores a=	4112 mm			
espesor rigidizador t rig=	0 mm			
ancho rigidizador bt rig=	0 mm			
Inercia rigidizador Ist =	0 mm^4			
Inercia rigidizador Ist min=	14934 mm^4			
Alma con rigidizadores longitudinales	**NO REQUIERE**			
espesor rigidizador t rig long=	0 mm			
ancho rigidizador bt rig long=	0 mm			
Inercia rigidizador Ist long=	0 mm^4			
Inercia rigidizador Ist min long=	0 mm^4			
localización del rigidizador desde la alma=	88 mm			

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

	Diseño:	CARLOS MENDOZA	Proyecto:	OBRA:
	N.p.	20202-15148 CMD	Item:	Fecha: 28-nov-20
	Revisó:	CMP	PT ACCESO SUBTERRANEA	

DISEÑO DE PERFILES TUBULARES LAMINADOS SIN ASD 360-16

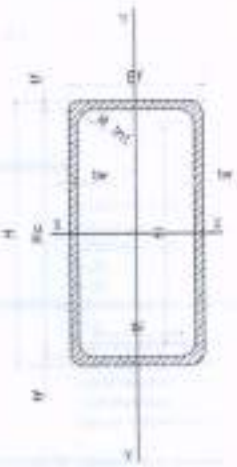
TIPO DE ACERO — A-500 GR-C REACTANG.

Fy (Fluencia)=	35 Kg/mm²	350 Mpa
Fu (rotura)=	42 Kg/cm²	430 Mpa
Fr (esf. residual)=	7 Kg/mm²	70 Mpa
E (Modo elastico)=	20400 Kg/mm²	204000 Mpa
G (Modo a cortante)=	7800 Kg/cm²	78000 Mpa
Ry=	1.4	
Rt=	1.3	

PERFIL — PT ACCESO 2007X6X4

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

	SECCION TOTAL		SECCION EFECTIVA	
W =	18 kg/m	Esp efectivo =	3.7 mm	
H =	200 mm	A e =	2177 mm²	
Bf =	100 mm	J	708 mm	
tf = tw = Esp =	4.5 mm	Bf e =	92 mm	
R int =	9 mm	Aae e =	1432 mm²	
A =	2336 mm²	Ix e =	11923444 mm⁴	
Hi =	182 mm	Sx e =	115935 mm³	
Bi =	92 mm	Zx e =	141984 mm³	
Aae =	1840 mm²	Rx e =	70 mm	
Ix =	12,403,889 mm⁴	Iy e =	3941752 mm⁴	
Sx =	124039 mm³	Sy e =	79025 mm³	
Zx =	152128 mm³	Zy e =	87068 mm³	
Rx =	73 mm	Ry e =	43 mm	
Iy =	4207888 mm⁴	J e =	9082 mm⁴	
Sy =	84153 mm³	Cw e =	0 mm⁶	
Zy =	92705 mm³			
Ry =	42 mm			
J =	9708 mm⁴			
Cw =	0 mm⁶			
Cr =	150201 mm⁴			



RELACIONES ANCHO/ESPESOR

λ_{ps}=0.60√ E/Fy=	14.49	Límite máximo Miembros de ductilidad alta DES (SOLO COLUMNAS)
λ_{ps}=0.55√ E/Fy=	13.28	Límite máximo Miembros de ductilidad alta
λ_{ps}=0.64√ E/Fy=	15.46	Límite máximo Miembros de ductilidad moderada
λ_{ps}=1.12√ E/Fy=	27.04	Límite máximo Miembros de ductilidad moderada y alta como viga p/o columna (ver tabla F.3.4-1 nota c)*

Pandeo local en le alma

b/t=	22.0 Permitido a/lo ductilidad mínima Permitido a/lo ductilidad mínima	h_c/t_w	40.0 Permitido a/lo ductilidad mínima NO Permitido ductilidad alta y moderada como viga p/o columna*

COMPRESION

λ_r=1.40√ E/Fy=	33.8 No Esbelto	λ_r=1.40√ E/Fy=	33.8 Esbelto

FLEXION

λ_p=1.12√ E/Fy=	27.0 Compacto	λ_p=2.42√ E/Fy=	58.4 Compacto
λ_r=1.40√ E/Fy=	33.8 No Esbelto	λ_r=5.70√ E/Fy=	137.6 No Esbelto

SOLICITACIONES

Compresión Pu=	2,665 kg	26.68 Kn	
Tracción Tu=	1 kg	0.01 Kn	
Cortante Vux=	4 kg	0.04 Kn	
Cortante Vuy=	3,974 kg	39.74 Kn	
Flexión eje principal Mux=	3,702,690 Kg/cm	37.02 Kn-m	
Flexión eje secundario Muy=	1,127 Kg-mm	0.01 Kn-m	
Torsión Tu=	0 Kg-mm	0.00 Kn-m	

INDICE GLOBAL DE ESFUERZO	93%

CONDICIONES GEOMETRICAS

Long. Pandeo eje principl. Lx=	6787 mm
Long. Pandeo eje secund. Ly=	928 mm
arriostram. Arista a compresión. Lbx=	928 mm
arriostram. Arista a compresión. Lby=	928 mm
Factor long. Efectiva Eje principal. Kx=	1.0
Factor long. Efectiva Eje secnd. Ky=	1.0

DISEÑO A TENSION

φTn=0.9 Fy Ag	φ Tn=	66504 kg	665.0 Kn

Ku = Tu/φTn = .0%

DISEÑO A COMPRESIÓN

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

DISEÑO A COMPRESIÓN

$\phi Pn = 0.9 F_{cr} Ag$ — $\phi Pn =$ 22852 kg — 228.5 Kn — Kc = Pu/ϕPn = 8%

Miembro con elementos esbeltos

Q = Qs =	0.93		
$K_x L_x / r_x =$	120.66 (max L=20D)		Kx = Lx/200 = 60%
$K_y L_y / r_y =$	21.61 (max L=20D)		Kx = Ly/200 = 11%
$4.71\sqrt{(E/F_y)}$ =	117.66		
F_{ex} =	13.8 Kg/mm²	138 Mpa	
F_{cy} =	403.4 Kg/mm²	4034 Mpa	
F_{cr} =	13.8 Kg/mm²	138 Mpa	
F_{cr} =	12.2 Kg/mm²	122 Mpa	
ϕPn =	22852 kg	228.5 Kn	

DISEÑO A FLEXIÓN — **EJE PRINCIPAL X** — **ϕM_{cx} = 4,472,488 kg-mm** — **44.7 Kn-m**

Kc = Mux/ϕMnx = 88%

Cm =	1.0			
Pex =	30332 kg	302 Kn	Bx =	1.07
Py =	821598 kg	8216 Kn	By =	1.00

EJE MAYOR X

ϕMnx Momento plástico

ϕM_{cx} = 4,472,488 kg-mm — 44.7 Kn-m

ϕMnx Sección no Compacta

ϕM_{cx} = 4,472,488 kg-mm — 44.7 Kn-m

ϕMnx Sección con alotes esbeltos

ϕM_{cx} = 2,687,847 kg-mm — 26.9 Kn-m

ϕMnx Sección con pandeo local del alma

ϕM_{cx} = 4,472,488 kg-mm — 44.7 Kn-m

DISEÑO A FLEXIÓN — **EJE SECUNDARIO Y** — **ϕM_{cy} = 2,760,378 kg-mm** — **27.6 Kn-m**

Ky = Muy/ϕMy = 0%

EJE MENOR Y

ϕMny Momento plástico

ϕM_{cy} = 2,760,378 kg-mm — 27.6 Kn-m

ϕMny = Sección no Compacta

ϕM_{cy} = 3,403,867 kg-mm — 34.0 Kn-m

ϕMny = Sección con alotes esbeltos

ϕM_{cy} = 2,403,304 kg-mm — 24.0 Kn-m

ϕMny = Sección con pandeo local del alma

ϕM_{cy} = 2,760,378 kg-mm — 27.6 Kn-m

INTERACCIÓN AXIAL COMPRESION-FLEXIÓN BIAXIAL

INTERACCION COMPRESION

$$Kc=\frac{Pu}{\phi Pn}+\frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mcx}+\frac{Muy}{\phi Mcy}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}\geq 0.2 \qquad Kc=\frac{Pu}{2\phi Pn}+\left(\frac{Mux}{\phi Mcx}+\frac{Muy}{\phi Mcy}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}<0.2$$

Aportes Kc compresión	8%		
Aportes Kc flexión X	88%	Kc= 92%	≤ 100%
Aportes Kc flexión Y	0%		

INTERACCION TENSION

$$Kc=\frac{Pu}{\phi Pn}+\frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mcx}+\frac{Muy}{\phi Mcy}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}\geq 0.2 \qquad Kc=\frac{Pu}{2\phi Pn}+\left(\frac{Mux}{\phi Mcx}+\frac{Muy}{\phi Mcy}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}<0.2$$

Aportes Kc tensión	0%		
Aportes Kc flexión X	93%	Kc= 88%	≤ 100%
Aportes Kc flexión Y	0%		

ϕ Tn = 3888653 kg-mm — 22.7 Kn-m — Kc = Tnu/ϕTn = 0%

x=2.49√(E/Fy)=	59
y=3.00√(E/Fy)=	71
Fcr=	13

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

INTERACCIÓN TORSIÓN, CORTANTE, AXIAL Y FLEXIÓN — NO SE REQUIERE

$$Ec. = \left| \frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{Mu}{\phi Mn} \right| + \left| \frac{Vu}{\phi Vn} + \frac{Tu}{\phi Tn} \right| < 1.0$$

Aporte de compresión	0%		
Aporte de flexión	60%	K_{yy}= 0%	δ 100%
Aporte de cortante	0%		
Aporte de torsión	10%		

DISEÑO A CORTANTE — EJE PRINCIPAL X

$\phi V_n = \phi 0.6 F_y A_{alma} C_v$	ϕ Vnx=	33255 kg	ØVnX Xu	Xu > Vu/ØVn = 6%
$\lambda_{alma} = h/t_w$	48.0			
$\lambda_{alma} = 2.24\sqrt{E/F_y}$	54.1			
ϕ_v =	1.0			
C_v =	1			
Alma con rigidizadores transversales	**NO REQUIERE**			
kv =	5			
distancia entre rigidizadores a=	6787 mm			
espesor rigidizador t rig=	0 mm			
ancho rigidizador bf rig=	0 mm			
Inercia rigidizador Ist =	0 mm^4			
Inercia rigidizador Ist min=	3144 mm^4			
Alma con rigidizadores longitudinales	**NO REQUIERE**			
espesor rigidizador t rig long=	0 mm			
ancho rigidizador bf rig long=	0 mm			
Inercia rigidizador Ist long=	0 mm^4			
Inercia rigidizador Ist min long=	0 mm^4			
ubicación del rigidizador desde la aleta=	40 mm			

DISEÑO A CORTANTE — EJE SECUNDARIO Y

$\phi V_n = \phi 0.6 F_y A_{alma} C_v$	ϕ Vny=	10455 kg	ØVnX Xu	Xu > Vu/ØVn = 56%
$\lambda_{alma} = h/t_{alma}$	224.0			
$\lambda_{alma} = 2.24\sqrt{E/F_y}$	54.1			
ϕ_v =	1.0			
C_v =	1			
Alma con rigidizadores transversales	**NO REQUIERE**			
kv =	5			
distancia entre rigidizadores a=	6787 mm			
espesor rigidizador t rig=	0 mm			
ancho rigidizador bf rig=	0 mm			
Inercia rigidizador Ist =	0 mm^4			
Inercia rigidizador Ist min=	3344 mm^4			
Alma con rigidizadores longitudinales	**NO REQUIERE**			
espesor rigidizador t rig long=	0 mm			
ancho rigidizador bf rig long=	0 mm			
Inercia rigidizador Ist long=	0 mm^4			
Inercia rigidizador Ist min long=	0 mm^4			
localización del rigidizador desde la aleta=	20 mm			

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

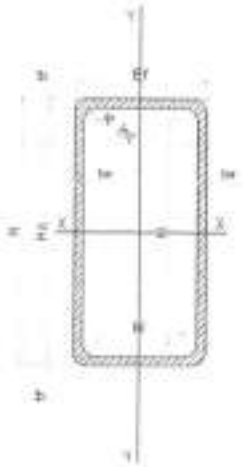
645

	Diseño: CARLOS MENDOZA	Proyecto:	OBRA:	
	Rev.: 25309-75146 GND	Item:	Fecha:	26-nov-24
	Revisó: CMF	PT ACERO ESTRUCTURAL		

DISEÑO DE PERFILES TUBULARES LAMINADOS S/N AISC 360-16

TIPO DE ACERO ASTM A-500 GR C REACTIVO

Fy (fluencia)=	35 Kg/mm²	350 Mpas	
Fu (rotura)=	42 Kg/mm²	420 Mpas	
Fr (esf. residual)=	7 Kg/mm²	70 Mpas	
E (límite elástico)=	20400 Kg/mm²	204000 Mpas	
G (límite a cortante)=	7870 Kg/mm²	78700 Mpas	
Ry=	1.4		
Rt=	1.3		



PERFIL PT ACERO ESTRUCTURAL

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

	SECCION TOTAL		SECCION EFECTIVA	
W =	3 kg/m	Esp efectivo =	1.6 mm	
h =	50 mm	A e =	356 mm²	
Bf =	50 mm	y	46 mm	
tf = tw = Esp =	2.0 mm	Ix e =	49 mm	
R int =	4 mm	Aw e =	172 mm²	
A =	384 mm²	Ix e =	136944 mm⁴	
hi =	46 mm	Sx e =	5842 mm³	
bi =	46 mm	Zx e =	6468 mm³	
Aw =	185 mm²	Rx e =	20 mm	
Ix =	147,712 mm⁴	Iy e =	136944 mm⁴	
Sx =	5908 mm³	Sy e =	5842 mm³	
Zx =	6816 mm³	Zy e =	6468 mm³	
Rx =	20 mm	Ry e =	20 mm	
Iy =	147712 mm⁴	J e =	208 mm⁴	
Sy =	5908 mm³	Cw e =	0 mm⁶	
Zy =	6816 mm³			
Ry =	20 mm			
J =	221 mm⁴			
Cw =	0 mm⁶			
Cw'	9168 mm⁶			

RELACIONES ANCHO/ESPESOR

λ_{ds}=0.66√(E/Fy)=	14.49	Límite máximo Miembros de ductilidad alta DES (SOLO COLUMNAS)
λ_{hd}=0.55√(E/Fy)=	13.20	Límite máximo Miembros de ductilidad alta
λ_{md}=0.64√(E/Fy)=	15.45	Límite máximo Miembros de ductilidad moderada
λ_{md}=1.12√(E/Fy)=	27.04	Límite máximo Miembros de ductilidad moderada y alta como viga y/o columna (ver table F.3.4-1 nota c)*

Pandeo local en la aleta

b/t=	23.0	Permitido sólo ductilidad mínima	**Pandeo local en el alma** h/t=	23.0	Permitido sólo ductilidad mínima
		Permitido sólo ductilidad mínima			Permitido ductilidad alta y moderada como viga y/o columna*

COMPRESION

λ_r=1.40√(E/Fy)=	33.8	No Esbelto	λ_r=1.40√(E/Fy)=	33.8	No Esbelto

FLEXION

λ_p=1.12√(E/Fy)=	27.0	Compacto	λ_p=2.42√(E/Fy)=	58.4	Compacto
λ_r=1.40√(E/Fy)=	33.8	No Esbelto	λ_r=5.70√(E/Fy)=	137.6	No Esbelto

SOLICITACIONES

INDICE GLOBAL DE ESFUERZO	24%

Compresión Pu=	8 kg	0.00 Kn
Tracción Tu=	11 kg	0.11 Kn
Cortante Vux=	1 kg	0.01 Kn
Cortante Vuy=	1 kg	0.01 Kn
Flexión eje principal Mux=	527 kg-mm	0.01 Kn-m
Flexión eje secundario Muy=	1 kg-mm	0.00 Kn-m
Torsión Tu=	0 kg-mm	0.00 Kn-m

CONDICIONES GEOMETRICAS

Long. Pandeo eje pasal. Lx=	900 mm
long. Pandeo eje secund. Ly=	900 mm
arriostram. Aleta a compresión. Lbx=	900 mm
arriostram. Aleta a compresión. Lby=	900 mm
Factor long. Efectiva Eje pasal. Kx=	1.0
Factor long. Efectiva Eje secund. Ky=	1.0

DISEÑO A TENSION

ø Tn=0.9 Fy Ag	ø Tn=	11282 Ag	112.8 Kn	Xc = Tu/øTn = 6%

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

DISEÑO A COMPRESIÓN

$\phi Pn = 0.8 F_{cr} Ag$ — ϕPn = 9700 kg — 97.0 Kn — Kc = Pu/ϕPn = 0%

Miembro con elementos esbeltos

Q = Qs =	0.92				
$K_x L_x / r_x$ =	47.19 (max Lc=200)			kx = Lx/200 =	24%
$K_y L_y / r_y$ =	47.19 (max Lc=200)			ky = Ly/200 =	24%
$4.71\sqrt{(E/F_y)}$ =	117.74				
F_{ex} =	80.4 Kg/cm²	804 Mpas			
F_{ey} =	80.4 Kg/cm²	804 Mpas			
F_e =	80.4 Kg/cm²	804 Mpas			
F_{cr} =	80.1 Kg/cm²	801 Mpas			
ϕPc =	9700 kg	97.0 Kn			

DISEÑO A FLEXIÓN — **EJE PRINCIPAL X** — ϕM_{cx} = 202,771 kg-cm — 2.0 Kn-m

Kc = Mux/ϕMn = 0%

Cm =	1.0			
Pez =	32891 kg	324 Kn	Bx =	1.00
Pey =	32891 kg	324 Kn	By =	1.00

EJE MAYOR X

ϕMux Momento plástico

ϕM_{cx} = 202,771 kg-cm — 2.0 Kn-m

ϕMnx Sección no Compacta

ϕM_{cx} = 202,771 kg-cm — 2.0 Kn-m

ϕMnx Sección con aletas esbeltas

ϕM_{cx} = 174,885 kg-cm — 1.7 Kn-m

ϕMnx Sección con pandeo local del alma

ϕM_{cx} = 203,731 kg-cm — 2.0 Kn-m

DISEÑO A FLEXIÓN — **EJE SECUNDARIO Y** — ϕM_{cy} = 202,771 kg-cm — 2.0 Kn-m

Kc = Muy/ϕMny = 0%

EJE MENOR Y

ϕMcy Momento plástico

ϕM_{cy} = 202,771 kg-cm — 2.0 Kn-m

ϕMny = Sección no Compacta

ϕM_{cy} = 202,771 kg-cm — 2.0 Kn-m

ϕMny = Sección con aletas esbeltas

ϕM_{cy} = 174,885 kg-cm — 1.7 Kn-m

ϕMny = Sección con pandeo local del alma

ϕM_{cy} = 202,771 kg-cm — 2.0 Kn-m

INTERACCIÓN AXIAL COMPRESION-FLEXIÓN BIAXIAL

INTERACCION COMPRESION

$$Kc = \frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mcx} + \frac{Muy}{\phi Mcy}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} \geq 0.2 \qquad Kc = \frac{Pu}{2\phi Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi Mcx} + \frac{Muy}{\phi Mcy}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} < 0.2$$

Ajustes Kc compresión	0%		
Ajustes Kc flexión X	0%	Kc= 0%	≤ 100%
Ajustes Kc flexión Y	0%		

INTERACCION TENSION

$$Kc = \frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mcx} + \frac{Muy}{\phi Mcy}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} \geq 0.2 \qquad Kc = \frac{Pu}{2\phi Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi Mcx} + \frac{Muy}{\phi Mcy}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} < 0.2$$

Ajustes Kc tensión	0%		
Ajustes Kc flexión X	0%	Kc= 0%	≤ 100%
Ajustes Kc flexión Y	0%		

ϕTn = 144885 kg-cm — 1.4 Kn-m — Kc = Tu/ϕTn = 0%

$r = 2.48\sqrt{(E/Fy)}$ =	59
$p = 2.07\sqrt{(E/Fy)}$ =	74
Fcr=	18

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

INTERACCIÓN TORSIÓN, CORTANTE, AXIAL Y FLEXIÓN **NO SE REQUIERE**

$$Ec = \left[\frac{Pr}{\phi Pn} + \frac{Mr}{\phi Mn}\right] + \left[\frac{Tr}{\phi Tn} + \frac{Vr}{\phi Vn}\right] \leq 1.0$$

Aporte de compresión	0%			
Aporte de flexión	0%	R_{ci}= 0%	≤ 100%	
Aporte de torsión	0%			
Aporte de cortante	0%			

DISEÑO A CORTANTE **EJE PRINCIPAL X**

$\phi Vn = \phi .0,6.Fy.Aw.Cv$	0 t/m=	3864 kg	38.6 Kn	Kc = Vcu/ϕVn = 0%
$\lambda_{w1} = h/t_w$ =	23.0			
$\lambda_{w2}=2.24\sqrt{E/Fy}$=	54.1			
ϕ_v =	1.0			
C_v =	1			

Alma con rigidizadores transversales NO REQUIERE

kv =	5	
distancia entre rigidizadores a=	828	mm
espesor rigidizador t rig=	0	mm
ancho rigidizador bt rig=	0	mm
inercia rigidizador Isl =	0	mm^4
Inercia rigidizador Isl min=	184	mm^4

Alma con rigidizadores longitudinales NO REQUIERE

espesor rigidizador t rig long=	0	mm
ancho rigidizador bt rig long=	0	mm
Inercia rigidizador Isl long=	0	mm^4
Inercia rigidizador Isl min long=	0	mm^4
Ubicación del rigidizador desde la alma=	10	mm

DISEÑO A CORTANTE **EJE SECUNDARIO Y**

$\phi Vn/\alpha = \phi .0,6.Fy.Aw.Cv$	0 t/m=	3864 kg	38.6 Kn	Kc = Vcu/ϕVn = 0%
$\lambda_{w1} = h/t_w$ =	23.0			
$\lambda_{w2}=2.24\sqrt{E/Fy}$=	54.1			
ϕ_v =	1.0			
C_v =	1			

Alma con rigidizadores transversales NO REQUIERE

kv =	5	
distancia entre rigidizadores a=	828	mm
espesor rigidizador t rig=	0	mm
ancho rigidizador bt rig=	0	mm
inercia rigidizador Isl =	0	mm^4
Inercia rigidizador Isl min=	184	mm^4

Alma con rigidizadores longitudinales NO REQUIERE

espesor rigidizador t rig long=	0	mm
ancho rigidizador bt rig long=	0	mm
Inercia rigidizador Isl long=	0	mm^4
Inercia rigidizador Isl min long=	0	mm^4
Ubicación del rigidizador desde la alma=	10	mm

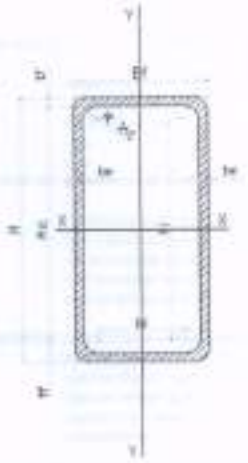
DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

	Diseño: CARLOS MENDOZA	Proyecto:	OBRA	
	H.A 25253-75140 CND	Item: PT COLUMNA 1500X600X3.8	Fecha	30-ene-25
	Revisó: CMF			

DISEÑO DE PERFILES TUBULARES LAMINADOS S/N A360-10

TIPO DE ACERO — A572M A-50W GR-C REACTANG.

Fy (fluencia)=	35 Kg/mm²	350 Mpa	
Fu (rotura)=	43 Kg/mm²	430 Mpa	
Fr (ref. estándar)=	7 Kg/mm²	70 Mpa	
E (mód. elasticidad)=	20400 Kg/mm²	204000 Mpa	
G (módulo cortante)=	7870 Kg/mm²	78700 Mpa	
Ry=	1.4		
Rt=	1.3		



PERFIL — PT COLUMENA 1500X600X3.8

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN	SECCION TOTAL		SECCION EFECTIVA	
W =	0 kg/m	Esp.efectivo =	1.0 mm	
H =	150 mm	A =:	190 mm²	
Bf =	60 mm	I =	199 mm	
tf = tw = Esp =	3.0 mm	Ib =:	46 mm	
R int =	9 mm	Ase =:	544 mm²	
A =	784 mm²	Ix =:	1900841 mm⁴	
Hi =	148 mm	Sx =:	26545 mm³	
Bi =	46 mm	Zx =:	32977 mm³	
Awi =	565 mm²	Rx =:	52 mm	
Ix =	2,132,545 mm⁴	Iy =:	354178 mm⁴	
Sx =	29425 mm³	Sy =:	14167 mm³	
Zx =	36716 mm³	Zy =:	19422 mm³	
Rx =	52 mm	Ry =:	22 mm	
Iy =	370545 mm⁴	J =:	984 mm⁴	
Sy =	15130 mm³	Cw =:	0 mm⁶	
Zy =	19316 mm³			
Ry =	22 mm			
J =	1030 mm⁴			
Cw =	0 mm⁶			
Cr =	28285 mm³			

RELACIONES ANCHO/ESPESOR

$\lambda_{hd}=0.65\sqrt{E/Fy}$	15.40	Límite máximo Miembros de ductilidad alta DES (SOLO COLUMNAS)
$\lambda_{hd}=0.55\sqrt{E/Fy}$	13.20	Límite máximo Miembros de ductilidad alta
$\lambda_{md}=0.64\sqrt{E/Fy}$	15.45	Límite máximo Miembros de ductilidad moderada
$\lambda_{md}=1.12\sqrt{E/Fy}$	27.04	Límite máximo Miembros de ductilidad moderada y alta viga y/o columna (ver tabla F.3.4-1 nota c)*

Pandeo local en el ala

b/tf=	23.0	Permitido sólo ductilidad mínima	$h/t_{w\,pr}$	73.0	Permitido sólo ductilidad mínima
		Permitido sólo ductilidad mínima			NO Permitido ductilidad alta y moderada viga y/o columna*

COMPRESION

$\lambda_r=1.40\sqrt{E/Fy}$	33.8	No Esbelto	$\lambda_r=1.40\sqrt{E/Fy}$	33.8	Esbelto

FLEXION

$\lambda_p=1.12\sqrt{E/Fy}$	27.0	Compacto	$\lambda_p=2.42\sqrt{E/Fy}$	58.4	No compacto
$\lambda_r=1.40\sqrt{E/Fy}$	33.8	No Esbelto	$\lambda_r=5.70\sqrt{E/Fy}$	137.6	No Esbelto

SOLICITACIONES

		INDICE GLOBAL DE ESFUERZO	100%	
Compresión Pu=	1 Kg		0.01 Kn	
Tracción Tu=	882 Kg		8.82 Kn	
Cortante Vux=	33 Kg		0.33 Kn	
Cortante Vuy=	405 Kg		4.05 Kn	
Momento eje principal Mux=	591,000 kg-mm		5.91 Kn-m	
Flexión eje secundario Muy=	27,400 kg-mm		0.27 Kn-m	
Torsión Tu=	0 kg-mm		0.00 Kn-m	

CONDICIONES GEOMETRICAS

long. Pandeo eje pppal. Lx=	4872 mm	
long. Pandeo eje secund. Ly=	4872 mm	
arriostrado. Ala a compresión. Lbx=	4872 mm	
arriostrado. Ala a compresión. Lby=	4872 mm	
Factor long. Efectiva Eje ppal. Kx=	1.0	
Factor long. Efectiva Eje secnd. Ky=	1.0	

DISEÑO A TENSION

$\phi Tn=0.9\ Fy\ Ag$	ϕ-Tn=	28000 Kg	280.0 Kn	Kx = Tu/ϕTn =	3%

643

DISEÑO A COMPRESIÓN

$\phi Pn = 0.9 F_y Ag$ — $\phi Pn =$ 2371 kg — 23.7 Kn — $Kc = Pu/\phi Pn =$ 0%

Miembro con elementos esbeltos

$Q = Qs =$	0.92		
$K_x L_x / r_x =$	82.35 (max. λ=200)		$\lambda x = \lambda x/200 =$ 41%
$K_y L_y / r_y =$	101.21 (max. λ=200)		$\lambda x = \lambda y/200 =$ 506%
$4.71\sqrt{E/F_y} =$	117.83		
$F_{ax} =$	23.1 Kg/cm²	331 Mpa	
$F_{ay} =$	4.1 Kg/cm²	41 Mpa	
$F_{ax} =$	4.1 Kg/cm²	41 Mpa	
$F_{ay} =$	3.6 Kg/cm²	36 Mpa	
$\phi Pn =$	2371 Kg	23.7 Kn	

DISEÑO A FLEXIÓN — **EJE PRINCIPAL X** — $\phi M_{nx} =$ 1,080,838 Kg-cm — 10.6 Kn-m

$Kc = M_u/\phi M_{nx} =$ 32%

$Cm =$	1.0			
$Pex =$	16857 kg	165 Kn	$Bx =$	1.00
$Pey =$	3804 kg	30 Kn	$By =$	1.00

EJE MAYOR X

ϕMnx Momento plástico

$\phi M_{nx} =$ 1,080,838 kg-cm — 10.6 Kn-m

ϕMnx Sección no Compacta

$\phi M_{nx} =$ 1,080,838 kg-cm — 10.6 Kn-m

ϕMnx Sección con aletas esbeltas

$\phi M_{nx} =$ 886,153 kg-cm — 8.4 Kn-m

ϕMnx Sección con pandeo local del alma

$\phi M_{nx} =$ 1,010,084 kg-cm — 10.2 Kn-m

DISEÑO A FLEXIÓN — **EJE SECUNDARIO Y** — $\phi M_{ny} =$ 440,287 kg-cm — 4.5 Kn-m

EJE MENOR Y

$Kc = M_u/\phi M_{ny} =$ 13%

ϕMny Momento plástico

$\phi M_{ny} =$ 440,824 kg-cm — 4.3 Kn-m

$\phi Mny =$ Sección no Compacta

$\phi M_{ny} =$ -3,808,859 kg-cm — -38.8 Kn-m

$\phi Mny =$ Sección con aletas esbeltas

$\phi M_{ny} =$ 440,881 kg-cm — 4.3 Kn-m

$\phi Mny =$ Sección con pandeo local del alma

$\phi M_{ny} =$ 465,804 kg-cm — 4.9 Kn-m

INTERACCIÓN AXIAL COMPRESIÓN/FLEXIÓN BIAXIAL:

INTERACCION COMPRESION

$$Kc = \frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} \geq 0.2 \qquad Kc = \frac{Pu}{2\phi Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} < 0.2$$

Aportes fc compresión	0%		
Aportes fc flexión X	32%	Kc= 85%	≤ 100%
Aportes fc flexión Y	13%		

INTERACCION TENSION

$$Kc = \frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} \geq 0.2 \qquad Kc = \frac{Pu}{2\phi Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}\right) \rightarrow \frac{Pu}{\phi Pn} < 0.2$$

Aportes fc tensión	0%		
Aportes fc flexión X	32%	Kc= 85%	≤ 100%
Aportes fc flexión Y	13%		

$\phi Tn =$ 647050 kg-cm — 4.5 Kn-m — $Kc = Tu/\phi Tn =$ 0%

$A = 2.45\sqrt{D/Fy} =$	59
$Jm = 3.00\sqrt{D/Fy} =$	74
$Pm =$	18

INTERACCIÓN TORSIÓN, CORTANTE, AXIAL Y FLEXIÓN — **NO SE REQUIERE**

$$Kc = \left(\frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{Mu}{\phi Mn}\right) + \left(\frac{Vu}{\phi Vn} + \frac{Tu}{\phi Tn}\right) < 1.0$$

Aportes fc compresión	0%		
Aportes fc flexión	22%	Kc= 0%	≤ 100%
Aportes fc tensión	0%		
Aportes fc cortante	10%		

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

DISEÑO A CORTANTE **EJE PRINCIPAL X**

$\varphi V_n = \varphi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{alma} \cdot C_v$	φV_n=	8112 kg	81.1 Kn	Kz = Vsup/ϕVn = 9%
$\lambda_{alt} = h/t_w$	72.0			
$\lambda_{alt} = 2.24\sqrt{E/F_y}$ =	54.1			
ϕ_v =	0.9			
C_v =	0.932778008			
Alma con rigidizadores transversales	**SI REQUIERE**			
a/h =	5			
distancia entre rigidizadores a=	4872 mm			
espesor rigidizador t rg=	6 mm			
ancho rigidizador bt rg=	8 mm			
inercia rigidizador Ist =	0 mm^4			
inercia rigidizador Ist min=	384 mm^4			
Alma con rigidizadores longitudinales	**NO REQUIERE**			
espesor rigidizador t rg long=	6 mm			
ancho rigidizador bt rg long=	8 mm			
inercia rigidizador Ist long=	0 mm^4			
inercia rigidizador Ist min long=	0 mm^4			
localizacion del rigidizador desde la cara=	30 mm			

DISEÑO A CORTANTE **EJE SECUNDARIO Y**

$\varphi V_n = \varphi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{alma} \cdot C_v$	φV_n=	3084 kg	30.8 Kn	Kz = Vsup/ϕVn = 19%
$\lambda_{alt} = h/t_w$	33.0			
$\lambda_{alt} = 2.24\sqrt{E/F_y}$ =	54.1			
ϕ_v =	1.0			
C_v =	1			
Alma con rigidizadores transversales	**NO REQUIERE**			
a/h =	5			
distancia entre rigidizadores a=	4872 mm			
espesor rigidizador t rg=	6 mm			
ancho rigidizador bt rg=	6 mm			
inercia rigidizador Ist =	0 mm^4			
inercia rigidizador Ist min=	154 mm^4			
Alma con rigidizadores longitudinales	**NO REQUIERE**			
espesor rigidizador t rg long=	6 mm			
ancho rigidizador bt rg long=	6 mm			
inercia rigidizador Ist long=	0 mm^4			
inercia rigidizador Ist min long=	0 mm^4			
localizacion del rigidizador desde la cara=	10 mm			

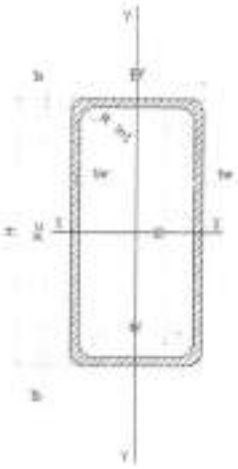
DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

	Diseño:	CARLOS MENDOZA	Proyecto:	OBRA:
	Ref:	25252-78140 CND	Item:	Fecha: 26-ene-26
	Revisó:	CMF	PT ACESCO 2680Y66658	

DISEÑO DE PERFILES TUBULARES LAMINADOS S/N AISC 360-10

TIPO DE ACERO — ASTM A-500 GR-C RECTANG.

Fy (fluencia)=	35 Kg/cm²	350 Mpa
Fu (rotura)=	43 Kg/cm²	430 Mpa
Fr (ref. residual)=	7 Kg/cm²	70 Mpa
E (Mod. elástico)=	20408 Kg/cm²	204000 Mpa
G (Mod. a cortante)=	7876 Kg/cm²	78700 Mpa
Ry=	1.4	
Rt=	1.3	



PERFIL — PT ACESCO 2680Y66658

PROPIEDADES DE LA SECCION

	SECCION TOTAL		SECCION EFECTIVA	
W =	37 Kg/m	Eca efectivo =	5.6 mm	
H =	350 mm	A e =	3203 mm²	
Bf =	100 mm	Y	159 mm	
T = tw= Esp =	6.0 mm	Ba e =	89 mm	
R int =	12 mm	Aae a =	2107 mm²	
A =	3498 mm²	Ix e =	16811602 mm⁴	
Hl =	100 mm	Sx e =	189176 mm³	
Bl =	88 mm	Zx e =	207979 mm³	
Aw =	2206 mm²	Rx e =	72 mm	
Ix =	17,938,073 mm⁴	Iy e =	5632529 mm⁴	
Sx =	179391 mm³	Sy e =	112653 mm³	
Zx =	220433 mm³	Zy e =	127303 mm³	
Rx =	72 mm	Ry e =	42 mm	
Iy =	3380273 mm⁴	J e =	13035 mm⁴	
Sy =	118655 mm³	Cw e =	0 mm⁶	
Zy =	138032 mm³			
Ry =	42 mm			
J =	13650 mm⁴			
Cw =	0 mm⁶			
G=	217966 mm²			

RELACIONES ANCHO/ESPESOR

λ_{pf}=0.30√ E/Fy=	14.49	Límite máximo Miembros de ductilidad alta DES (SOLO COLUMNAS)
λ_{pf}=0.38√ E/Fy=	13.28	Límite máximo Miembros de ductilidad alta
λ_{pf}=0.64√ E/Fy=	15.45	Límite máximo Miembros de ductilidad moderada
λ_{pf}=1.12√ E/Fy=	27.04	Límite máximo Miembros de ductilidad moderada y alta como viga y/o columna (ver tabla D.1-1 nota g)

Pandeo local en la aleta

b/Bf=	14.7	Permitido ductilidad moderada Permitido solo ductilidad mínima	Pandeo local en el alma h_c/t_{pf}=	31.3	Permitido sólo ductilidad mínima NO Permitido ductilidad alta y moderada como viga y/o columna?

COMPRESION

λ_r=1.49√ E/Fy=	33.8	No Esbelto	λ_r=1.40√ E/Fy=	32.0	No Esbelto

FLEXION

λ_p=1.12√ E/Fy=	27.0	Compacto	λ_p=2.42√ E/Fy=	58.4	Compacto
λ_r=1.49√ E/Fy=	33.8	No Esbelto	λ_r=5.70√ E/Fy=	137.6	No Esbelto

SOLICITACIONES

			INDICE DE CHAFLE DE ESFUERZO	71%
Compresión Pu=	1 Kg	0.01 Kn		
Tracción Tu=	1,446 Kg	14.46 Kn		
Cortante Vux=	724 Kg	7.24 Kn		
Cortante Vuy=	3,457 Kg	34.57 Kn		
Flexión eje principal Mux=	4,206,000 kg-cm	42.06 Kn-m		
Flexión eje secundario Muy=	195,000 kg-cm	1.95 Kn-m		
Torsión Tu=	0 kg-cm	0.00 Kn-m		

CONDICIONES GEOMETRICAS

long. Pandeo eje princ. Lx=	1875 mm
long. Pandeo eje secund. Ly=	1875 mm
arriostram. Aleta a compresión. Lbx=	1875 mm
arriostram. Aleta a compresión. Lby=	1875 mm
Factor long. Efectiva Eje princ. Kx=	1.0
Factor long. Efectiva Eje secund. Ky=	1.0

DISEÑO A TENSION

øTn=0.9 Fy Ag	øTn=	1015.88 kg	1015.4 Kn	Ku = Tu/øTn = 0%

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

DISEÑO A COMPRESIÓN

$\phi Pn = 0.9 F_{cr} Ag$ — ϕPn= 68580 kg — 685.8 Kn — Kc = Pu/ϕPn = 0%

Miembro con elementos esbeltos

Q = Qs =	0.93		
$K_x L_x / r_x$ =	25.08 (max. r=200)		Kc = Lx/200 = 19%
$K_y L_y / r_y$ =	44.68 (max. r=200)		Kc = Ly/200 = 22%
$4.71\sqrt{E/F_y}$ =	117.74		
F_{ex} =	266.7 Kg/cm²	2667 Mpa	
F_{ey} =	100.1 Kg/cm²	1001 Mpa	
F_z =	100.1 Kg/cm²	1001 Mpa	
F_{cr} =	30.5 Kg/cm²	305 Mpa	
ϕPn =	68580 Kg	685.8 Kn	

DISEÑO A FLEXIÓN — **EJE PRINCIPAL X** — $\phi M'_{nx}$ = 5,591,347 kg-cm — 65.5 Kn-m

Kb = Mux/ϕMnx = 49%

Cb =	1.0			
Pey =	85287 kg	852.8 Kn	Bx =	1.00
Pey =	329575 kg	3295 Kn	By =	1.00

EJE MAYOR X

ϕMnx Momento plástico
ϕM_{nx} = 5,591,347 kg-cm — 65.5 Kn-m

ϕMnx Sección no Compacta
ϕM_{nx} = 5,591,347 kg-cm — 65.5 Kn-m

ϕMnx Sección con alotes esbeltos
ϕM_{nx} = 5,205,555 kg-cm — 52.0 Kn-m

ϕMnx Sección con pandeo local del alma
ϕM_{nx} = 5,591,347 kg-cm — 55.5 Kn-m

DISEÑO A FLEXIÓN — **EJE SECUNDARIO Y** — $\phi M'_{ny}$ = 4,012,877 kg-cm — 40.1 Kn-m

Kb = Muy/ϕMny = 6%

EJE MENOR Y

ϕMny Momento plástico
ϕM_{ny} = 4,012,877 kg-cm — 40.1 Kn-m

ϕMny = Sección no Compacta
ϕM_{ny} = 2,111,300 kg-cm — 21.1 Kn-m

ϕMny = Sección con alotes esbeltos
ϕM_{ny} = 2,548,400 kg-cm — 25.5 Kn-m

ϕMny = Sección con pandeo local del alma
ϕM_{ny} = 4,012,877 kg-cm — 40.1 Kn-m

INTERACCIÓN AXIAL COMPRESIÓN-FLEXIÓN BIAXIAL:

INTERACCION COMPRESION

$$Kc=\frac{Pu}{\phi Pn}+\frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mnx}+\frac{Muy}{\phi Mny}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}\geq 0.2 \qquad Kc=\frac{Pu}{2\phi Pn}+\left(\frac{Mux}{\phi Mnx}+\frac{Muy}{\phi Mny}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}<0.2$$

Aportes Kc compresión	0%		
Aportes Kc Flexión X	63%	Kc= 70%	≤ 100%
Aportes Kc Flexión Y	6%		

INTERACCION TENSION

$$Kc=\frac{Pu}{\phi Pn}+\frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mnx}+\frac{Muy}{\phi Mny}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}\geq 0.2 \qquad Kc=\frac{Pu}{2\phi Pn}+\left(\frac{Mux}{\phi Mnx}+\frac{Muy}{\phi Mny}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}<0.2$$

Aportes Kc tensión	1%		
Aportes Kc flexión X	65%	Kc= 71%	≤ 100%
Aportes Kc flexión Y	5%		

ϕT_n = 3433400 kg-cm — 34.3 Kn-m — Kt = Tu/ϕTn = 8%

$A=2.45\sqrt{E/Fy}$ =	59
$A=3.07\sqrt{E/Fy}$ =	74
Rc=	78

INTERACCIÓN TORSIÓN, CORTANTE, AXIAL Y FLEXIÓN — **NO SE REQUIERE**

$$Kr = \left|\frac{Pu}{\phi Pn}+\frac{Mu}{\phi Mn}\right|+\left|\frac{Tu}{\phi Tn}+\frac{Tu}{\phi Tn}\right| \leq 1.0$$

Aportes Kc compresión	3%		
Aportes Kc flexión	48%	Kc= 0%	≤ 100%
Aportes Kc tensión	0%		
Aportes Kc cortante	11%		

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

DISEÑO A CORTANTE **EJE PRINCIPAL X**

$\phi V_n = \phi\, 0.6 F_y A_w C_v$	0.9 ton	47376 kg	473.8 Kn	Kn = Vuelgiro = 2%
$h_{max} = h/t_w$	37.3			
$1.1\sqrt{k_v E/F_y} =$	64.1			
$\phi_v =$	1.0			
$C_v =$	1			
Alma con rigidizadores transversales	**NO REQUIERE**			
$k_v =$	5			
distancia entre rigidizadores a=	1972 mm			
espesor rigidizador t rig=	8 mm			
ancho rigidizador bf rig=	8 mm			
Inercia rigidizador Isl =	0 mm⁴			
Inercia rigidizador Isl min=	26304 mm⁴			
Alma con rigidizadores longitudinales	**NO REQUIERE**			
espesor rigidizador t rig long=	8 mm			
ancho rigidizador bf rig long=	8 mm			
Inercia rigidizador Isl long=	0 mm⁴			
Inercia rigidizador Isl min long=	0 mm⁴			
localización del rigidizador desde la platin	40 mm			

DISEÑO A CORTANTE **EJE SECUNDARIO Y**

$\phi V_n = \phi\, 0.6 F_y A_{wy} C_v$	4.9 ton	22178 kg	221.8 Kn	Kn = Vuelgiro = 19%
$\lambda_{wy} = h_y/t_{wy}$	14.7			
$1.1\sqrt{k_v E/F_y} =$	64.1			
$\phi_v =$	1.0			
$C_v =$	1			
Alma con rigidizadores transversales	**NO REQUIERE**			
$k_v =$	5			
distancia entre rigidizadores a=	1974 mm			
espesor rigidizador t rig=	0 mm			
ancho rigidizador bf rig=	6 mm			
Inercia rigidizador Isl =	0 mm⁴			
Inercia rigidizador Isl min=	4824 mm⁴			
Alma con rigidizadores longitudinales	**NO REQUIERE**			
espesor rigidizador t rig long=	6 mm			
ancho rigidizador bf rig long=	6 mm			
Inercia rigidizador Isl long=	0 mm⁴			
Inercia rigidizador Isl min long=	0 mm⁴			
localización del rigidizador desde la platin	30 mm			

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

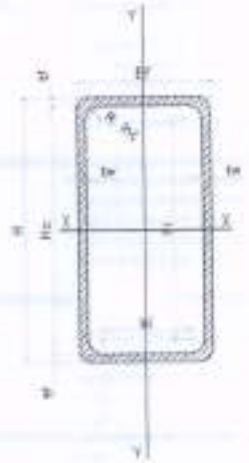
	Diseño: DANILOS MENDOZA	Proyecto:	Obra:	
	Rev: 25202-75145 CND	Item: PT ACCESO 280/290/07.0	Fecha:	29-ene-25
	Revisó: CMF			

DISEÑO DE PERFILES TUBULARES LAMINADOS S/N A.I.S.C. 360-10

TIPO DE ACERO *A-572M A-500 GR-C REACTIVO.*

Fy (Esfuerzo)=	35 Kg/mm²	350 Mpas	
Fu (Esfuerzo)=	43 Kg/mm²	430 Mpas	
Fr (esf. residual)=	7 Kg/mm²	70 Mpas	
E (módulo elasticidad)=	20400 Kg/mm²	204000 Mpas	
G (módulo a cortante)=	7870 Kg/mm²	78700 Mpas	
Ry=	1.4		
Rt=	1.3		

PERFIL *PT ACESCO 280/290/07.0*



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

	SECCION TOTAL		SECCION EFECTIVA	
W =	42 Kg/m	Cap efectiva =	8.5 mm	
h=	200 mm	A e =	9039 mm²	
W=	200 mm	Y	100 mm	
tf = tw = Esp =	7.5 mm	Ze e =	100 mm	
R Int =	14 mm	Aw e =	3434 mm²	
A =	5434 mm²	Ix e =	31474341 mm⁴	
H =	186 mm	Sx e =	314743 mm³	
B =	186 mm	Zx e =	365724 mm³	
Aw =	2972 mm²	Rx e =	70 mm	
Ix =	33.592.085 mm⁴	Iy e =	31974041 mm⁴	
Sx =	308491 mm³	Sy e =	314743 mm³	
Zx =	337265 mm³	Zy e =	365724 mm³	
Rx =	79 mm	Ry e =	78 mm	
Iy =	33993805 mm⁴	J e =	47108 mm⁴	
Sy =	329831 mm³	Cw e =	0 mm⁶	
Zy =	361206 mm³			
Ry =	76 mm			
J =	90597 mm⁴			
Cw =	0 mm⁶			
Cr =	520191 mm³			

RELACIONES ANCHO/ESPESOR

$\lambda_{ma}=0.80\sqrt{E/Fy}$=	14.49	*Límite máximo Miembros de ductilidad alta DES (SOLO COLUMNAS)*
$\lambda_{md}=0.96\sqrt{E/Fy}$=	13.25	*Límite máximo Miembros de ductilidad alta*
$\lambda_{mm}=0.64\sqrt{E/Fy}$=	15.45	*Límite máximo Miembros de ductilidad moderada*
$\lambda_{mm}=1.12\sqrt{E/Fy}$=	27.04	*Límite máximo Miembros de ductilidad moderada y alta como viga y/o columna (ver tabla F.2.6-1 nota c)*

Pandeo local en la aleta

$\lambda/\lambda r$=	26.8	*Permitido sólo ductilidad mínima*	h/t_w=	26.6 *Permitido sólo ductilidad mínima*
		Permitido sólo ductilidad mínima		*Permitido ductilidad alta y moderada como viga y/o columna*

COMPRESION

$\lambda_r=1.49\sqrt{E/Fy}$=	33.8 *No Esbelto*	$\lambda_r=1.49\sqrt{E/Fy}$=	33.8 *No Esbelto*

FLEXION

$\lambda_p=1.12\sqrt{E/Fy}$=	27.0 *Compacto*	$\lambda_p=2.42\sqrt{E/Fy}$=	58.4 *Compacto*
$\lambda_r=1.40\sqrt{E/Fy}$=	33.8 *No Esbelto*	$\lambda_r=5.70\sqrt{E/Fy}$=	137.6 *No Esbelto*

SOLICITACIONES

		INDICE GLOBAL DE ESFUERZO	76%
Compresión: Pu=	3,063 kg	35.63 Kn	
Tracción: Tu=	1 Kg	0.01 Kn	
Cortante: Vux=	2,510 kg	25.72 Kn	
Cortante: Vuy=	3,348 kg	32.46 Kn	
Flexión eje principal: Mux=	-4,413,808 kg-cm	44.13 Kn-m	
Flexión eje secundario: Muy=	3,460,808 kg-cm	34.05 Kn-m	
Torsión: Tu=	0 kg-cm	0.00 Kn-m	

CONDICIONES GEOMETRICAS

long. Pandeo eje principal. Lx=	8845 mm
long. Pandeo eje secund. Ly=	1418 mm
arriostram. Aleta a compresión. Lbx=	1418 mm
arriostram. Aleta a compresión. Lby=	1418 mm
Factor long. Efectiva Eje pppal. Kx=	1.0
Factor long. Efectiva Eje secund. Ky=	1.0

DISEÑO A TENSION

ϕ t Fy Ag	ϕ Tn=	160712 kg	1607.1 Kn	Ku = Tu/ϕTn = 0%

DISEÑO A COMPRESIÓN

$\phi Pn = 0.9\ F_{cr}\ Ag$ — ϕPn = 85419 kg — 854.2 Kn — Kc = Pu/ϕPn = **3%**

Miembro con elementos atiesados

Q = Qs =	0.93			
$K_x L_x / r_x$ =	80.61 (max. L_x=2.00)			kx = L_x/500 = **40%**
$K_y L_y / r_y$ =	77.04 (max. L_y=2.00)			ky = L_y/200 = **8%**
$4.71\sqrt{E/F_y}$ =	117.76			
F_{ex} =	28.8 Kg/cm²	288 Mpa		
F_{ey} =	325.5 Kg/cm²	3255 Mpa		
F_y =	28.8 Kg/cm²	288 Mpa		
F_u =	31.0 Kg/cm²	310 Mpa		
ϕPn =	85419 kg	854.2 Kn		

DISEÑO A FLEXIÓN — *EJE PRINCIPAL X* — ϕM_{nx} = **11,520,287 kg-cm** — **115.2 Kn-m**

Kc = Mcu/ϕMnx = **39%**

Cm =	1.0				
Pex =	728291 kg	7280 Kn	Bx =	1.02	
Pey =	2121002 kg	21518 Kn	By =	1.00	

EJE MAYOR X — **ϕMnx Momento plástico**

ϕM_{nx} = 11,520,287 kg-cm — 115.2 Kn-m

ϕMnx Sección no Compacta

ϕM_{nx} = 11,520,287 kg-cm — 115.2 Kn-m

ϕMnx Sección con alelas esbeltas

ϕM_{nx} = 9,914,417 kg-cm — 99.1 Kn-m

ϕMnx Sección con paredes local del alma

ϕM_{nx} = 11,520,287 kg-cm — 115.2 Kn-m

DISEÑO A FLEXIÓN — *EJE SECUNDARIO Y* — ϕM_{ny} = **11,520,287 kg-cm** — **115.2 Kn-m**

EJE MENOR Y — **ϕMny Momento plástico** — Ky = Muy/ϕMny = **39%**

ϕM_{ny} = 11,520,287 kg-cm — 115.2 Kn-m

ϕMny = Sección no Compacta

ϕM_{ny} = 11,520,287 kg-cm — 115.2 Kn-m

ϕMny = Sección con alelas esbeltas

ϕM_{ny} = 9,914,417 kg-cm — 99.1 Kn-m

ϕMny = Sección con paredes local del alma

ϕM_{ny} = 11,520,287 kg-cm — 115.2 Kn-m

INTERACCIÓN AXIAL COMPRESIÓN-FLEXIÓN BIAXIAL:

INTERACCION COMPRESION

$$Kc=\frac{Pu}{\phi Pn}+\frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mnx}+\frac{Muy}{\phi Mny}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}\geq 0.2 \qquad Kc=\frac{Pu}{2\phi Pn}+\left(\frac{Mux}{\phi Mnx}+\frac{Muy}{\phi Mny}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}<0.2$$

Aporte Kc compresión	3%		
Aporte Kc flexión X	29%	Kc= 70%	≤ 100%
Aporte Kc flexión Y	39%		

INTERACCION TENSION

$$Kc=\frac{Pu}{\phi Pn}+\frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi Mnx}+\frac{Muy}{\phi Mny}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}\geq 0.2 \qquad Kc=\frac{Pu}{2\phi Pn}+\left(\frac{Mux}{\phi Mnx}+\frac{Muy}{\phi Mny}\right)\rightarrow\frac{Pu}{\phi Pn}<0.2$$

Aporte Kc tensión	0%		
Aporte Kc flexión X	29%	Kc= 69%	≤ 100%
Aporte Kc flexión Y	20%		

ϕTn = 3102037 kg-cm — 31.0 Kn-m — Kc = Tu/ϕTn = **0%**

$\lambda=2.45\sqrt{E/Fy}$ =	59
$\lambda=3.07\sqrt{E/Fy}$ =	74
F_{cr} =	1k

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

INTERACCIÓN TORSIÓN, CORTANTE, AXIAL Y FLEXIÓN **SE REQUIERE**

$$Er = \left| \frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{Mu}{\phi Mn} \right| + \left| \frac{Vu}{\phi Vn} + \frac{Tu}{\phi Tn} \right| < 1.0$$

Aporte (c) compresión	0%		
Aporte (f) flexión	80%	K_{cf}= 80%	≥ 100%
Aporte (t) tensión	0%		
Aporte (v) cortante	10%		

DISEÑO A CORTANTE **EJE PRINCIPAL X**

$\phi Vn=\phi.0.6 Fy.Aaa.Cv$	ϕVn=	54884 kg	548.8 Kn	K_U = Vua/ϕVn = 8%
$\lambda_{ef} = h/t_{ef}$	26.0			
$\lambda_{ef}=2.24\sqrt{E/Fy}$=	64.1			
ϕ_v =	1.0			
C_v =	1			
Alma con rigidizadores transversales	**NO REQUIERE**			
kv =	5			
distancia entre rigidizadores a=	6845 mm			
espesor rigidizador t rig=	0 mm			
ancho rigidizador bf rig=	0 mm			
Inercia rigidizador Isl =	0 mm^4			
Inercia rigidizador Isl min=	21589 mm^4			
Alma con rigidizadores longitudinales	**NO REQUIERE**			
espesor rigidizador t rig long=	0 mm			
ancho rigidizador bf rig long=	0 mm			
Inercia rigidizador Isl long=	0 mm^4			
Inercia rigidizador Isl min long=	0 mm^4			
localización del rigidizador desde la alma=	40 mm			

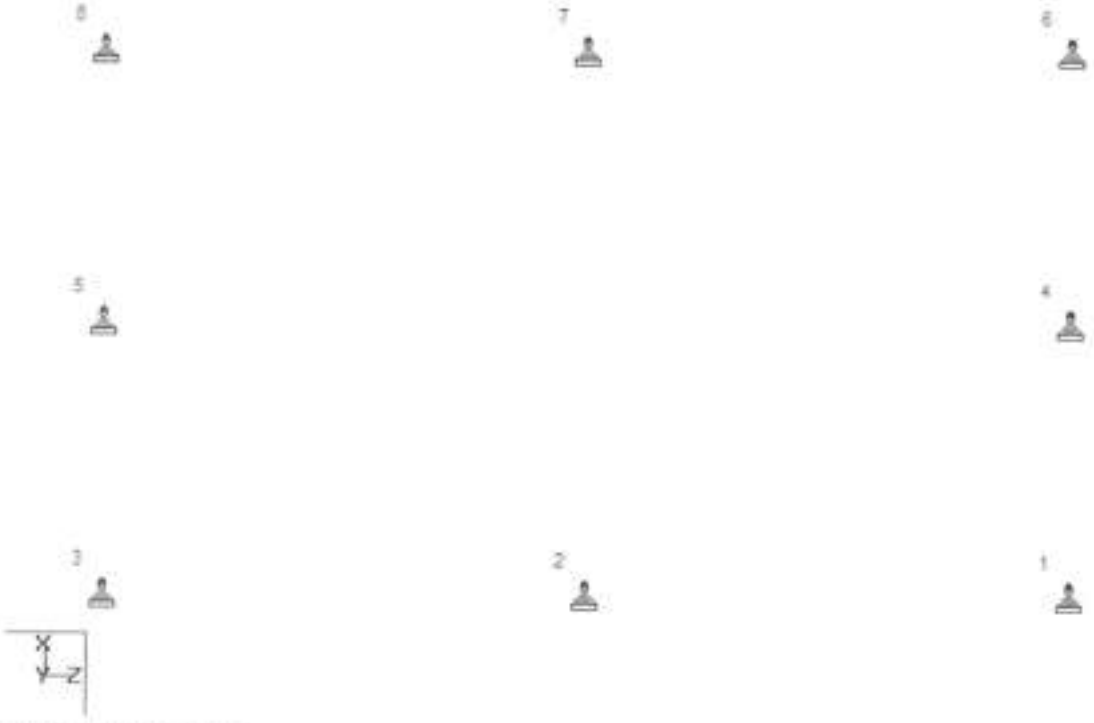
DISEÑO A CORTANTE **EJE SECUNDARIO Y**

$\phi Vn=\phi.0.6 Fy.Aaa.Cv$	ϕVn=	54884 kg	548.8 Kn	K_U = Vua/ϕVn = 19%
$\lambda_{ef} = h/t_{ef}$	26.6			
$\lambda_{ef}=2.24\sqrt{E/Fy}$=	64.1			
ϕ_v =	1.0			
C_v =	1			
Alma con rigidizadores transversales	**NO REQUIERE**			
kv =	5			
distancia entre rigidizadores a=	6845 mm			
espesor rigidizador t rig=	0 mm			
ancho rigidizador bf rig=	0 mm			
Inercia rigidizador Isl =	0 mm^4			
Inercia rigidizador Isl min=	21589 mm^4			
Alma con rigidizadores longitudinales	**NO REQUIERE**			
espesor rigidizador t rig long=	0 mm			
ancho rigidizador bf rig long=	0 mm			
Inercia rigidizador Isl long=	0 mm^4			
Inercia rigidizador Isl min long=	0 mm^4			
localización del rigidizador desde la alma=	40 mm			

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

15. REACCIONES

IDENTIFICACION DE NUDOS - REACCIONES



CARGAS ULTIMAS

	Node	L/C	Horizontal Fx kg	Vertical Fy kg	Horizontal Fz kg	Moment Mx kg-m	My kg-m	Mz kg-m
Max Fx	4	107 0.9 CM - 1/R QVS/VJ CSX - 0.3/R QVS/VJ CSZ + 1.6 CPG + ND	**737.414**	865.877	-15.476	0.000	0.000	0.000
Min Fx	4	96 1.2 CM + 0.5 CVC + 1/R QVS/VJ CSX + 0.3/R QVS/VJ CSZ + ND	**-748.800**	2028.333	-417.151	0.000	0.000	0.000
Max Fy	7	59 1.2 CM + 1.6 CVC + 0.5 CWT1 + ND	-203.416	**9251.256**	-99.869	0.000	0.000	0.000
Min Fy	2	95 0.9 CM + 1.6 CWT2 + ND	-26.101	**-586.756**	11.510	0.000	0.000	0.000
Max Fz	2	109 0.9 CM 0.3/R QVS/VJ CSX - 1/R QVS/VJ CSZ + 1.6 CPG + ND	-116.681	1551.456	**1013.458**	0.000	0.000	0.000
Min Fz	7	108 1.2 CM + 0.5 CVC + 0.3/R QVS/VJ CSX + 1/R QVS/VJ CSZ + ND	-242.181	5221.195	**-1526.591**	0.000	0.000	0.000
Max Mx	1	53 1.4 CM + ND	27.647	849.335	-79.123	**0.000**	0.000	0.000
Min Mx	1	53 1.4 CM + ND	27.647	849.335	-79.123	**0.000**	0.000	0.000
Max My	1	53 1.4 CM + ND	27.647	849.335	-79.123	0.000	**0.000**	0.000
Min My	1	53 1.4 CM + ND	27.647	849.335	-79.123	0.000	**0.000**	0.000
Max Mz	1	53 1.4 CM + ND	27.647	849.335	-79.123	0.000	0.000	**0.000**
Min Mz	1	53 1.4 CM + ND	27.647	849.335	-79.123	0.000	0.000	**0.000**

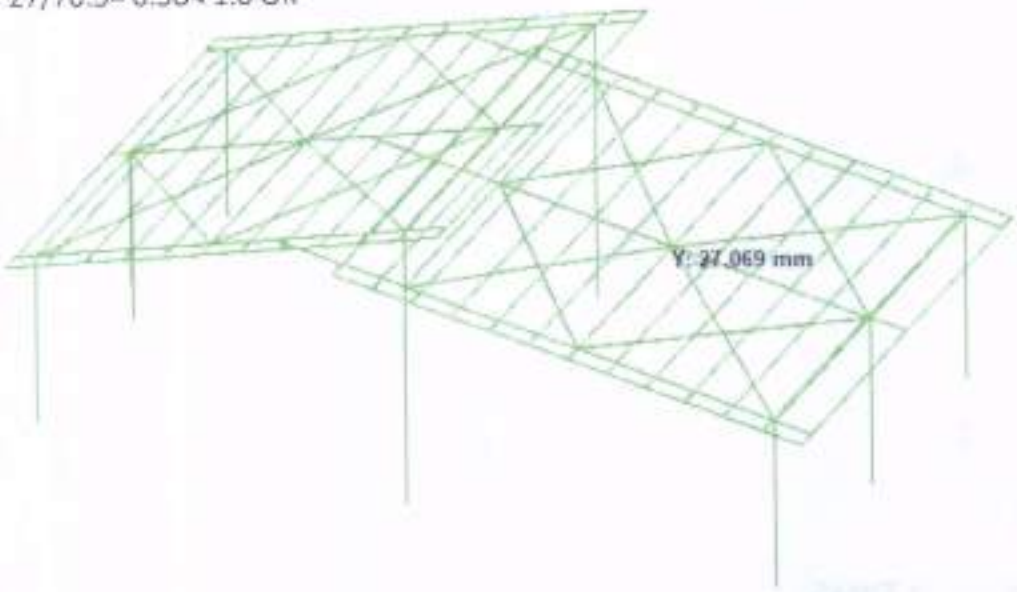
CARGAS ADMISIBLES

	Node	L/C	Horizontal Fx kg	Vertical Fy kg	Horizontal Fz kg	Moment Mx kg-m	My kg-m	Mz kg-m
Max Fx	2	4 CARGA VIVA CUBIERTA	**71.309**	2997.347	2.529	0.000	0.000	0.000
Min Fx	4	1 CSX SISMO ELASTICO X	**-803.822**	-0.032	0.002	0.000	0.000	0.000
Max Fy	7	4 CARGA VIVA CUBIERTA	-71.311	**2997.347**	2.529	0.000	0.000	0.000
Min Fy	7	9 CARGA VIENTO T-Z	60.268	**-2839.845**	58.671	0.000	0.000	0.000
Max Fz	4	9 CARGA VIENTO T-3	0.001	-1290.742	**269.022**	0.000	0.000	0.000
Min Fz	2	2 CSZ SISMO ELASTICO Z	-26.147	496.442	**-1270.044**	0.000	0.000	0.000
Max Mx	1	1 CSX SISMO ELASTICO X	-719.463	-948.579	-10.487	**0.000**	0.000	0.000
Min Mx	1	1 CSX SISMO ELASTICO X	-719.463	-948.579	-10.487	**0.000**	0.000	0.000
Max My	1	1 CSX SISMO ELASTICO X	-719.463	-948.579	-10.487	0.000	**0.000**	0.000
Min My	1	1 CSX SISMO ELASTICO X	-719.463	-948.579	-10.487	0.000	**0.000**	0.000
Max Mz	1	1 CSX SISMO ELASTICO X	-719.463	-948.579	-10.487	0.000	0.000	**0.000**
Min Mz	1	1 CSX SISMO ELASTICO X	-719.463	-948.579	-10.487	0.000	0.000	**0.000**

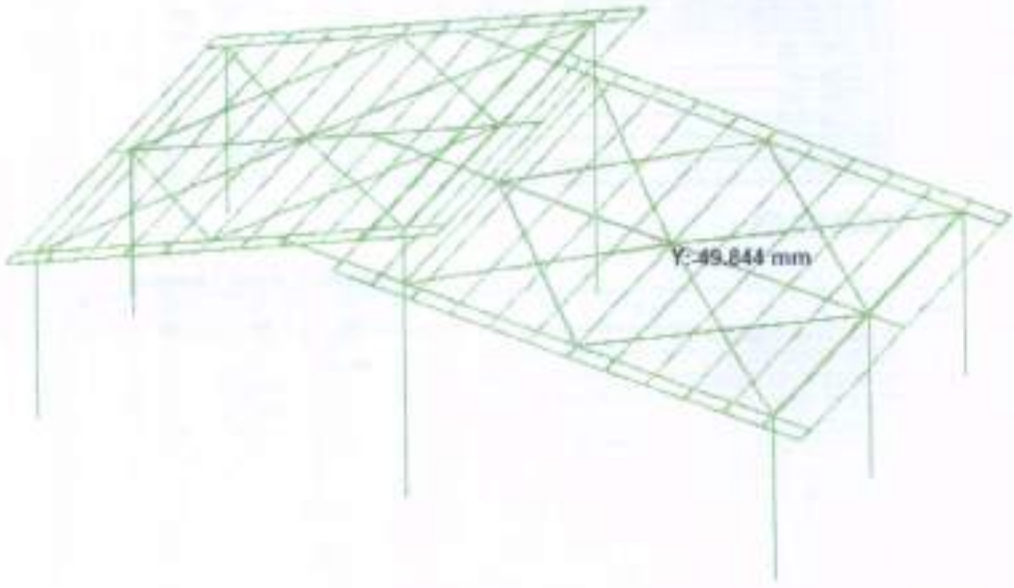
DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

16. DEFLEXIONES

Pergolas Carga muerta:
La máxima deflexión permisible en la viga de 12.7 metros es de 12700 mm / 180 = 70.5 mm, la máxima presentada es de 27 mm, por lo anterior se luego el índice de deformación vertical es de 27/70.5= 0.38< 1.0 OK



Pergolas Carga viva:
La máxima deflexión permisible en la viga de 12.7 metros es de 12700 mm / 360 = 35.3 mm, la máxima presentada es de 35.7 mm, se requiere una contra fleja de 27 mm luego el índice de deformación vertical es de 8.7/35.3 = 0.24< 1.0 OK



DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.

17. CONEXIONES

DISEÑO A CORTE DE UN PERNO (kg) ..

	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4	1 3/8	1 1/2	2
	71	127	198	285	388	507	795	958	1140	2027
A-307-N S	698	1396	2494	3591	4888	6364	9976	12070	14365	25537
A-307-N D	1796	3592	6388	7182	9776	12769	19951	24141	28730	51075
A-307-X S	1122	1955	3117	4485	6110	7980	12469	15088	17956	31923
A-307-X D	2244	3990	6235	8975	12220	15961	24939	30176	35912	63843
A-325-N S	1796	3192	4986	7180	9776	12769	19951	24141	28730	51075
A-325-N D	3591	6384	9976	14365	19552	25537	39902	48280	57459	102150
A-325-X S	2244	3990	6235	8975	12220	15961	24939	30176	35912	63843
A-325-X D	4488	7980	12469	17956	24440	31922	49878	60352	71824	127687
A-490-N S	2244	3990	6235	8975	12220	15961	24939	30176	35912	63843
A-490-N D	4488	7980	12469	17956	24440	31922	49878	60352	71824	127687
A-490-X S	3806	4986	7793	11223	15275	19951	31174	37700	44830	79694
A-490-X D	5611	9976	15587	22446	30550	39902	62347	75440	89760	159609
⊕ roscA-N S (A-37)	868	1543	2411	3471	4725	6173	9643	11667	13886	24686
⊕ roscA-N D (A-37)	1736	3086	4823	6943	9450	12345	19286	23334	27772	49371
⊕ roscA-X S (A-37)	1086	1929	3015	4339	5906	7714	12054	14585	17357	30858
⊕ roscA-X D (A-37)	2170	3857	6027	8679	11813	15429	24108	29170	34715	61716
⊕ varilla SAE 1020 - N S A.C.	1225	2178	3404	4901	6670	8710	13607	16471	19596	34836
⊕ varilla SAE 1020 - N D A.C.	765	1748	2731	3933	5354	6992	10926	13223	15733	27970
⊕ varilla SAE 1020 - X D A.C.	2456	4370	6826	9830	13384	17481	27314	33060	39322	69899
⊕ varilla SAE 1020 - N D A.C.	1867	3486	5403	7866	10707	13985	21861	26460	31482	55939
⊕ varilla SAE 1040 - X S A.C.	1688	3153	4676	6753	9193	11971	18704	22632	26934	47863
⊕ varilla SAE 1040 - N S A.C.	1347	2514	3741	5387	7332	9577	14963	18104	21547	38306
⊕ varilla SAE 1040 - X D A.C.	3567	5965	9552	13467	18330	23941	37408	45264	53866	95745
⊕ varilla SAE 1040 - N D A.C.	2695	4786	7482	10774	14664	19153	29927	36211	43094	76612
⊕ varilla SAE 1045 - X S A.C.	1737	3085	4824	6947	9456	12351	19298	23350	27788	49408
⊕ varilla SAE 1045 - N S A.C.	1389	2470	3860	5558	7565	9881	15438	18680	22231	39527
⊕ varilla SAE 1040 - X D A.C.	3474	6172	9648	13895	18913	24701	38596	46701	55575	98805
⊕ varilla SAE 1045 - N D A.C.	2779	4940	7718	11116	15130	19761	30877	37361	44462	79044

A. TABLA A-A

1 los valores tabulados se recomiendan en el diseño cuando las conexiones fijas, apoyo simple, diafragmas y en cualquier conexión en el cual no se requiera un apriete riguroso del perno.

Para valores de apriete de cuya magnitud, medida en la dirección paralela a la de la fuerza, sea mayor de 0.38 cm.

2. Carga estática

DISEÑO A TENSION DE UN PERNO (kg)

	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4	1 3/8	1 1/2	2
	71	127	198	285	388	507	795	958	1140	2027
A-325 (T rm)	-	5500	8500	12500	17500	23000	32000	38500	46000	46500
A-490 (T rm)	-	7000	11000	16000	22000	29000	40000	50000	57000	57000
A-307	1583	2993	4676	6733	9165	11971	18704	22632	26934	47863
A-325	3567	5586	9552	13467	18330	23941	37408	45264	53866	95745
A-490	4008	7452	11650	16824	22913	29397	46760	56580	67335	119706
⊕ rosc (A-36)	1627	2893	4520	6507	8860	11572	18081	21878	26034	46287
⊕ varilla SAE 1020 - X A.C.	1844	3278	5121	7375	10038	13111	20486	24787	29488	52443
⊕ varilla SAE 1020 - N A.C.	1475	2622	4097	5900	8030	10488	16389	19830	23591	41954
⊕ varilla SAE 1040 - X A.C.	4599	8488	7014	10100	13749	17956	28056	33948	40401	71824
⊕ varilla SAE 1040 - N A.C.	3093	3591	561	8080	10998	14365	22445	27156	32321	57459
⊕ varilla SAE 1045 - X A.C.	3605	4632	7237	10421	14184	18526	28947	35035	41684	74104
⊕ varilla SAE 1045 - N A.C.	2884	5705	5599	8337	11347	14821	23158	28081	33347	59283

A. TABLA A-B

DISEÑO A DESLIZAMIENTO CRITICO DE UN PERNO (kg) clase A μ=0.33

			3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4	1 3/8	1 1/2
			71	127	198	285	388	507	795	958	1140
A-325 (T rm)	TIPO DE	TIPO DE	-	3500	5500	7900	10700	13900	20000	24000	28500
A-490 (T rm)	PERF.	CARGA	-	7000	11000	16000	22000	29000	40000	50000	57000
A-325	STD	S	-	2551	3170	4461	6374	8577	11033	14367	17340
		D	-	4102	5339	7523	10752	17153	18566	23713	28620
	OVSIZE	S	-	1743	2674	3762	5547	7990	10140	13265	14738
		D	-	3487	3385	7524	11054	14580	20280	24406	29476
	SSLP	S	-	1436	2213	3263	4668	6304	8353	10060	12138
		D	-	2871	4426	6526	9136	12007	16705	20089	24276
	LSLT	S	-	1291	1903	2797	3819	5146	7142	8614	10404
		D	-	2582	3804	5594	7637	10292	14315	17228	20808
A-490	STD	S	-	3503	4170	5904	8004	10814	13753	20510	24854
		D	-	5221	8254	11853	16408	21628	34307	41019	49638
	OVERSIZE	S	-	2819	3451	5071	6875	9139	14580	17433	21037
		D	-	3459	6903	10145	13940	18364	29161	34866	42073
	LSLP	S	-	1857	2871	4176	5745	7570	12007	14357	17468
		D	-	3654	5743	8353	11485	15140	24015	28713	34979
	LSLT	S	-	1566	2461	3560	4922	6466	10259	12308	14971
		D	-	3120	4923	7160	9840	12977	20564	24611	29961

clase A μ=0.33 (superficies sin ningún tipo de tratamiento de limpieza o con pintar o superficies de acero limpiadas con chorro)

Todos demás tipos de pintura de fricción

B. TABLA A-C

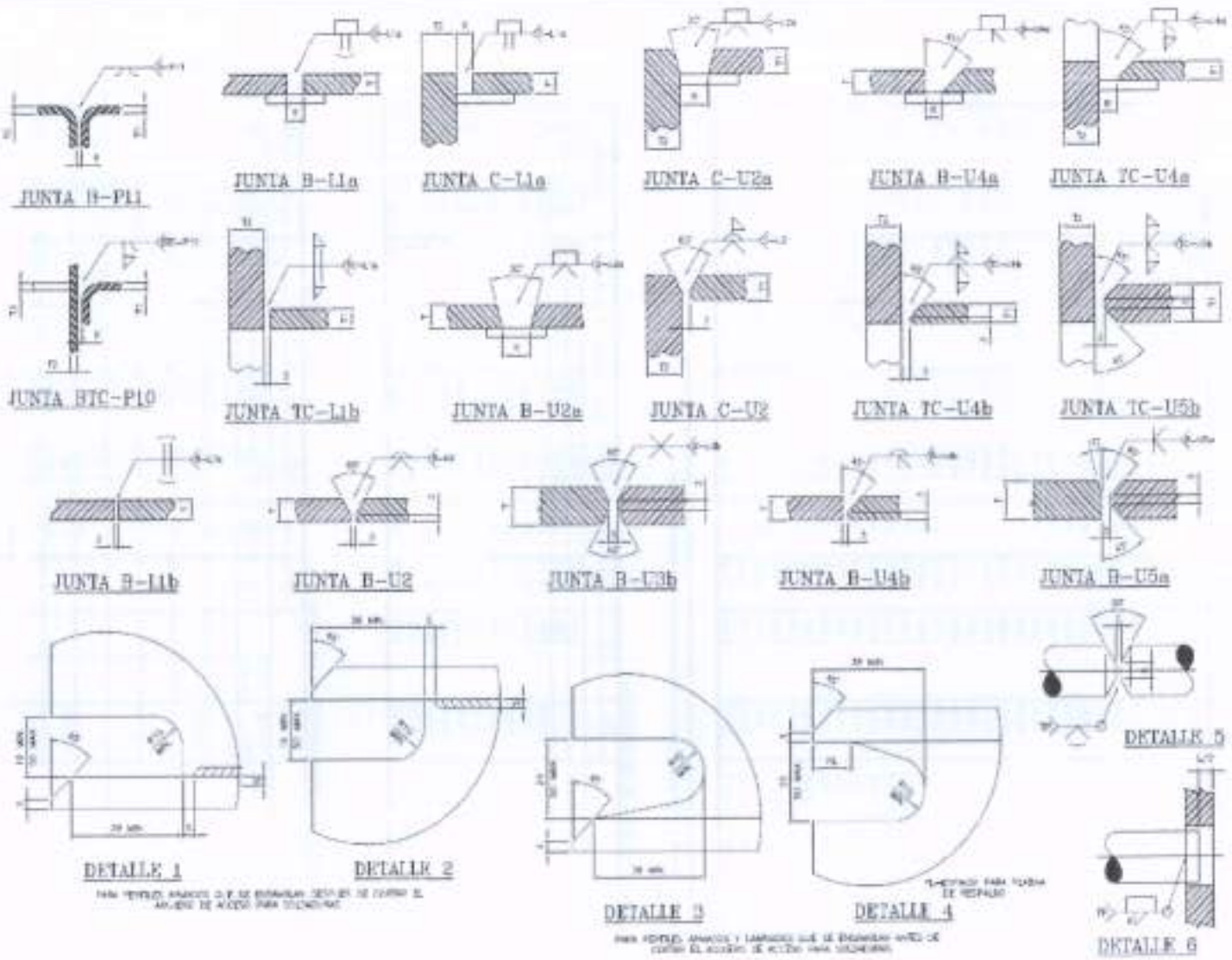
STD agujero estándar

OVERSIZE agujeros agrandados de ranura corta

LSLP agujeros de ranura larga transversales a la dirección de la carga

LSLT agujeros de ranura larga paralelos a la dirección de la carga

DAVL


JUNTA B-P11
JUNTA B-L1a
JUNTA C-L1a
JUNTA C-U2a
JUNTA B-U4a
JUNTA TC-U4a
JUNTA BTC-P10
JUNTA TC-L1b
JUNTA B-U2a
JUNTA C-U2
JUNTA TC-U4b
JUNTA TC-U5b
JUNTA B-L1b
JUNTA B-U2
JUNTA B-U3b
JUNTA B-U4b
JUNTA B-U5a
DETALLE 1
DETALLE 2
DETALLE 3
DETALLE 4
DETALLE 5
DETALLE 6

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCION

DISTANCIAS MIN. AL BORDE

EQUIVALENCIA EN PULGADAS	SIMBOLOGIA	EQUIVALENCIA EN mm	ANGULOS-IPE-CANALES PERFILES ORIGINALES ELEMENTOS DE BORDES LAMINADOS 1.25 x PERF. ø	ELEMENTOS DE BORDES CIZALLADOS 1.5 x PERF. ø
1"		25.4	32	38
7/8"		22.225	28	34
3/4"		19.05	24	29
5/8"		15.875	20	24
1/2"		12.7	16	20
3/8"		9.525	12	15

CONDICIÓN DE PRETENSIONADO POR GIRO DE TUERCAS[a,b]			
LONGITUD DEL PERNO (L) [c]	DISPOSICIÓN DE LA CARA EXTERIOR DE LAS PARTES ATORNILLADAS		
	AMBAS CARAS PERPENDICULARES AL EJE DEL TORNILLO	UNA CARA NORMAL AL EJE DEL TORNILLO Y OTRA CON PENDIENTE NO MAYOR DE 1:20 [d]	AMBAS CARAS CON PEND. NO MAYOR DE 1:20 MEDIDA DESDE LA LÍNEA PERPENDICULAR AL EJE DEL TORNILLO HACIA ESTE [d]
L menor que 4D	1/3 de vuelta	1/2 vuelta	2/3 de vuelta
L mayor que 4D y menor que 8D	1/2 vuelta	2/3 de vuelta	5/6 de vuelta
L mayor que 8D pero menor que 12D	2/3 de vuelta	5/6 de vuelta	1 vuelta

a: La rotación es relativa al perno independientemente del elemento que sea girado (Tuerca o cabeza del tornillo). Para rotaciones de tuerca requeridas de 1/2 vuelta o menores, la tolerancia es de más o menos 30 grados; para rotaciones requeridas de 2/3 y más, la tolerancia es de más o menos 45 grados.

b: Aplicable solo para conexiones en las cuales todo el material sea acero.

c: Cuando la longitud del perno excede 12D, la rotación de la tuerca requerida será determinada con una prueba usando un calibrador de tensión.

d: Cuando no se usan arandelas en cuña.

TABLA F.2.10.2-4 TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA DE FILETE

ESPESOR DE LA PARTE UNIDA MÁS DELGADA (mm)	TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA DE FILETE (a) (mm)
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

(a) Dimensión del lado de la soldadura de filete, se debe utilizar soldaduras de paso simple.

TABLA F.2.10.3-3 DIMENSIONES NOMINALES DE LAS PERFORACIONES PERNOS CON DIÁMETRO EN PULGADAS

ESPESOR DE LA PARTE UNIDA MÁS DELGADA (mm)	DIMENSIONES DE LAS PERFORACIONES			
	PERFORACIÓN ESTÁNDAR mm	PERFORACIÓN AGRANDADA mm	RANURA CORTA (ANCHO X LARGO) mm	RANURA LARGA (ANCHO X LARGO) mm
12.7 (1/2")	14.3	15.9	14.3 X 17.5	14.3 X 31.8
15.9 (5/8")	17.5	20.6	17.5 X 22.2	17.5 X 39.7
19.1 (3/4")	20.6	23.8	20.6 X 25.4	20.6 X 47.6
22.2 (7/8")	23.8	27.0	23.8 X 28.6	23.8 X 55.6
25.4 (1")	27.0	31.8	27.0 X 33.3	27.0 X 63.5
>= 31.2 (>=1"- 1/8)	d + 3.2	d + 7.9	(d + 3.2) X (d + 9.5)	(d + 3.2) X (d x 2.5)

TABLA F.3.1.4-3 PROPIEDADES MECÁNICAS PARA SOLDADURAS DE DEMANDA CRÍTICA

PROPIEDADES	CALIFICACION	
	480 MPa	550 MPa
Esfuerzo de fluencia, (MPa)	400 min.	470 min.
Resistencia última, (MPa)	480 min.	550 min.
Alargamiento, %	22 min.	19 min.
Tenacidad Charpy, (J)	54 min @ 20°C b,c	

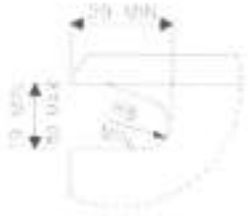
(b) Para temperatura de servicio mínima esperada de 10°C. Para temperaturas menores consultar AWS D 1.8, numeral 6.3.6.

(c) Los ensayos realizados de acuerdo con AWS D 1.8 anexo A que cumplan con 54 J a temperaturas menores que 20°C también cumplen estos requisitos.

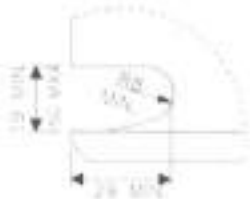
DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

TABLA F.2.10.2-3 ESPESOR MÍNIMO DE LA GARGANTA EFECTIVA
(APLICA SOLO PARA JUNTAS DE PARCIAL PENETRACIÓN)

ESPESOR DE LA PARTE UNIDA MÁS DELGADA (mm)	ESPESOR MÍNIMO DE GARGANTA EFECTIVA (mm)
Hasta 6.4 inclusive	3
Entre 6.4 y 12.7	5
Entre 12.7 y 19.1	6
Entre 19.1 y 38.1	8
Entre 38.1 y 57.2	10
Entre 57.2 y 152.4	13
Mayor que 152.4	16

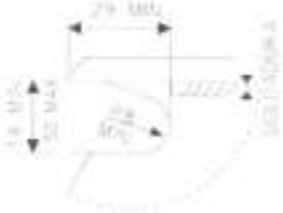


DETALLE 1

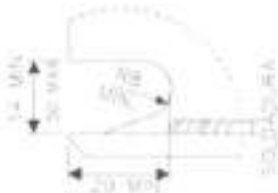


DETALLE 2

PARA PERFILES ARMADOS Y LAMINADOS QUE SE ENSAMBLAN ANTES DE CORTAR EL AGUJERO DE ACCESO PARA SOLDADURAS
SE REQUIERE PULIR EL AGUJERO DE ACCESO PARA SOLDADURA DESPUES DE CORTE



DETALLE 3



DETALLE 4

PARA PERFILES ARMADOS QUE SE ENSAMBLAN DESPUES DE CORTAR EL AGUJERO DE ACCESO PARA SOLDADURAS
SE REQUIERE PULIR EL AGUJERO DE ACCESO PARA SOLDADURA DESPUES DE CORTE

PERFIL	Denominación	B (mm)	T (mm)	Peso w (kg/m)	A (mm2)	X = y (mm)	resistance	FILLET	tension (kg)	LONGITUD SOLDADURA		
										L TOTAL (mm)	L1 LADO CERCANO (mm)	L2 LADO LEJANO (mm)
ANGULO ALETAS IGUALES	1 x 1/8	25.4	3.175	1.19	148	7.6	35	3	4662	99	30	69
ANGULO ALETAS IGUALES	1 x 3/16	25.4	4.76	1.73	218	8.1	35	4	6867	116	37	79
ANGULO ALETAS IGUALES	1 x 1/4	25.4	6.35	2.22	284	8.6	35	5	8945	107	36	70
ANGULO ALETAS IGUALES	1 1/2 x 1/8	38.1	3.175	1.82	232	10.6	35	3	7308	155	43	112
ANGULO ALETAS IGUALES	1 1/2 x 3/16	38.1	4.76	2.68	342	11.1	35	4	10773	183	53	129
ANGULO ALETAS IGUALES	1 1/2 x 1/4	38.1	6.35	3.48	445	11.9	35	5	14019	167	52	115
ANGULO ALETAS IGUALES	1 3/4 x 1/8	44.45	3.175	2.14	272	12.3	35	3	8568	182	50	132
ANGULO ALETAS IGUALES	1 3/4 x 3/16	44.45	4.76	3.15	401	12.9	35	4	12632	214	62	152
ANGULO ALETAS IGUALES	1 3/4 x 1/4	44.45	6.35	4.12	525	13.4	35	5	16539	197	58	139
ANGULO ALETAS IGUALES	2 x 1/8	50.8	3.175	2.46	309	13.9	35	3	9734	207	57	150
ANGULO ALETAS IGUALES	2 x 3/16	50.8	4.76	3.63	457	14.4	35	4	14396	244	69	175
ANGULO ALETAS IGUALES	2 x 1/4	50.8	6.35	4.75	607	14.9	35	5	19121	228	67	161
ANGULO ALETAS IGUALES	2 1/2 x 1/8	63.5	3.175	3.1	393	17	35	3	12380	263	70	193
ANGULO ALETAS IGUALES	2 1/2 x 3/16	63.5	4.76	4.57	580	17.5	35	4	18270	310	85	224
ANGULO ALETAS IGUALES	2 1/2 x 1/4	63.5	6.35	6.1	768	18.2	35	5	24129	287	82	205
ANGULO ALETAS IGUALES	3 x 1/4	76.2	6.35	7.29	930	21.3	35	5	29295	349	98	251
ANGULO ALETAS IGUALES	3 x 5/16	76.2	7.94	9.08	1150	22	35	7	36225	333	96	237
ANGULO ALETAS IGUALES	3 x 3/8	76.2	9.53	10.71	1360	22.6	35	9	42840	320	95	225
ANGULO ALETAS IGUALES	3 x 1/2	76.2	12.7	13.99	1770	23.8	35	12	55755	304	94	210
ANGULO ALETAS IGUALES	4 x 1/4	101.6	6.35	9.82	1250	27.7	35	5	39375	469	128	341
ANGULO ALETAS IGUALES	4 x 5/16	101.6	7.94	12.2	1550	28.4	35	7	48825	448	125	323
ANGULO ALETAS IGUALES	4 x 3/8	101.6	9.53	14.58	1850	28.9	35	9	58275	435	124	312
ANGULO ALETAS IGUALES	4 x 1/2	101.6	12.7	19.5	2440	30	35	12	76860	419	124	295
ANGULO ALETAS IGUALES	5 X 5/16	127	7.9	15.3	1950	34.7	35	7	61425	567	155	412
ANGULO ALETAS IGUALES	5 X 3/8	127	9.5	18.3	2330	35.3	35	9	73395	550	153	397
ANGULO ALETAS IGUALES	5 X 7/16	127	11	21.3	2700	35.8	35	10	85050	542	153	389
ANGULO ALETAS IGUALES	5 X 1/2	127	12.7	24.1	3060	36.4	35	12	96390	525	150	375
ANGULO ALETAS IGUALES	5 X 5/8	127	15.9	29.8	3780	37.6	35	15	119070	509	151	359
ANGULO ALETAS IGUALES	5 X 3/4	127	19	35.1	4480	38.7	35	18	141120	500	152	347
ANGULO ALETAS IGUALES	5 X 7/8	127	22.2	40.5	5150	39.8	35	21	162225	488	153	335
ANGULO ALETAS IGUALES	6 X 5/16	152	7.9	18.5	2360	40.9	35	7	74340	687	185	502
ANGULO ALETAS IGUALES	6 X 3/8	152	9.5	22.2	2810	41.5	35	9	88515	664	181	482
ANGULO ALETAS IGUALES	6 X 7/16	152	11.1	25.6	3260	42.1	35	10	102690	648	179	469
ANGULO ALETAS IGUALES	6 X 1/2	152	12.7	29.2	3710	42.7	35	12	116865	637	179	458
ANGULO ALETAS IGUALES	6 X 5/16	152	14.3	32.6	4150	43.3	35	13	130725	626	178	449
ANGULO ALETAS IGUALES	6 X 5/8	152	15.9	36	4590	43.9	35	15	144585	618	178	440
ANGULO ALETAS IGUALES	6 X 3/4	152	19	42.7	5440	45	35	18	171360	607	180	427
ANGULO ALETAS IGUALES	6 X 7/8	152	22.2	49.3	6280	46.1	35	21	197820	595	180	414
ANGULO ALETAS IGUALES	6 X 1	152	25.4	55.7	7100	47.2	35	24	223650	584	181	403
ANGULO ALETAS IGUALES	8 X 1/2	203	12.7	38.3	5000	55.5	35	12	157500	856	235	623
ANGULO ALETAS IGUALES	8 X 9/16	203	14.3	44	5600	56	35	13	176400	845	233	612
ANGULO ALETAS IGUALES	8 X 5/8	203	15.9	48.7	6200	56.6	35	15	195300	835	233	602
ANGULO ALETAS IGUALES	8 X 3/4	203	19	57.9	7380	57.8	35	18	232470	823	234	589
ANGULO ALETAS IGUALES	8 X 7/8	203	22.2	67	8540	58.9	35	21	269010	809	235	574
ANGULO ALETAS IGUALES	8 X 1	203	25.4	75.9	9680	60.1	35	24	304920	796	236	561
ANGULO ALETAS IGUALES	8 X 1 1/8	203	28.6	84.7	10800	61.2	35	28	340200	788	237	549

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Tabla F.3.1.4-1
Valores de R_y y R_t para aceros y concreto

Aplicación	R_y	R_t
Secciones laminadas en caliente en barras:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Grado 36	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Grado 50 o 55,	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Grado 50, 60 o 65	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M,	1.1	1.1
ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grado 55	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Grado 50	1.2	1.1
• ASTM A529 Grado 50	1.2	1.2
• ASTM A529 Grado 55	1.1	1.2
Perfiles tubulares estructurales (PTE):		
• ASTM A500 (Grado B o C), ASTM A 501	1.4	1.3
Tubería de acero:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2

Aplicación	R_y	R_t
Placas y láminas:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Grado 36	1.3	1.1
• ASTM 1011 HSLA Grado 50	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Grado 42	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Grado 50 o 55,	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
Acero de refuerzo:		
• ASTM A615, A706	1.25	1.25
Concreto:		
• Concreto estructural	Ver ASCE/SEI 41-06	Ver ASCE/SEI 41-06

Tabla F.3.1.4-3
Propiedades mecánicas para soldaduras de demanda crítica

Propiedades	Clasificación	
	480 MPa	550 MPa
Esfuerzo de fluencia, (MPa)	400 min	470 min
Resistencia última, (MPa)	480 min	550 min
Alargamiento, %	22 min	19 min
Tenacidad Charpy, (J)	54 min @ 20°C [1] [2]	

[1] Para temperatura de servicio mínima esperada de 10°C. Para temperaturas menores consultar AWS D 1.8, numeral 6.3.6.
[2] Los ensayos realizados de acuerdo con AWS D 1.8 anexo A que cumplan con 54 J a temperaturas menores que 20°C también cumplen estos requisitos.

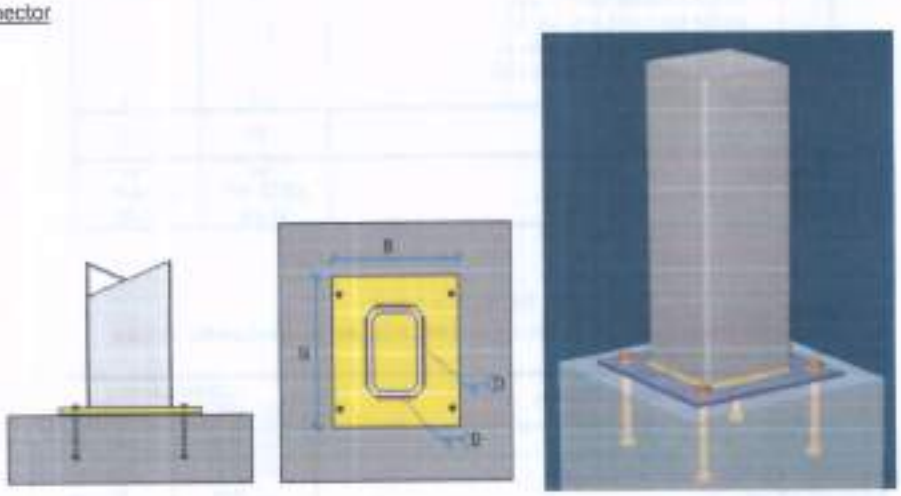
Conexiones Metálicas Reporte detallado

Conexión: 1 - ANCLAJE COL PT200X200X7

Familia:	Columna - Base (CB)
Tipo:	Base plate
Descripción:	ANCLAJE COL PT200X200X7

Datos generales

Conector



Miembros

Columna

Tipo de columna	:	Miembro prismático
Sección	:	TUB 200X200X7
Material	:	A500 GrC rectangular
Excentricidad longitudinal	:	0 mm

Placa base

Placa base

Forma de placa	:	Rectangular
Tipo de conexión	:	No rigidizada
Posición respecto al apoyo	:	Centro

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

N: Dimensión longitudinal	:	340 mm
B: Dimensión transversal	:	340 mm
Espesor	:	8 mm
Material	:	A36
Tipo de soldadura de la columna	:	Filete
Soldadura de la columna	:	E70XX
D: Tamaño de soldadura a la columna (1/16 in)	:	3
Sobrescribir relación A2/A1	:	No
Incluir llave de corte	:	No
Soporte		
Con pedestal	:	No
Dimensión longitudinal	:	450 mm
Dimensión transversal	:	450 mm
Espesor	:	300 mm
Material	:	C 3-40
Incluir lechada	:	No
Ancla		
Posición de las anclas	:	Posición longitudinal
Número de filas por lado	:	1
Número anclas por fila	:	2
Distancia longitudinal al borde de la placa	:	40 mm
Distancia transversal al borde de la placa	:	40 mm
Tipo de ancla	:	Con cabeza
Tipo de cabeza	:	Hexagonal
Incluir tuerca de seguridad	:	No
Ancla	:	5/8"
Profundidad efectiva de embebido	:	150 mm
Longitud total	:	178.955 mm
Material	:	F1554 Gr105
Fy	:	0.724 kN/mm2
Fu	:	0.862 kN/mm2
Concreto agrietado	:	Si
Acero frágil	:	Si
Anclas soldadas a la placa	:	No
Incluir placas de apoyo	:	No
Refuerzo para ancla		
Tipo de refuerzo	:	Primaria
Refuerzo para tensión	:	Si
Tamaño de la barra a tensión	:	no. 4
Grado de barra a tensión	:	0.4 kN/mm2
Número de barras a tensión	:	4
Refuerzo para corte	:	Si
Tamaño de la barra a corte	:	no. 4
Grado de barra a corte	:	0.4 kN/mm2
Número de barras de corte en dirección del eje mayor	:	4

Número de barras de corte en dirección del eje menor : 4

Código de diseño: AISC 360-16 LRFD, ACI 318-08

Solicitaciones

Descripción	Pu [kN]	Mu22 [kN*m]	Mu33 [kN*m]	Vu2 [kN]	Vu3 [kN]	Tipo de carga
CU1	-52.00	0.00	0.00	6.00	2.00	Design
CU2	-53.00	0.00	0.00	-7.00	2.00	Design
CU3	-91.00	0.00	0.00	-2.00	-1.00	Design
CU4	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
CU5	-15.00	0.00	0.00	-1.00	10.00	Design
CU6	-51.00	0.00	0.00	-2.00	-11.00	Design
CU7	-34.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	Design
CU8	-34.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	Design
CU9	-34.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	Design
CU10	-34.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	Design
CU11	-34.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	Design
CU12	-34.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	Design

Cálculos de diseño

Diseño en el eje mayor

Placa base (AISC 360-16 LRFD)

Consideraciones geométricas

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Min.	Max.	Est.
Placa base					
Distancia del ancla al borde	[mm]	32.06	6.35	–	✓
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	3	–	✓

Verificación de diseño

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Rel.
Base de concreto					
Aplastamiento por axial DG1 3.1.1	[KN/mm2]	0.02	0.00	CU3	0.05
Placa base					
Flexión en fluencia (interfaz de aplastamiento) DG1 Sec 3.1.2	[KN*m/m]	3.57	2.21	CU3	0.62
Flexión en fluencia (interfaz de tensión) DG1 Eq. 3.3.13	[KN*m/m]	3.57	0.75	CU4	0.21
Columna					
Resistencia de la soldadura HSS Manual p. 7-10	[KN/m]	1097.08	14.88	CU4	0.01
Interacción de corte y axial en la soldadura Sec. J2.4	[KN/m]	731.39	19.55	CU2	0.03
Relación	**0.62**				

Anclas

Consideraciones geométricas

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Min.	Max.	Est.
Anclas					
Espaciamiento entre anclas Sec. D.8.1	[mm]	260.00	63.50	--	✓
Recubrimiento de concreto Sec. 7.7.1	[mm]	87.06	76.20	--	✓
Longitud efectiva	[mm]	160.32	--	289.68	✓

Verificación de diseño

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Rel.

Tensión en anclas	[KN]	81.68	1.50	CU4	0.02
Eq. D-3					
Extracción por deslizamiento de ancla en tensión	[KN]	33.94	1.50	CU4	0.04
Sec. D.4.1.1					
Refuerzo de grupo de anclas a tensión	[KN]	154.84	6.00	CU4	0.04
Sec. D.5.2.9,					
D.6.2.9					
Corte en el ancla	[KN]	45.24	1.75	CU2	0.04
Eq. D-20					
Desprendimiento de ancla a corte	[KN]	49.11	1.75	CU2	0.04
Sec. D.4.1.1					
Desprendimiento de grupo de anclas a corte	[KN]	142.07	7.00	CU2	0.05
Sec. D.4.1.1					
Refuerzo de grupo de anclas a corte	[KN]	154.84	7.00	CU2	0.05
Sec. D.5.2.9,					
D.6.2.9					

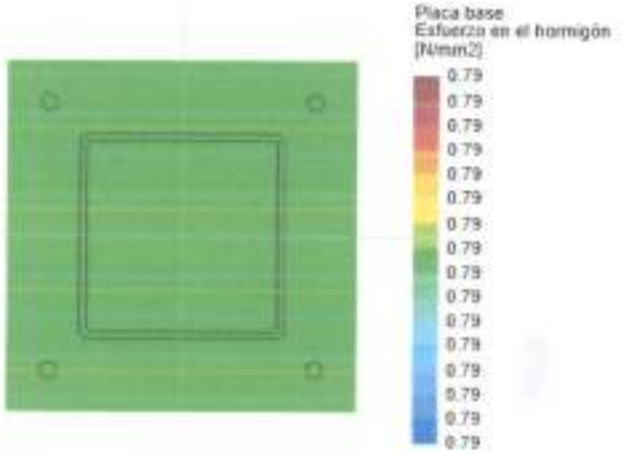
Relación	**0.05**

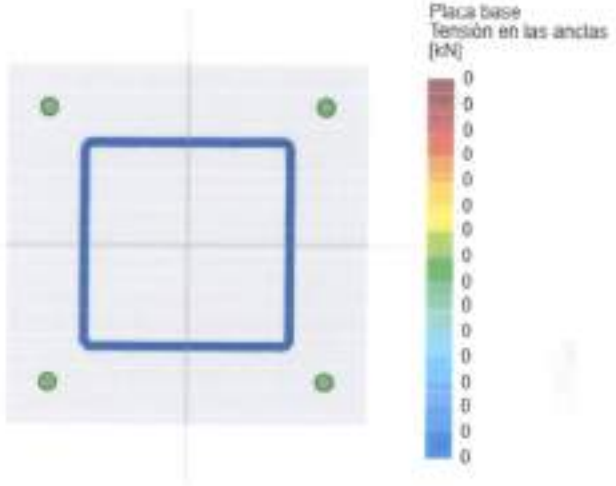
Relación de resistencia critica global	**0.62**

Eje mayor

Máxima compresión (CU3)

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN





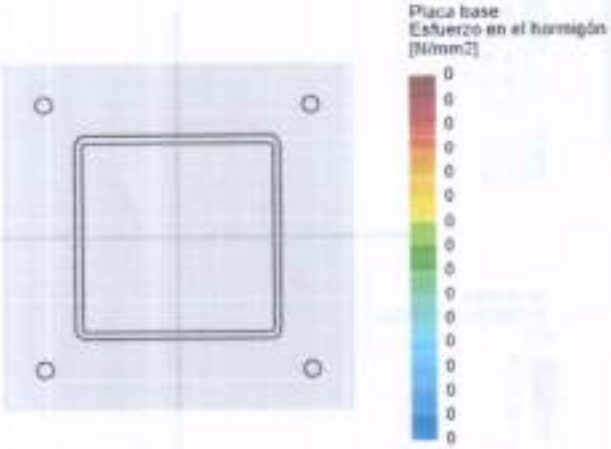
Máximo esfuerzo en el concreto	0.79	[N/mm2]
Mínimo esfuerzo en el concreto	0.79	[N/mm2]
Máxima tensión en las anclas	0.00	[kN]
Mínima tensión en las anclas	0.00	[kN]
Ángulo del eje neutro	0.00	[deg]
Ubicación del eje neutro	1E33	[mm]
Longitud de aplastamiento	340.00	[mm]

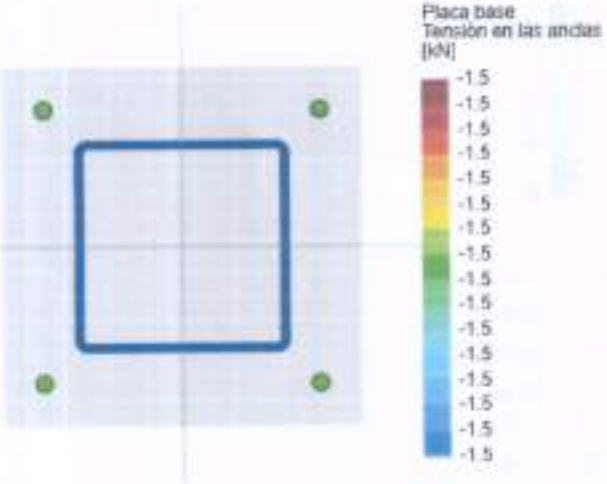
Tensiones en anclas

Ancla	Transversal [mm]	Longitudinal [mm]	Corte [kN]	Tensión [kN]

1	-130.00	-130.00	-0.50	0.00
2	-130.00	130.00	-0.50	0.00
3	130.00	130.00	-0.50	0.00
4	130.00	-130.00	-0.50	0.00

Máxima tensión (CU4)





Máximo esfuerzo en el concreto	0.00	[N/mm2]
Mínimo esfuerzo en el concreto	0.00	[N/mm2]
Máxima tensión en las anclas	1.50	[kN]
Mínima tensión en las anclas	1.50	[kN]
Ángulo del eje neutro	0.00	[deg]
Ubicación del eje neutro	-1E33	[mm]
Longitud de aplastamiento	0.00	[mm]

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Tensiones en anclas

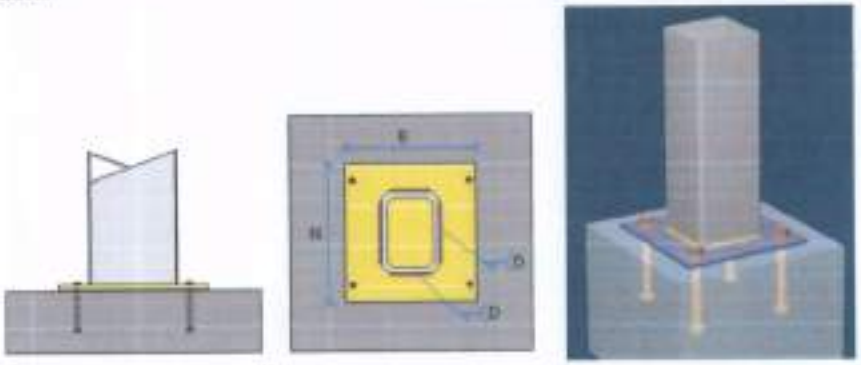
Ancla	Transversal [mm]	Longitudinal [mm]	Corte [kN]	Tensión [kN]
1	-130.00	-130.00	0.00	1.50
2	-130.00	130.00	0.00	1.50
3	130.00	130.00	0.00	1.50
4	130.00	-130.00	0.00	1.50

Conexión: 2 - ANCLAJE COL PT150X150X6

Familia:	Columna - Base (CB)
Tipo:	Base plate
Descripción:	ANCLAJE COL PT150X150X6

Datos generales

Conector



Miembros

Columna

Tipo de columna	:	Miembro prismático
Sección	:	TUB 150x6
Material	:	A500 GrC rectangular
Excentricidad longitudinal	:	0 mm

Placa base

Placa base

Forma de placa	:	Rectangular
Tipo de conexión	:	No rigidizada
Posición respecto al apoyo	:	Centro
N: Dimensión longitudinal	:	290 mm
B: Dimensión transversal	:	290 mm
Espesor	:	8 mm
Material	:	A36
Tipo de soldadura de la columna	:	Filete
Soldadura de la columna	:	E70XX
D: Tamaño de soldadura a la columna (1/16 in)	:	3

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Sobrescribir relación A2/A1	:	No
Incluir llave de corte	:	No
Soporte		
Con pedestal	:	No
Dimensión longitudinal	:	400 mm
Dimensión transversal	:	400 mm
Espesor	:	300 mm
Material	:	C 3-40
Incluir lechada	:	No
Ancla		
Posición de las anclas	:	Posición longitudinal
Número de filas por lado	:	1
Número anclas por fila	:	2
Distancia longitudinal al borde de la placa	:	40 mm
Distancia transversal al borde de la placa	:	40 mm
Tipo de ancla	:	Con cabeza
Tipo de cabeza	:	Hexagonal
Incluir tuerca de seguridad	:	No
Ancla	:	5/8"
Profundidad efectiva de embebido	:	150 mm
Longitud total	:	178.955 mm
Material	:	F1554 Gr105
Fy	:	0.724 kN/mm2
Fu	:	0.862 kN/mm2
Concreto agrietado	:	Si
Acero frágil	:	Si
Anclas soldadas a la placa	:	No
Incluir placas de apoyo	:	No
Refuerzo para ancla		
Tipo de refuerzo	:	Primaria
Refuerzo para tensión	:	Si
Tamaño de la barra a tensión	:	no. 4
Grado de barra a tensión	:	0.4 kN/mm2
Número de barras a tensión	:	4
Refuerzo para corte	:	Si
Tamaño de la barra a corte	:	no. 4
Grado de barra a corte	:	0.4 kN/mm2
Número de barras de corte en dirección del eje mayor	:	4
Número de barras de corte en dirección del eje menor	:	4

Código de diseño: AISC 360-16 LRFD, ACI 318-08

Solicitaciones

Descripción	Pu	Mu22	Mu33	Vu2	Vu3	Tipo de carga

	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[kN]	[kN]	
CU1	-8.00	0.00	0.00	7.00	0.00	Design
CU2	-20.00	0.00	0.00	-7.00	-4.00	Design
CU3	-42.00	0.00	0.00	0.00	-7.00	Design
CU4	5.00	0.00	0.00	-5.00	-1.00	Design
CU5	-20.00	0.00	0.00	-2.00	7.00	Design
CU6	-42.00	0.00	0.00	0.00	-7.00	Design
CU7	-8.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	Design
CU8	-8.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	Design
CU9	-8.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	Design
CU10	-8.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	Design
CU11	-8.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	Design
CU12	-8.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	Design

Cálculos de diseño

Diseño en el eje mayor

Placa base (AISC 360-16 LRFD)

Consideraciones geométricas

Dimensiones Referencias	Unidad	Valor	Min.	Max.	Est.
Placa base					
Distancia del ancla al borde	[mm]	32.06	6.35	–	✓
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	3	2	–	✓

Verificación de diseño

Verificación Referencias	Unidad	Capacidad	Solicitación	EC ctrl	Rel.
Base de concreto					
Aplastamiento por axial DG1 3.1.1	[KN/mm2]	0.02	0.00	CU3	0.03
Placa base					

Flexión en fluencia (interfaz de aplastamiento) DG1 Sec 3.1.2	[KN*m/m]	3.57	1.36	CU3	0.38
Flexión en fluencia (interfaz de tensión) DG1 Eq. 3.3.13	[KN*m/m]	3.57	0.63	CU4	0.17
Columna					
Resistencia de la soldadura HSS Manual p. 7-10	[KN/m]	1097.08	12.70	CU4	0.01
Interacción de corte y axial en la soldadura Sec. J2.4	[KN/m]	731.39	26.52	CU1	0.04
Relación	**0.38**				

Anclas

Consideraciones geométricas

Dimensiones **Referencias**	**Unidad**	**Valor**	**Min.**	**Max.**	**Est.**
Anclas					
Espaciamiento entre anclas Sec. D.8.1	[mm]	210.00	63.50	–	✓
Recubrimiento de concreto Sec. 7.7.1	[mm]	87.06	76.20	–	✓
Longitud efectiva	[mm]	160.32	–	289.68	✓

Verificación de diseño

Verificación **Referencias**	**Unidad**	**Capacidad**	**Solicitación**	**EC ctrl**	**Rel.**
Tensión en anclas Eq. D-3	[KN]	81.68	1.25	CU4	0.02
Extracción por deslizamiento de ancla en tensión Sec. D.4.1.1	[KN]	33.94	1.25	CU4	0.04
Refuerzo de grupo de anclas a tensión Sec. D.5.2.9,	[KN]	154.84	5.00	CU4	0.03

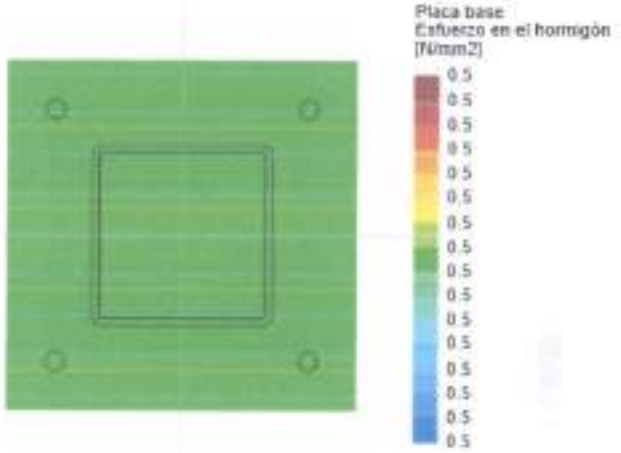
D.6.2.9

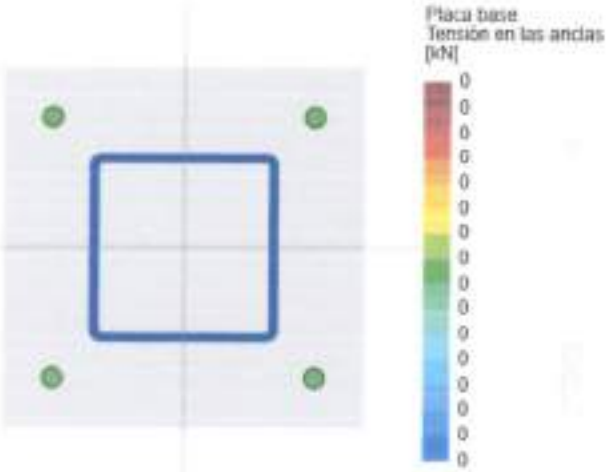
Corte en el ancla	[KN]	45.24	1.75	CU1	0.04
Eq. D-20					
Desprendimiento de ancla a corte	[KN]	49.11	1.75	CU1	0.04
Sec. D.4.1.1					
Desprendimiento de grupo de anclas a corte	[KN]	132.00	7.00	CU1	0.05
Sec. D.4.1.1					
Refuerzo de grupo de anclas a corte	[KN]	154.84	7.00	CU1	0.05
Sec. D.5.2.9,					
D.6.2.9					
Interacción tensión corte	[KN]	1.20	0.00	CU4	0.00
Sec. D.7					
Relación	**0.05**				
Relación de resistencia crítica global	**0.38**				

Eje mayor

Máxima compresión (CU3)

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN





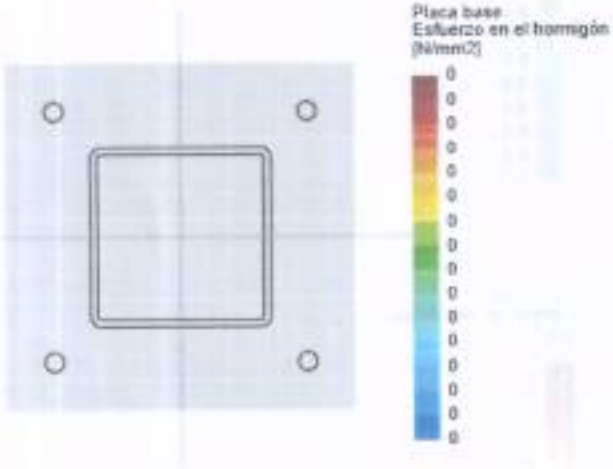
Máximo esfuerzo en el concreto	0.50	[N/mm2]
Mínimo esfuerzo en el concreto	0.50	[N/mm2]
Máxima tensión en las anclas	0.00	[kN]
Mínima tensión en las anclas	0.00	[kN]
Ángulo del eje neutro	0.00	[deg]
Ubicación del eje neutro	1E33	[mm]
Longitud de aplastamiento	290.00	[mm]

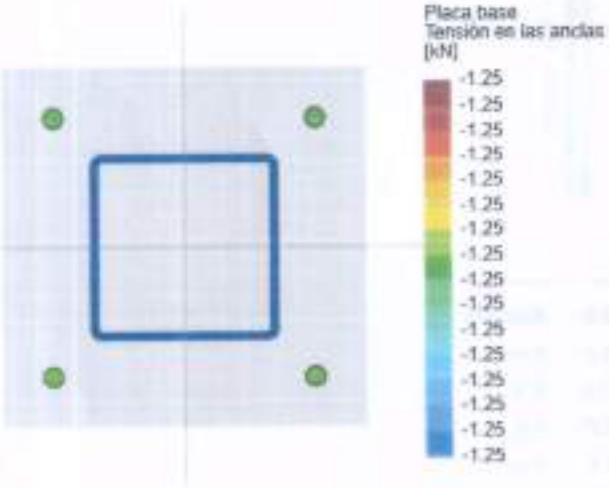
Tensiones en anclas

Ancla	Transversal [mm]	Longitudinal [mm]	Corte [kN]	Tensión [kN]

1	-105.00	-105.00	0.00	0.00
2	-105.00	105.00	0.00	0.00
3	105.00	105.00	0.00	0.00
4	105.00	-105.00	0.00	0.00

Máxima tensión (CU4)





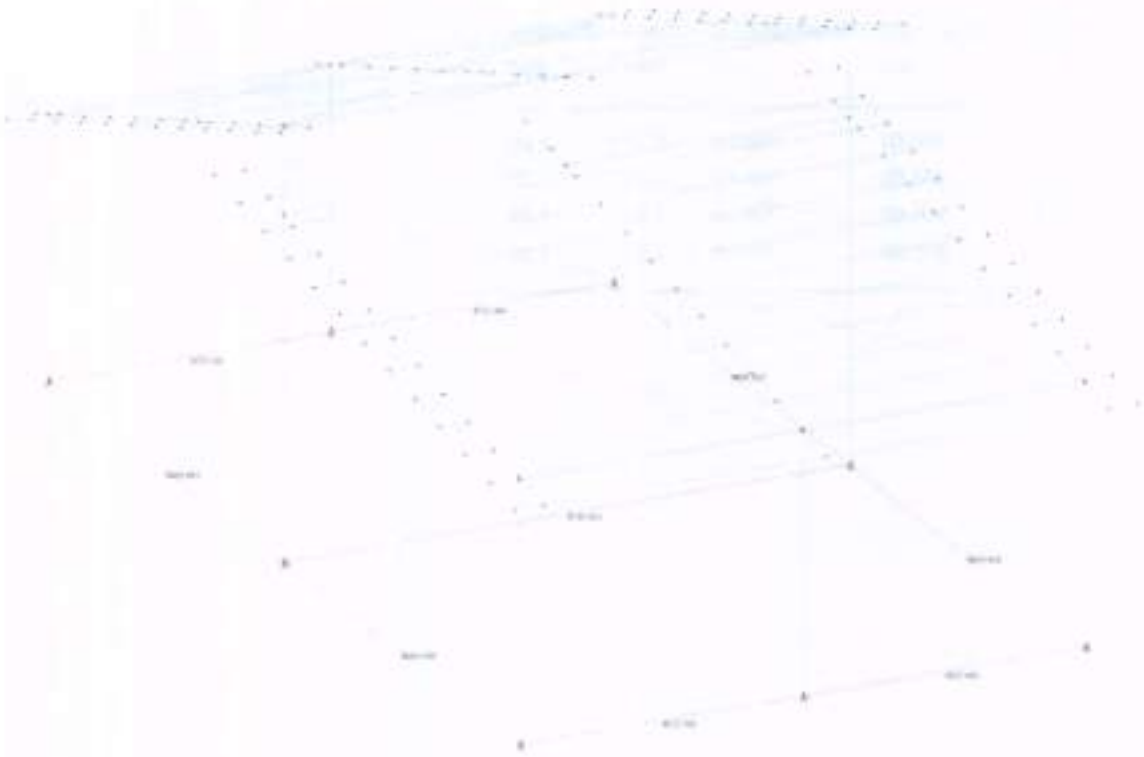
Máximo esfuerzo en el concreto	0.00	[N/mm2]
Mínimo esfuerzo en el concreto	0.00	[N/mm2]
Máxima tensión en las anclas	1.25	[kN]
Mínima tensión en las anclas	1.25	[kN]
Ángulo del eje neutro	0.00	[deg]
Ubicación del eje neutro	-1E33	[mm]
Longitud de aplastamiento	0.00	[mm]

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

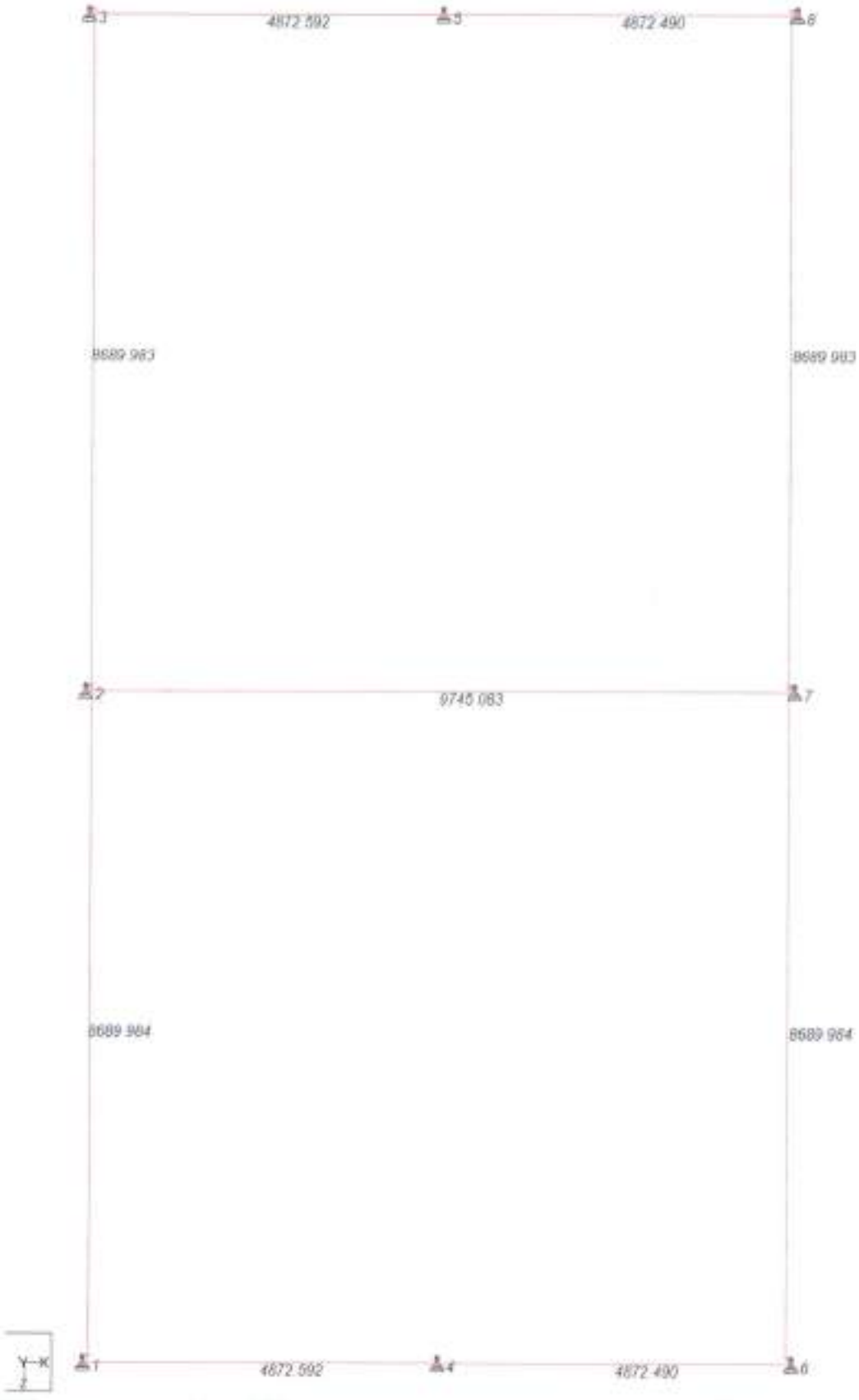
Tensiones en anclas

Ancla	Transversal [mm]	Longitudinal [mm]	Corte [kN]	Tensión [kN]
1	-105.00	-105.00	-1.25	1.25
2	-105.00	105.00	-1.25	1.25
3	105.00	105.00	-1.25	1.25
4	105.00	-105.00	-1.25	1.25

18. CARGAS EN CIMENTACIÓN



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.



DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

		Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
Node	L/C	Fx kg	Fy kg	Fz kg	Mx kg-m	My kg-m	Mz kg-m
	1 129 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-254	845	-199	0	0	0
	130 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-253	727	-58	0	0	0
	131 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	365	1061	-190	0	0	0
	132 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	366	1542	-49	0	0	0
	133 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	-40	1267	-358	0	0	0
	134 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	-35	874	108	0	0	0
	135 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	147	1514	-355	0	0	0
	136 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	152	1121	111	0	0	0
	137 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW1	83	1663	-178	0	0	0
	138 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	29	720	-67	0	0	0
	139 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	29	664	-18	0	0	0
	140 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	83	1723	-230	0	0	0
	141 1.0 CM + 1.0 CVC + 1.0 CE + 1.0 CPG + 1.0 CT	75	1407	-157	0	0	0
	142 1.0 CM	23	609	-54	0	0	0
	143 1.0 CM + 1.0 CVC + 0.75 CE	67	1389	-147	0	0	0
	144 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75 CT	62	1207	-131	0	0	0
	145 1.0 CM + 1.0 CW1	59	1233	-127	0	0	0
	146 1.0 CM + 1.0 CW2	-13	-23	21	0	0	0
	147 1.0 CM + 1.0 CW3	-13	-98	88	0	0	0
	148 1.0 CM + 1.0 CW4	59	1314	-196	0	0	0
	149 1.0 CM + 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	-395	136	-152	0	0	0
	150 1.0 CM + 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	-393	-19	32	0	0	0
	151 1.0 CM - 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	440	1237	-140	0	0	0
	152 1.0 CM - 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	441	1081	44	0	0	0
	153 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	-102	712	-370	0	0	0
	154 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	-96	183	259	0	0	0
	155 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	142	1095	-367	0	0	0
	156 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	148	505	262	0	0	0
	157 0.6 CM + 1.0 CW1	50	990	-105	0	0	0
	158 0.6 CM + 1.0 CW2	-22	-267	43	0	0	0
	159 0.6 CM + 1.0 CW3	-22	-342	109	0	0	0
	160 0.6 CM + 1.0 CW4	50	1071	-174	0	0	0
	2 129 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-208	4312	-177	0	0	0
	130 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-201	4183	153	0	0	0
	131 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	390	5325	-243	0	0	0
	132 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	398	5196	87	0	0	0
	133 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	-8	4814	-581	0	0	0

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

134 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	17	4387	511	0	0	0
135 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	173	5121	-601	0	0	0
136 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	198	4694	491	0	0	0
137 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW1	139	6891	-88	0	0	0
138 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	50	2624	-1	0	0	0
139 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	53	2677	76	0	0	0
140 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	136	6841	-163	0	0	0
141 1.0 CM + 1.0 CVC + 1.0 CE + 1.0 CPG + 1.0 CT	125	5479	-42	0	0	0
142 1.0 CM	42	2506	-47	0	0	0
143 1.0 CM + 1.0 CVC + 0.75 CE	113	5503	-44	0	0	0
144 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75 CT	104	4736	-43	0	0	0
145 1.0 CM + 1.0 CW1	101	5355	-104	0	0	0
146 1.0 CM + 1.0 CW2	-19	-334	12	0	0	0
147 1.0 CM + 1.0 CW3	-15	-263	115	0	0	0
148 1.0 CM + 1.0 CW4	97	5288	-205	0	0	0
149 1.0 CM + 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	-367	1907	-218	0	0	0
150 1.0 CM + 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	-357	1738	214	0	0	0
151 1.0 CM - 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	440	3274	-307	0	0	0
152 1.0 CM - 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	450	3105	125	0	0	0
153 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	-93	2594	-770	0	0	0
154 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	-60	2018	703	0	0	0
155 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	143	2994	-796	0	0	0
156 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	176	2418	677	0	0	0
157 0.6 CM + 1.0 CW1	84	4352	-86	0	0	0
158 0.6 CM + 1.0 CW2	-35	-1336	31	0	0	0
159 0.6 CM + 1.0 CW3	-32	-1265	133	0	0	0
160 0.6 CM + 1.0 CW4	80	4287	-186	0	0	0
3 129 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-268	546	106	0	0	0
130 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-268	764	272	0	0	0
131 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	333	1483	161	0	0	0
132 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	333	1702	331	0	0	0
133 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	-58	622	-72	0	0	0
134 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	-59	1343	493	0	0	0
135 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	124	905	-55	0	0	0
136 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	123	1626	509	0	0	0
137 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW1	51	1642	332	0	0	0
138 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	14	607	105	0	0	0
139 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	13	702	173	0	0	0
140 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	52	1540	262	0	0	0

141 1.0 CM + 1.0 CVC + 1.0 CE + 1.0 CPG + 1.0 CT	45	1294	262	0	0	0
142 1.0 CM	16	665	112	0	0	0
143 1.0 CM + 1.0 CVC + 0.75 CE	38	1277	255	0	0	0
144 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75 CT	38	1137	225	0	0	0
145 1.0 CM + 1.0 CW1	41	1355	263	0	0	0
146 1.0 CM + 1.0 CW2	-9	-34	-40	0	0	0
147 1.0 CM + 1.0 CW3	-10	102	51	0	0	0
148 1.0 CM + 1.0 CW4	43	1220	170	0	0	0
149 1.0 CM + 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	-389	-110	-96	0	0	0
150 1.0 CM + 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	-389	175	187	0	0	0
151 1.0 CM - 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	422	1154	37	0	0	0
152 1.0 CM - 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	421	1439	260	0	0	0
153 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	-102	-7	-280	0	0	0
154 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	-103	966	483	0	0	0
155 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	136	363	-258	0	0	0
156 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	134	1336	509	0	0	0
157 0.6 CM + 1.0 CW1	35	1089	218	0	0	0
158 0.6 CM + 1.0 CW2	-15	-290	-85	0	0	0
159 0.6 CM + 1.0 CW3	-16	-164	9	0	0	0
160 0.6 CM + 1.0 CW4	36	954	125	0	0	0
4 129 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-389	2173	-395	0	0	0
130 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-389	2114	-277	0	0	0
131 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	389	2173	-395	0	0	0
132 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	389	2114	-277	0	0	0
133 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	-118	2241	-532	0	0	0
134 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	-117	2046	-140	0	0	0
135 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	117	2241	-532	0	0	0
136 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	117	2046	-140	0	0	0
137 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW1	0	3058	-494	0	0	0
138 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	0	1226	-179	0	0	0
139 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	0	1183	-134	0	0	0
140 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	0	3103	-536	0	0	0
141 1.0 CM + 1.0 CVC + 1.0 CE + 1.0 CPG + 1.0 CT	0	2509	-409	0	0	0
142 1.0 CM	0	1013	-141	0	0	0
143 1.0 CM + 1.0 CVC + 0.75 CE	0	2520	-401	0	0	0
144 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75 CT	0	2135	-342	0	0	0
145 1.0 CM + 1.0 CW1	0	3232	-352	0	0	0
146 1.0 CM + 1.0 CW2	0	-210	67	0	0	0
147 1.0 CM + 1.0 CW3	0	-268	128	0	0	0

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

148 1.0 CM + 1.0 CW4	0	2293	-409	0	0	0
149 1.0 CM + 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	-524	1052	-219	0	0	0
150 1.0 CM + 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	-524	974	-64	0	0	0
151 1.0 CM - 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	524	1052	-219	0	0	0
152 1.0 CM - 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	524	974	-64	0	0	0
153 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	-154	1145	-406	0	0	0
154 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	-154	881	123	0	0	0
155 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	154	1145	-406	0	0	0
156 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	154	881	123	0	0	0
157 0.6 CM + 1.0 CW1	0	1827	-295	0	0	0
158 0.6 CM + 1.0 CW2	0	-616	124	0	0	0
159 0.6 CM + 1.0 CW3	0	-673	184	0	0	0
160 0.6 CM + 1.0 CW4	0	1887	-352	0	0	0
S 129 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-384	1359	159	0	0	0
130 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-384	1515	311	0	0	0
131 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	384	1359	159	0	0	0
132 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	384	1515	311	0	0	0
133 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	-116	1178	-17	0	0	0
134 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	-116	1696	487	0	0	0
135 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	116	1179	-17	0	0	0
136 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	116	1696	487	0	0	0
137 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW1	0	2135	362	0	0	0
138 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	0	738	106	0	0	0
139 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW3	0	808	170	0	0	0
140 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW3	0	3060	299	0	0	0
141 1.0 CM + 1.0 CVC + 1.0 CE + 1.0 CPG + 1.0 CT	0	1628	281	0	0	0
142 1.0 CM	0	836	119	0	0	0
143 1.0 CM + 1.0 CVC + 0.75 CE	0	1638	274	0	0	0
144 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75 CT	0	1430	241	0	0	0
145 1.0 CM + 1.0 CW1	0	1767	289	0	0	0
146 1.0 CM + 1.0 CW2	0	-96	-53	0	0	0
147 1.0 CM + 1.0 CW3	0	-3	31	0	0	0
148 1.0 CM + 1.0 CW4	0	1667	304	0	0	0
149 1.0 CM + 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	-517	734	20	0	0	0
150 1.0 CM + 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	-517	938	219	0	0	0
151 1.0 CM - 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	517	734	20	0	0	0
152 1.0 CM - 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	517	939	219	0	0	0
153 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	-152	487	-221	0	0	0
154 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	-152	1185	459	0	0	0

155	1.0 CM - 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	152	487	-221	0	0	0
156	1.0 CM - 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	152	1185	459	0	0	0
157	0.6 CM + 1.0 CW1	0	1432	241	0	0	0
158	0.6 CM + 1.0 CW2	0	-430	-101	0	0	0
159	0.6 CM + 1.0 CW3	0	-337	-16	0	0	0
160	0.6 CM + 1.0 CW4	0	1332	156	0	0	0
6	129 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-365	1661	-190	0	0	0
130	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-366	1142	-49	0	0	0
131	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	254	845	-199	0	0	0
132	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	253	727	-58	0	0	0
133	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	-147	1514	-355	0	0	0
134	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	-157	1121	111	0	0	0
135	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	40	1267	-358	0	0	0
136	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	35	974	108	0	0	0
137	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW1	-83	1662	-178	0	0	0
138	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	-29	720	-67	0	0	0
139	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW3	-29	664	-18	0	0	0
140	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW4	-83	1723	-230	0	0	0
141	1.0 CM + 1.0 CVC + 1.0 CE + 1.0 CPG + 1.0 CT	-75	1407	-157	0	0	0
142	1.0 CM	-23	609	-54	0	0	0
143	1.0 CM + 1.0 CVC + 0.75 CE	-67	1389	-147	0	0	0
144	1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75 CT	-62	1207	-131	0	0	0
145	1.0 CM + 1.0 CW1	-59	1233	-127	0	0	0
146	1.0 CM + 1.0 CW2	13	-23	21	0	0	0
147	1.0 CM + 1.0 CW3	13	-98	88	0	0	0
148	1.0 CM + 1.0 CW4	-59	1514	-195	0	0	0
149	1.0 CM + 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	-440	1237	-140	0	0	0
150	1.0 CM + 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	-441	1081	44	0	0	0
151	1.0 CM - 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	395	136	-152	0	0	0
152	1.0 CM - 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	393	-19	32	0	0	0
153	1.0 CM + 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	-142	1035	-367	0	0	0
154	1.0 CM + 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	-148	505	262	0	0	0
155	1.0 CM - 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	102	712	-870	0	0	0
156	1.0 CM - 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	96	183	259	0	0	0
157	0.6 CM + 1.0 CW1	-50	990	-105	0	0	0
158	0.6 CM + 1.0 CW2	22	-267	43	0	0	0
159	0.6 CM + 1.0 CW3	22	-842	109	0	0	0
160	0.6 CM + 1.0 CW4	-50	1071	-174	0	0	0
7	129 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-390	1325	-243	0	0	0

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

130 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-398	5196	87	0	0	0
131 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	208	4312	-177	0	0	0
132 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	201	4183	153	0	0	0
133 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	-173	5121	-601	0	0	0
134 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	-198	4694	491	0	0	0
135 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	8	4814	-581	0	0	0
136 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	-17	4387	511	0	0	0
137 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW1	-139	6891	-88	0	0	0
138 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	-50	2624	-1	0	0	0
139 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	-53	2677	78	0	0	0
140 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	-136	6841	-163	0	0	0
141 1.0 CM + 1.0 CVC + 1.0 CE + 1.0 CPG + 1.0 CT	-125	5479	-42	0	0	0
142 1.0 CM	-42	2506	-47	0	0	0
143 1.0 CM + 1.0 CVC + 0.75 CE	-113	5503	-44	0	0	0
144 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75 CT	-104	4736	-43	0	0	0
145 1.0 CM + 1.0 CW1	-101	5355	-104	0	0	0
146 1.0 CM + 1.0 CW2	19	-334	12	0	0	0
147 1.0 CM + 1.0 CW3	13	-263	115	0	0	0
148 1.0 CM + 1.0 CW4	-97	5289	-205	0	0	0
149 1.0 CM + 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	-440	3274	-307	0	0	0
150 1.0 CM + 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	-450	3105	125	0	0	0
151 1.0 CM - 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	367	1907	-218	0	0	0
152 1.0 CM - 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	357	1738	214	0	0	0
153 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	-143	2994	-796	0	0	0
154 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	-176	3418	677	0	0	0
155 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	93	2594	-770	0	0	0
156 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	60	2018	703	0	0	0
157 0.6 CM + 1.0 CW1	-84	4352	-86	0	0	0
158 0.6 CM + 1.0 CW2	35	-1336	31	0	0	0
159 0.6 CM + 1.0 CW3	32	-1265	133	0	0	0
160 0.6 CM + 1.0 CW4	-80	4287	-186	0	0	0
8 129 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-333	1483	161	0	0	0
130 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	-333	1702	331	0	0	0
131 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX + 0.3*0.75*0.7/R CSZ	268	546	106	0	0	0
132 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.75*0.7/R CSX - 0.3*0.75*0.7/R CSZ	268	764	277	0	0	0
133 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	-124	905	-55	0	0	0
134 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	-123	1626	509	0	0	0
135 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX + 0.75*0.7/R CSZ	58	622	-72	0	0	0
136 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG - 0.3*0.75*0.7/R CSX - 0.75*0.7/R CSZ	59	1343	493	0	0	0

137 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW1	-51	1641	332	0	0	0
138 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	-14	607	105	0	0	0
139 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	-13	702	173	0	0	0
140 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CW2	-52	1540	262	0	0	0
141 1.0 CM + 1.0 CVC + 1.0 CE + 1.0 CPG + 1.0 CT	-45	1294	262	0	0	0
142 1.0 CM	-16	665	112	0	0	0
143 1.0 CM + 1.0 CVC + 0.75 CE	-38	1177	255	0	0	0
144 1.0 CM + 0.75 CVC + 0.75 CE + 0.75 CPG + 0.75 CT	-38	1136	225	0	0	0
145 1.0 CM + 1.0 CW1	-41	1355	263	0	0	0
146 1.0 CM + 1.0 CW2	9	-24	-40	0	0	0
147 1.0 CM + 1.0 CW3	10	102	51	0	0	0
148 1.0 CM + 1.0 CW4	-43	1219	170	0	0	0
149 1.0 CM + 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	-422	1154	37	0	0	0
150 1.0 CM + 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	-421	1439	260	0	0	0
151 1.0 CM - 0.7/R CSX + 0.3*.7/R CSZ	389	-110	-36	0	0	0
152 1.0 CM - 0.7/R CSX - 0.3*.7/R CSZ	389	175	187	0	0	0
153 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	-136	363	-258	0	0	0
154 1.0 CM + 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	-134	1336	503	0	0	0
155 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX + 0.7/R CSZ	102	-7	-280	0	0	0
156 1.0 CM - 0.3*.7/R CSX - 0.7/R CSZ	103	966	482	0	0	0
157 0.6 CM + 1.0 CW1	-35	1089	218	0	0	0
158 0.6 CM + 1.0 CW2	15	-290	-85	0	0	0
159 0.6 CM + 1.0 CW3	16	-164	6	0	0	0
160 0.6 CM + 1.0 CW4	-38	954	125	0	0	0

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

19. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

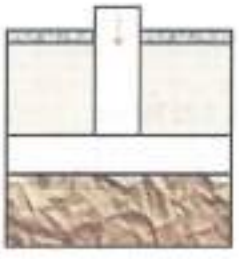
19.1. CÁLCULO DE ZAPATAS

DISEÑO ZAPATAS CUADRADAS

1. Datos de Entrada

TIPO: 1 CANT: 1

Concreto:	210 kg / cm2	Presión admisible:	10.0	Ton / m²	Lado de columna H:	0.400	m
Acero:	4200 kg / cm2	Recubrimiento:	0.08	m	Lado de columna B:	0.400	m
					Acartelamiento:	0.350	m
					Altura de la zapata:	0.250	m

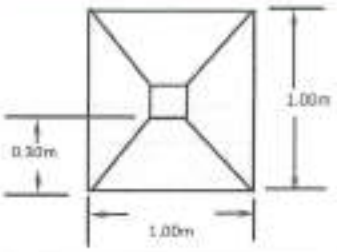


0.250 m

0.000 m

Carga de Columna:	7	Ton
Carga max con Sismo:	7	Ton
Carga Ciclópeo:	0.00	Ton
Carga Zapata:	1.44	Ton
Carga Columna:	0.84	Ton
Peso Total:	9.3	Ton
Área necesaria de cimentación:	0.93	m2
Ancho calculado:	0.96	m
Ancho definitivo:	1.00	m

2. Dimensionamiento en planta:







Presión Neta: 7/1 = 9.28 Ton/m2

Cumple

3. Combinaciones de carga:

8.2.3 Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones

D+ F	(B.2.3-1)
D+ H + F + L + T	(B.2.3-2)
D+ H+ F + (Lr ó G ó Le)	(B.2.3-3)
D+ H+ F + 0.75(L + T) + 0.75(Lr ó G ó Le)	(B.2.3-4)
D+ H + F + W	(B.2.3-5)
D+ H + F + 0.7E	(B.2.3-6)
D+ H+ F + 0.75W+ 0.75L + 0.75(Lr ó G ó Le)	(B.2.3-7)
D+ H + F + 0.75(0.7E) + 0.75L + 0.75(Lr ó G ó Le)	(B.2.3-8)
0.6D+W+ H	(B.2.3-9)
0.6D+ 0.7E + H	(B.2.3-10)

Para el proyecto tenemos
F=0, ya que no tenemos ninguna carga debida a fluidos
H=0, ya que el edificio no tiene ningún empuje lateral del suelo o algún otro material con restricción horizontal
T=0, los Fuerzas por efectos de Variación de temperatura son mínimos para la Zona donde se construirá la edificación.
W, carga de viento menor que la generada por sismo para este tipo de estructuras de 1 y 2 pisos.

Dado estas condiciones tendremos la siguientes combinaciones para el predimensionamiento de zapatas

Cargas	Ecuación NSR-10	Nombre Combinación en el modelo matemático
D+L	(B.2.3-2)	C1
D+ (Lr ó G ó Le)	(B.2.3-3)	C2, C3, Y C4

DAVL
CONSULTORIA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

4. Calculo de excentricidades/Chequeo área cimentación bajo condiciones de sismo

$$e = \frac{M + F * h}{P}$$

Momento en X= 0.00 Ton/m Fuerza en X= 1.00 Ton/m Excentri. en X= 0.086m
Momento en Y= 0.00 Ton/m Fuerza en Y= 1.00 Ton/m Excentri. en Y= 0.086m

$$\sigma = \frac{P}{L*B} * \left(1 + \frac{6*e}{L}\right)$$

σX= 10.60 Ton/m2 Cumple σY= 10.60 Ton/m2 Cumple

Pov= Carga vertical no mayoradas máximas, Pov que incluyen efectos de vuelco por fuerzas laterales (viento o sismo)
Af=Pov/(1.33*Presión admisible)

Presión Admisible: 10.00 Ton/m2 Presión Admisible*1.33: 13.30 Ton/m2 Presión Neta s = 10.60 Ton/m2

5. Diseño a Flexión:

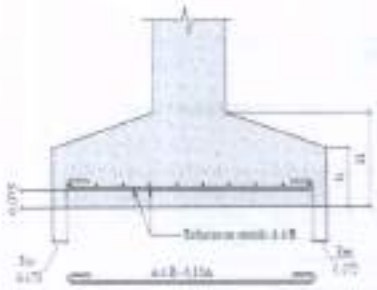
M al borde de la columna 0.48 Ton*m ϕMn = 1.5xM = 0.72 Ton*m

Altura de la zapata: lo escogeremos con el criterio de que el refuerzo sea aproximadamente el mínimo
mínimo = 0.0018 para el cual se obtiene un d= 0.17m minimo d= 0.520m

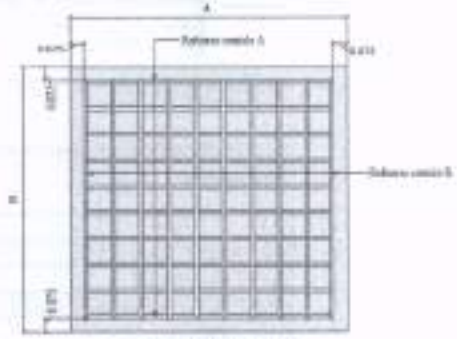
Para el cual tenemos una cuantia de: r = 0.0001 (Análisis
Cuantia: r = 0.0020 (Minima sobre la sección bruta de concreto)

As = 12.00 cm²

TIPO	A	B	H	h	SENTIDO A	SENTIDO B	CANT
1	1.00m	1.00m	0.60m	0.25m	10 Var No 4 c/ 9 cm L=1.25 m	10 Var No 4 c/ 9 cm L=1.25 m	1



CORTE TIPICO DE CIMENTACION



PLANTA TIPICA DE ZAPATAS

6. Cortante Acción en dos direcciones:

V(d/2)= 7.60 Ton Vu = 1.5xVd/2 = 11.40 Ton d = 0.23m bo = 2.75m β = 1

ϕ vc = 70.61 Ton αs = 40 ϕ vc2 = 94.15 Ton Vu<ϕ vc = Cumple

7. Acción como viga:

V(d)= -2.33 Ton Vu = 1.5xVd = -3.50 Ton d= -0.14m ϕ vc = 23.37m Vu<ϕ vc = Cumple

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

8. Transmisión de esfuerzos de la columna a la zapata/Resistencia al aplastamiento

pu = 10.50 Ton ϕ pn = ϕ(0,85*f'c*A) 185.64 Ton ϕ pn>Pu = Cumple

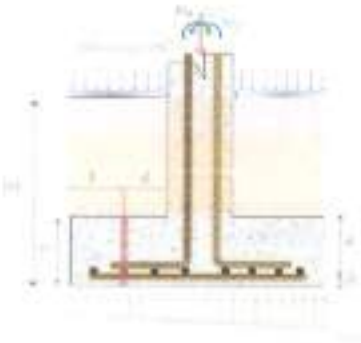
Presión producida por la carga mayorada (Aplastamiento en la zapata):

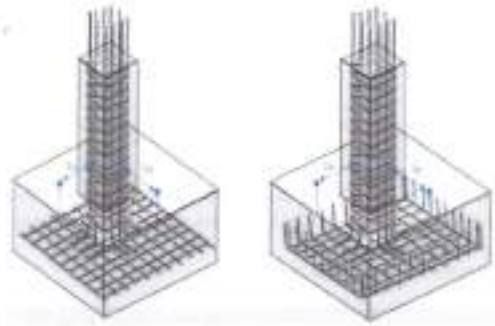
A2= 7.84 m2 A1= 0.16 m2 √A2/A1 = 7.0 ϕ pnb = 371.28 Ton ϕ pnb>Pu = Cumple

9. Longitud de anclaje del refuerzo de la columna

Se ratifica que la longitud de anclaje del refuerzo de la columna sea menor que la altura de la zapata.
Diámetro del refuerzo de la columna: Var No 4

$(0{,}24Fy/k\sqrt{F'c})$*db 27.94 cm Altura 52.00 cm Cumple





DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

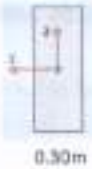
19.2. CÁLCULO DE VIGAS DE AMARRE

DISEÑO VIGAS DE AMARRE

1. Datos de Entrada

1. Se asume una sección: Según la NSR-10 numeral C.15.13.3, las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de las cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales.

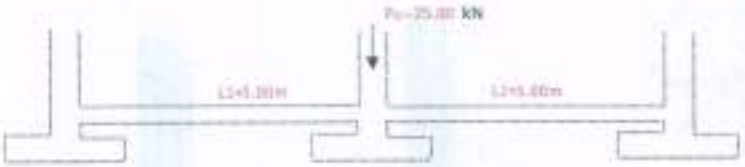
Concreto f'c =	21.0Mpa
Acero fy =	420Mpa
H de la viga=	0.30m
b de la viga =	0.30m
d=	0.23m



q_{vc}=	649kN/m²
r_{minimo} =	0.00333

2. Verificación de Dimensiones

Porcentaje de carga que pasa a la columna vecina= 10.0% Por= 2.50kN



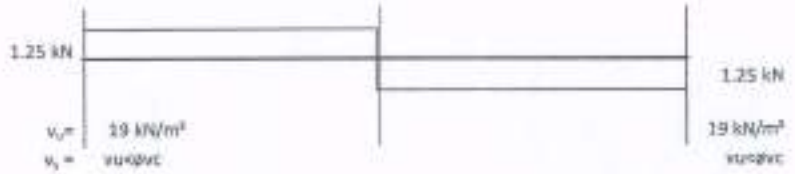
Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a L/20 para estructuras DES, L/30 para estructuras DMO y L/40 para estructuras DMI, donde L es la luz del elemento.

Capacidad de disipación de energía: DMO dimensión mayor mínimo (m): 0.17

3. Diagrama de momentos en kNm



4. Diagrama de cortantes:



Este análisis se efectuó para la condición más desfavorable de la cimentación, por lo tanto se adopta

tanto para el refuerzo a momento positivo como para el refuerzo a momento negativo 2 # 4

Vu: 19 kN/m²

q_{vc}= 649 kN/m²

Para el refuerzo a cortante se colocarán estribos cada d/2 en zona de no confinamiento. Var No 3 cada 11.25 Cm

Para la zona de confinamiento colocar a una distancia de 2d estribos a d/4 Var No 3 cada 5.63 Cm

669

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

CARTA DE RESPONSABILIDAD – DISEÑOS ESTRUCTURALES

Arauca, 11 de mayo de 2026

Señores
Alcaldía de Arauca

Proyecto:
CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA – DISEÑOS ESTRUCTURALES MALECÓN SOBRE LA RIVERA DEL RIO ARAUCA, SECTOR PUENTE INTERNACIONAL EN LA CIUDAD DE ARAUCA.

Apreciados Señores:

Yo, DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES identificado con 1.018.449.778 de, Bogotá en calidad de **ingeniero civil**, con matrícula profesional **No. ; #25202-290483 CND** La presente tiene por objeto dar constancia de que el diseño estructural y los planos estructurales del **proyecto: construcción, ampliación y optimización de la infraestructura turística del malecón en el sector puente internacional del municipio de Arauca, departamento de Arauca** de la referencia, fue realizado de acuerdo se realizó siguiendo los lineamientos y especificaciones en la NSR-10, ASCE 7-16/22 y del AISC 360-10/16.

Los estudios se ajustan en todo a la mencionada norma, en especial lo concerniente al diseño sísmico, el cual se realizó para la zona de amenaza sísmica intermedia, dentro de la cual se encuentra el proyecto.

Eximo a la Alcaldía del municipio de Arauca de cualquier perjuicio que ocasione dicho cálculo estructural. Anexo fotocopia de la matrícula profesional vigente.

Sin otro particular,

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil, Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

Pendiente

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

CARTA DE CESION DE DERECHOS – DISEÑOS ESTRUCTURALES

Arauca, 11 de Mayo de 2026

Señores
Alcaldía de Arauca

Referencia:
CONSTRUCCION, AMPLIACION Y OPTIMIZACION DE LA INFRAESTRUCTURA TURISTICA DEL MALECON EN EL SECTOR PUENTE INTERNACIONAL DEL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA – DISEÑOS ESTRUCTURALES MALECÓN SOBRE LA RIVERA DEL RIO ARAUCA, SECTOR PUENTE INTERNACIONAL EN LA CIUDAD DE ARAUCA.

Apreciados Señores:

Yo, DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES identificado con 1.018.449.778 de, Bogotá en calidad de **ingeniero civil,** con matrícula profesional **No. ; #25202-290483 CND** tiene por objeto dar constancia de que el diseño estructural del **proyecto construcción, ampliación y optimización de la infraestructura turística del malecón en el sector puente internacional del municipio de Arauca, departamento de Arauca**. por medio de la presente expreso ceder plenamente los derechos a la **Alcaldía del municipio de Arauca**

La duración de los derechos cedidos será por término indefinido a partir de la fecha de la firma de la presente carta de cesión de derechos. En este sentido los documentos y/o diseños se podrán modificar de acuerdo a las necesidades del proyecto, con previa consulta y aceptación del autor.

Para los fines pertinentes, anexo copia de cédula de ciudadanía, matrícula profesional y certificado de vigencia.

Sin otro particular,

DIEGO ALEXANDER VELANDIA LINARES
Gerente de Proyectos
Ingeniero Civil. Esp. G.I.O
M.P. #25202-290483 CND
proyectosdavlcdc@gmail.com

Pendiente

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN



Valido para Proyecto: P. Malecón Arauca

Fecha: 11 de mayo de 2026

DAVL
CONSULTORÍA, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN





DAVL Consultoría, Diseño y Construcción
E-mail: proyectosdacdc@gmail.com
Cr 102 B No 56 F – 34 S - 3203109393
Bogotá D.C. Colombia