



ANEXO
DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUELLE



METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUELLE

1.1 Códigos Utilizados

- Code of Practice for Design of Fendering And Mooring Systems – BS 6349 : Part 4 : 1994 (ISBN 0-580-22653-0).
- Unified Facilities Criteria (UFC) - Design: Piers and Wharves – Department of Defense – United States of America (UFC 4-152-01 28 July 2005).
- American Society of Civil Engineers – ASCE
- American Concrete Institute (ACI 318R-02).
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) - LRFD Bridge Design Specifications, 8TH edition, 2017 o la última versión vigente).
- American Concrete Institute (ACI 318R-02 o la última versión vigente)
- Prestressed Concrete Institute (PCI) – Design Supplement To: Precast Prestressed Concrete – Short Span Bridges.
- Reglamento Estructural Panameño (REP-2014)
- Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes, del Ministerio de Obras Públicas.

1.2 Información General

1.2.1 Geometría

El proyecto consta de 4 principales componentes:

1.2.1.1. Muelle Flotante:

Consiste en un pontón cuya área útil de cubierta es de 4m de ancho por 8m de largo. Las embarcaciones livianas atracarán y serán amarrados contra este muelle flotante. En este sector se mantendrá una dársena de navegación con profundidad de calado mínima de - 3.0m referido al nivel de mareas extremas mínimas en este sector. Este muelle flotante será colocado con pilotes de acero y guías tipo rodillo para adaptarse a los niveles de marea.

1.2.1.2. Muelle Fijo:

Se construirá una plataforma fija de concreto reforzado y pilotes de acero con dimensiones de losa de 4m de ancho por 12m de largo. Sobre esta estructura se colocará la pasarela móvil que servirá para darle acceso al muelle flotante con las



grandes variaciones de marea del Océano Pacífico. El nivel de este muelle será definido por los niveles de mareas altas extremas en el sector y una altura libre de margen de seguridad.

1.2.1.3. Pasarela Móvil:

Se construirá una pasarela móvil de aluminio con un ancho de 1.50m y 14.60m de largo la cual será colocada de manera fija al muelle fijo de concreto con apoyos tipo articulaciones y con apoyos tipo rodillo sobre la cubierta del pontón que conforma el muelle flotante. Esta pasarela tendrá una pendiente máxima de 8% cuando ocurren los niveles de marea bajos extremos.

1.2.1.4. Puente Fijo: Se construirá un puente fijo de concreto reforzado y pilotes de acero con dimensiones de losa de 4.0m de ancho por 40.0m de largo que servirán para unir el muelle fijo a la plataforma ampliada del muelle de concreto del lado de tierra firme. En ambos lados de este puente se construirán barandales de aluminio removibles como protección para peatones y cualquier equipo de carga que utilice este puente para transporte de mercancía o equipos.

1.2.1.5. Ampliación de Plataforma de Muelle Existente: Consiste en una estructura de losa de concreto reforzado sobre pilotes de acero para ampliar en un área aproximada de 216.67m² el área del muelle existente. Esta servirá para conectar el puente fijo a tierra firme.

1.2.2 Geología

Para evaluar la geología para el diseño de las fundaciones de las estructuras marinas se debe consultar el informe geotécnico elaborado para esta propuesta. En este informe se observa que la roca se encuentra aflorada a nivel de fondo marino.

1.2.3 Mantenimiento y Accesibilidad



Se debe realizar una inspección visual de todos los elementos antes y después de ser vaciados, a fin de evitar problemas estructurales como son rajaduras en las distintas estructuras, deflexiones excesivas o deformaciones de los miembros, exposición del acero por mal vaciado del concreto, asentamientos, etc. Para el mantenimiento de las estructuras en general, deberá seguirse lo estipulado en la "Guía para Mantenimiento de Puentes de Concreto" ACI 345.1 R-01.

1.3 Cargas y Combinaciones:

Se está utilizando el sistema de carga última o factorizada según la Metodología de carga amplificada con los respectivos factores de seguridad.

1.3.1 Cargas Permanentes (CM):

Dentro de este tipo de carga se incluirá el peso de todos los componentes permanentes que conforman los elementos estructurales. Para concreto se utiliza una densidad de 2,400 Kg/m³ (150 Lbs/pies³) y para Acero una densidad de 7,850 Kg/m³ (490 Lbs/pies³).

1.3.2 Cargas Vivas (CV), ATRAQUE (AT) y AMARRE (AM):

Se utilizarán las cargas vivas según las normas de diseño para tomar en cuenta el peso de las personas, equipos de carga o vehículos livianos que puedan utilizar las plataformas del muelle para transportar mercancías o equipos.

Para el muelle flotante se utilizarán las cargas vivas y cargas de atraque y amarre de las embarcaciones que utilicen el muelle. Para las cargas de amarre se consideran los efectos de los vientos y corrientes predominantes del área.

1.3.3 Sismo (EQ):

Para el diseño de estructuras con cargas sísmicas se utiliza lo establecido en el Reglamento Estructural Panameño 2014 y la ASCE07-05 tal como detallamos a continuación:

La aceleración espectral (S_s) en la ciudad de David, provincia de Chiriquí es de 1.50, con un valor de PGA de 0.63g, un valor de aceleración de respuesta espectral para estructuras de período corto (S_s) de 1.50, un valor de aceleración de respuesta espectral para estructuras de período largo (S_1) de 0.564 y perfil de sitio tipo C.

En base a estos parámetros generamos el espectro de diseño para carga sísmica tan como se muestra a continuación:



Figura 1: Espectro Sísmico de Diseño.



1.3.4. Carga de Viento (VIENTO):

Para determinar las presiones de viento sobre las estructuras y las embarcaciones amarradas al muelle, se utiliza el Reglamento Estructural Panameño REP-2014 y la Norma ASCE07-05, según lo cual la velocidad de ráfaga sostenida por 3 segundos de 115 Km por hora para la región del Pacífico, medidas a una altura de 10m sobre el nivel de terreno con una categoría de exposición tipo C y período de retorno de 50 años. La presión del viento debe ser ajustada para una categoría de exposición tipo D, ya que el muelle se encuentra directamente al borde del mar.

1.3.5. Combinaciones de Carga y Factores de Seguridad:

Se utilizarán las siguientes combinaciones de carga para estructuras marinas:

0.9 CM + EQ
0.9 CM + 1.3 VIENTO
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 AT
1.2 CM + 1.6 AT
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 AM
1.2 CM + 1.6 AM
1.2 CM + 0.5 CV + 1.3 VIENTO

1.4 Materiales:

1.4.1. Hormigón Vaciado en Sitio para Estructura

Será de clase A con una combinación de agregados que cumplan con la No. 57 (Piedra No. 4) de la AASHTO M43. La resistencia mínima a la compresión a los 28 días será de 28 MPa (4,000 psi).

1.4.2. Hormigón para Elementos Prefabricados:

Será de clase A con una combinación de agregados que cumplan con la No. 57 (Piedra No. 4) de la AASHTO M43. La resistencia mínima a la compresión a los 28 días será de 35 MPa (5,000 psi).



1.4.2. Acero de Refuerzo

Conforme a la ASTM A-615 (AASHTO. M31) para barras deformadas, grado 420 MPa (60,000 psi). No se permitirán aceros endurecidos por deformación en frío.

1.4.3. Cemento

Conforme a la especificación AASHTO. M85 (ASTM C150) Tipo II.

1.4.4. Tubos de Acero Estructural

El Acero Estructural para Vigas de Platinas será conforme a la Norma ASTM A572 Grado 50 ó A588 Grado-50 fy=350 MPa (Fy= 50 ksi).

1.5. Sistema Estructural.

Todas las plataformas de concreto reforzado consisten en marcos estructurales conformados por losas prefabricadas de concreto que serán colocadas y amarradas de forma monolítica a las vigas transversales de concreto reforzado que conforman los capiteles de los pilotes de acero. Las vigas losas prefabricadas conforman un sistema continuo para soportar las cargas vivas sobre la losa y las cargas laterales en el sentido longitudinal de la estructura. Para lograr esta continuidad se colocarán elemento de amarre vertical en la parte superior de las vigas losas y barras de acero para continuidad en los extremos de las vigas losas sobre los apoyos en las vigas capiteles. Las vigas capiteles serán vaciadas en dos etapas. La etapa inicial consiste en un vaciado entre el fondo y el nivel de apoyo de las vigas losas. Este vaciado amarrará los pilotes y permitirá la colocación de las vigas losas. Una segunda etapa de vaciado consiste en la colocación de una losa adicional de 3 pulgadas sobre toda la plataforma y el vaciado de la segunda porción de las vigas capiteles para amarrar las vigas losas y permitir la continuidad del sistema en el sentido longitudinal de las vigas losas.



1.9.1 Planta Perfil

Las plataformas se encuentran en tangente tanto vertical como horizontal. La rasante se definirá de tal manera que se tenga una distancia libre con respecto al nivel de mareas altas extraordinarias.

1.9.3 Subestructura

Las plataformas de concreto se apoyarán en un sistema de pilotes de acero los cuales deberán ser pretaladrados para garantizar una penetración mínima en el estrato de roca.

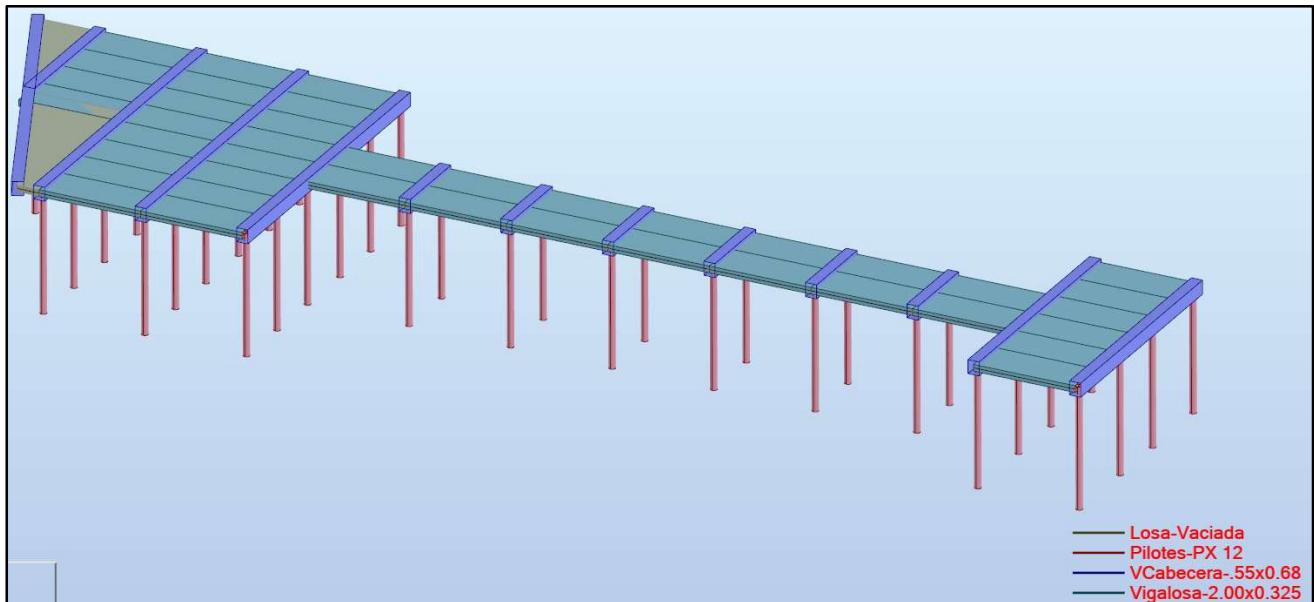


Figura 2: Modelo Estructural de Muelle.



Anexo A
Diseño Estructural

DISEÑO DE VIGA SOLIDA AASHTO PRETENSADA CON CABLES RECTOS:

Proyecto: Muelle Boca Chica
 (Sección Compuesta Viga de 2.00m de ancho)
 Luz = 5.0m

Rodadura y Barandales (Lbs/pie)	Espesor de Topping (plg)	f'c (Lbs/plg2)	$\frac{\eta}{\text{Relación Mod. Tipos de Conc.}}$
0	3	4,000.00	0.89

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y SECCION DE VIGA LOSA (NO COMPUESTA):

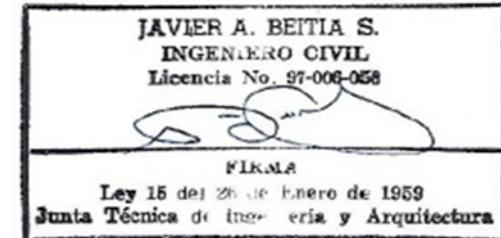
Tipo de Viga AASHTO	Ancho de Viga (plg)	Espesor (plg)	f'ci (Lbs/plg2)	f'c (Lbs/plg2)	Area (plg2)	Ixx (plg4)	St=Sb (plg3)	Peso (Lbs/pie)	CM Adicional (Lbs/pie)	Mcm.t/viga (Lbs.pie)
Losa de 2.0m x 0.25m	78.74	10.00	4,000.00	5,000.00	787.40	6,561.68	1,312.34	820.21	246.06	35,866.46

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA:

ELEMENTO	AREA Eq. (plg2)	Yi (abajo) (plg)	Yi*AREA (plg3)	Y (plg)	Ixx (plg4)	(Yt-Yi)^2*A (plg)	Stc (plg3)	Sbc (plg3)	Excentricidad (plg)
Viga Losa	787.40	5	3937.01	5.00	6,561.68	1.89	1488.99		3.00
Topping	211.28	11.50	2429.74		158.46	26.26	5,549.14		
Compuesta	998.68		6,366.75	6.38	13,758.28		7,038.14	2,076.77	2,158.11

CARGAS MUERTAS:

Elemento	Carga Lineal (Lbs/pie)	Momento (Lbs.pie)	Cortante (Lbs)
Rodadura y Barand.	0.00	0.00	0.00
Topping	246.06	8,276.88	2,018.23
Viga Losa	820.21	27,589.59	6,727.44
Totales	35,866.46	8,745.68	



CARGAS VIVAS DE DISEÑO (HS20-44):

J = (1/3)bt^3(1-0.630t/b) =	24,146.72	D=(5.75-0.5NL)+0.7NL((1-0.2C)^2)	SI C<=5
μ = poisson's ratio =	0.17	D=(5.75-0.5NL)	SI C>5
No. DE LINEAS (NL)	K	Factor De Riguidez C = KW/L	K = [(1+ μ)/J]^(1/2)
2	0.56	13.12	16.40
W =Ancho De Puente (pies)	L=Luz Libre (pies)	D	S=Ancho De Pieza (pies)
50/(L+125)	0.45	5.91	Factor de Distribución S/D
<= 0.30		6.56	Linea de Carga - 1 Rueda
45,206.28	50,201.38	1.11	W.Lineal (Lbs/pie)
0.354	0.300	1,343.94	P.Momento (Lbs)
65,261.790	65,866.46	0.00	M. Línea de Carga (Lbs.pie)
	101,128.25	45,206.28	M.envol. 1 Rueda (Lbs.pie)

MOMENTO DE TRABAJO (SECCION COMPUUESTA):

McV	McV*FD	Impacto	Usaremos Impacto	McV+i	Mcm	Mt
Por Eje (Lbs.pie)	Por Viga (Lbs.pie)	50/(L+125)	<= 0.30	Por Viga (Lbs.pie)	Por Viga (Lbs.pie)	Por Viga (Lbs.pie)
45,206.28	50,201.38	0.354	0.300	65,261.790	35,866.46	101,128.25

CABLES PRETENSADOS:

$$fb=(Mcm.viga+Mcm.losa)*12/Sb+(Mcma+(Mcv+i))*12/Sbc$$

Tipo de Cable	Factor ϕ
fb.max=-6RAIZ(fc)	LR
Pse.req=fb/(1Ac+e/Sb)	0.75

Resistencia por Cable = $\phi f_u * A_s * (1 - \text{Pérdidas})$

fb (Cargas de Trabajo) (Lbs/plg2)	fb.max. Tensión (Lbs/plg2)	Rec. De Cables (plg)	Exc. Inic. De Cables (plg)	Pse Requerida (Lbs/plg2)	Diámetro De Cables db (plg)	Area De Cables (plg2)	f's de Cable (Lbs/plg2)	Pérdidas Asumidas	Resistencia por Cable (Lbs)	No. De Cables	Usaremos
690.85	-424.26	2.00	3.000	74,966.66	0.50	0.153	270,000.00	0.09	28,114.79	2.67	8.00

ESFUERZOS DE FLEXION (Solo Cables):

CARGAS ULTIMAS:

$$f_{su} = f_{s} s(1 - (\gamma \beta_1) p^* f_{su} / f'c)$$

$$\beta_1 = \text{por resist. de conc.}$$

$$p^* = As^* b / dc$$

$$\phi = 1.00$$

$$\gamma = \text{por tipo de acero} = 0.28$$

$$\beta_1 = \text{por resist. de conc.} = 0.80$$

$$\phi = 1.0 \text{ Concreto Preesforzado en Fábrica (AASHTO 9.14)}$$

$$\mu = 1.3(Mcm + 1.67(Mcv + i))$$

$$\phi Mn = \phi As * f_{su} * d * (1 - 0.6p^* f_{su} / f'c) / 12$$

$$0.36 \beta_1 = 0.288$$

$$fcr = 7.5RAIZ(f'c) \text{ (Concreto de Peso Normal)}$$

$$Pse = \phi As * f's * (1 - \text{pérdidas})$$

$$Mcr = Sbc(Pse/Ac + Pse/e/Sb + fcr)/12 - Md(Sbc/Sb - 1)$$

Mu Por Viga (Lbs.pie)	Porcentaje de Acero p*	f'su* de Cables (Lbs/plg2)	ϕMn (Lbs.pie) > Mu	%As Máximo As.max <= 0.36\beta_1	Esfuerzo de Rajadura fcr (Lbs/plg2)	Pse (Lbs)	Mcr (Lbs.pie)	Acer Minimo $\phi Mn/Mcr > 1.2$
188,309.75	0.00141	262,788.63	281,709.31	0.074	530.33	224,918.33	216,100.64	1.30
			CUMPLE	CUMPLE				CUMPLE

ESFUERZOS DE FLEXION (Con Refuerzo Convencional):

$$fsu^* = f's(1 - (\gamma/\beta_1))p^*f's/fc + (dct/dc)p(fsy/fc)$$

$$\phi Mn = \phi \{ As^* fsu^* dc[1 - 0.6(p^* fsu^*/fc - (dct/dc)p fsy/fc)]/12 + As fsy dct[1 - 0.6((dc/dct)p^* fsu^*/fc + p fsy/fc)]/12 \}$$

$$As_{max} = (p fsy/fc)dct/dc + (p^* fsu^*/fc) - (p^* y/fc) \leq 0.36\beta_1$$

fsy Refuerzo (Lbs/plg2)	Barras #	Area de Barras (plg2)	Cantidad de Barras	Rec. De Barras (plg)	Porcentaje de Acero p	fsu^* de Cables (Lbs/plg2)	φMn (Lbs.pie) >Mu	Aceros Máximo As.max <= 0.36b1	%as.max > p	Aceros Mínimo φMn/Mcr > 1.2
60,000.00	5	0.31	3.00	3.00	0.00118	261,571.02	322,031.47	0.087	CUMPLE	1.49

PERDIDAS EN LOS CABLES:

SH=17,000-150RH

Encogimiento		Acortamiento Elástico				Deslizamiento de Concreto		Relajamiento CRs (Lbs/plg2)	Pérdidas Totales (Lbs/plg2)	% de Pérdidas Reales	Fuerza de Pretensado Pse (Lbs)
RH (%)	SH (Lbs/plg2)	Psi - 10%Acort.Elast. (Lbs)	fcir (Lbs/plg2)	Eci (Lbs/plg2)	ES (Lbs/plg2)	fcds (Lbs/plg2)	CRC (Lbs/plg2)				
70.00	6,500.00	223,074.00	437.90	3,834,253.51	3,197.84	45.41	4,936.99	4,108.37	18,743.19	9.26%	224,918.33
		Por Cable (Lbs)		182,250.00							Por Cable (Lbs)

ETAPAS DE APLICACIÓN DE CARGAS

	NO COMPUESTA		COMPUESTA		
	W (Lbs/pie)	M (Lbs.pie)	W (Lbs/pie)	M (Lbs.pie)	
Peso Propio	820.21	27,589.59	820.21	27,589.59	
Carga Muerta	246.06	8,276.88	246.06	8,276.88	
Carga Viva				65,261.79	

ESFUERZOS EN EL CONCRETO:

NO COMPUESTA						
Cables Engrasados en Extremo	Extremos de Luz Durante Transferencia		Mitad de la Luz Durante Transferencia		Mitad de la Luz Carga de Servicio sin C.Viva	
	P = Psi	P = Psi	P = Psi	P = Psi	P = Pse	P = Pse
0.00	fb	ft	fb	ft	fb	ft
Carga						
P/Ac	283.30	283.30	283.30	283.30	285.65	285.65
P'e/S	509.95	-509.95	509.95	-509.95	514.16	-514.16
Mcm/S	0.00	0.00	-252.28	252.28	-327.96	327.96
Mcv/S	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Esfuerzo Total	793.25	-226.64	540.97	25.64	471.85	99.45
Esfuerzo Permisible	C = 0.6*fci 2,400.00 CUMPLE	T = 7.5*raiz(fci) -474.34 CUMPLE 3*raiz (fci) -189.74 Ref. o Eng.	C = 0.6*fci 2,400.00 CUMPLE	T = 7.5*raiz(fci) -474.34 CUMPLE 3*raiz (fci) -189.74 CUMPLE	T = 6*raiz(fci) -424.26 CUMPLE	C = 0.4*(fc) 2,000.00 CUMPLE



COMPUESTA					
Cables Engrasados en Extremo	Extremos de Luz		Mitad de la Luz		
	Cargas de Servicio con C.Viva P = Pse		Carga de Servicio con C.Viva P = Pse		
Carga	fb	ft	fb	ft	
P/Ac	285.65	285.65	285.65	285.65	
P'e/S	514.16	-514.16	514.16	-514.16	
Mcmi /S	0.00	0.00	-252.28	252.28	
Mcmi/Sc	0.00	0.00	-46.02	47.83	
Mcv/Sc	0.00	0.00	-362.88	377.10	
Esfuerzo Total	799.81	-228.52	138.62	448.68	
Esfuerzo Permisible	C = 0.4(f'c) 2,000.00 CUMPLE	T = 6*raiz(f'c) -424.26 CUMPLE	T = 6*raiz(f'c) -424.26 CUMPLE	C = 0.4(f'c) 2,000.00 CUMPLE	

NOTA: + Compresión
- Tensión

Momento Negativo Adicional en Extremo por
Viga Continua:

Rec. Superior = 2.00	φMn=0.9As fy d			
72,294.61	4	0.20	6.00	43,200.00
Mu (+) (Lbs.pie)	Barras #	Area de Barras (plg2)	Cantidad de Barras	φMn (lbs.pie)
72,294.61	4	0.20	7.00	69,300.00
Acero Adicional en Topping				
Barras #	Area de Barras (plg2)	Cantidad de Barras	φMn (lbs.pie)	
4	0.20	7.00	69,300.00	112,500.00
φMn Total				CUMPLE

ESFUERZOS EN CORTANTE:

CARGAS ULTIMAS

LC (Línea de Carga AASHTO)

Env (Envoltorio de Camión AASHTO)

$$Vu = 1.3 * (Vcm + 1.67 * (1+) * Vcv)$$

CORTANTE ACTUANTE:

Vcm Por Viga (Lbs)	P.Cortante LC Un eje (Lbs)	Vcv - Lcarga Un eje(Lbs)	Vcv - Env. Un eje(Lbs)	Vcv * FD Por Viga (Lbs)	Vu Por Viga (Lbs)
8,745.68	13,000.00	24,023.10	23,050.00	26,677.55	86,661.42

CORTANTE RESISTENTE:

Vd = Cortante por CM

Mmax = Momento Máximo

Vi = Cortante que ocurre con Mmax

Mcr = St(6*raiz(f'c)+Pse/Ac +Pse'e/St - Mcmi*12/St - Mcma*12/Stc)

Mcr (Lbs.pie)	φVci >= (1.7*raiz(f'c)b dc) (Lbs)	φVci (Lbs)	fpc (Lbs/plg2)	φVcw (Lbs)	φVc (Lbs)	φVc/2 (Lbs)	Vu<φVc/2
97,999.86	53,226.83	64,363.42	64,363.42	285.65	178,396.27	64,363.42	32,181.71

Aceros Mínimos: Avmin = 50*b * s/fy

Smax = 0.75h <= 24"

φVn = φVc + φVs

0.75h <= 24 (plg)	Smax (plg)	Avmin (plg2)	Refuerzo (Lbs/plg2)	Barras #	Area de Barra (plg2)	No. de Patas	Av (plg2)	Usaremos s (plg)	φVs (Lbs)	φVs (Lbs)	S (plg)
7.50	7.50	0.49	60,000.00	4	0.20	6.00	1.20	4.00	122,400.00	CUMPLE	CUMPLE

Confinamiento para Pretensado: (AASHTO 9.22.1)

Vu = 4% Psi (Lbs)	fy (Lbs/plg2)	Areq (plg2)	Distancia Req (plg)	S req. (plg)
9,914.40	20,000.00	0.50	2.50	6.05

Lr = d/4

Usaremos Lr (plg)

JAVIER A. BEITIA S.
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 97-006-056

FIRMA
Ley 15 del 28 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

φVn (Lbs)	φVn > Vu
186,763.42	CUMPLE

Cortante Horizontal

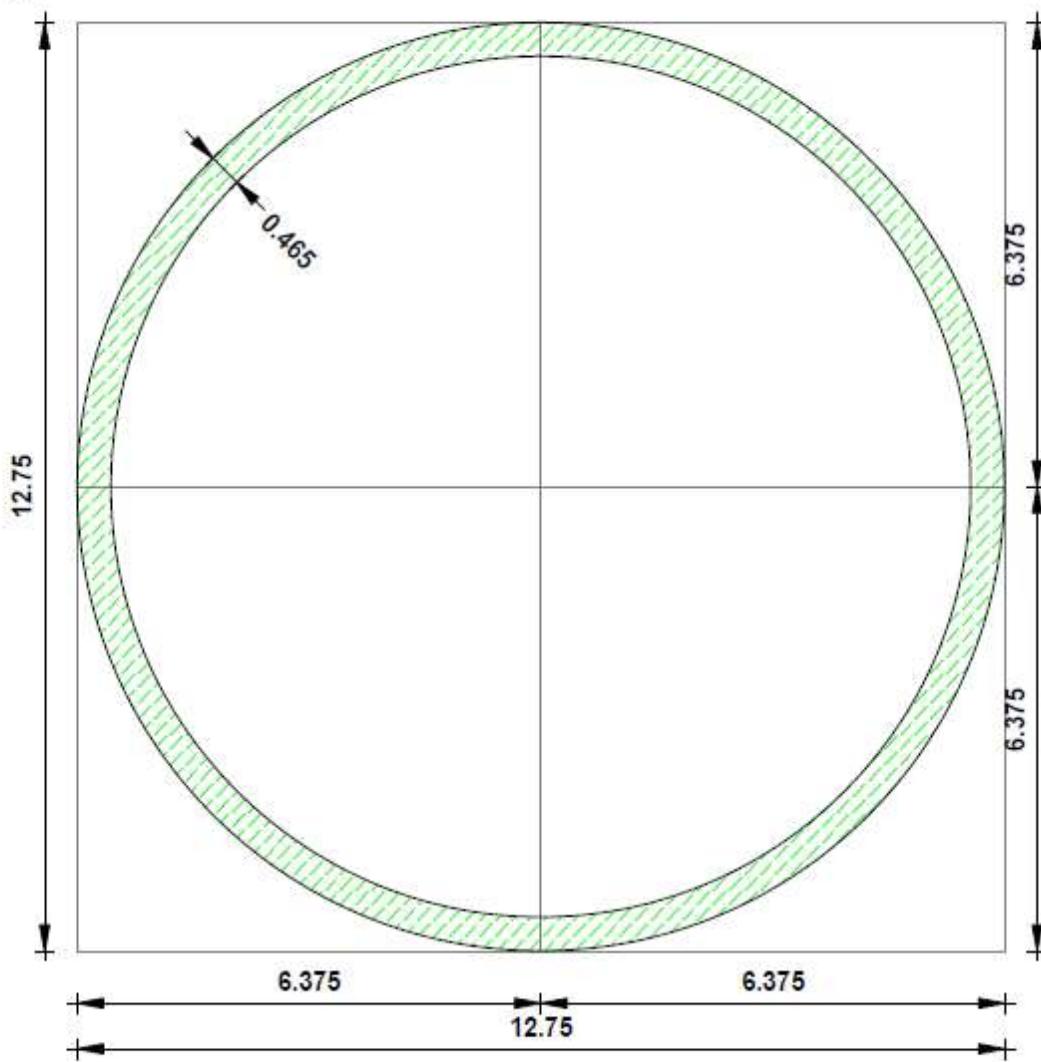
φVnh=0.9*80bv d (Lbs)	Acero Mínimo Vnh s_h = (As fy)/(50b_v) (plg)
45,354.33	18.29

Usaremos S (plg)

8.00 2.00

CUMPLE CUMPLE

PX 12



d	12.75 in
bf	12.75 in
b2	0 in
tw	0.465 in
tf	0.465 in
tf2	0 in
ra	0 in
ri	0 in
Vy	6.375 in
Vpy	6.375 in
Vz	6.375 in
Vpz	6.375 in
s	0 in
Alpha	0
Ls	3.338 ft ² /ft
Weight	65.5 lb/ft

Ax	17.5 in ²
Ay	8.97321 in ²
Az	8.97321 in ²
Ix	678 in ⁴
Iy	339 in ⁴
Iz	339 in ⁴
Wply	70.2 in ³
Wplz	70.2 in ³
Wx	110.236 in ³
Wy	8.97321 in ²
Wz	8.97321 in ²
Iomega	0 in ⁶



PILOTES DE ACERO

CODE: [ANSI/AISC 360-05 An American National Standard, March 9, 2005](#)

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 191

POINT: 5

COORDINATE: x = 1.00 L = 5.975 m

LOADS:

Governing Load Case: 40 0.9CM + SISMO Y 1*0.90+45*1.00

MATERIAL:

STEEL A572-50

Fy = 3515.35 kG/cm²

Fu = 4569.95 kG/cm²

E = 2038901.78 kG/cm²



SECTION PARAMETERS: PX 12

d=0.324 m

Ay=0.006 m²

Az=0.006 m²

Ax=0.011 m²

Iy=0.000 m⁴

Iz=0.000 m⁴

J=0.000 m⁴

tw=0.012 m

Sy=0.001 m³

Sz=0.001 m³

Zy=0.001 m³

Zz=0.001 m³

MEMBER PARAMETERS:



Ly = 5.975 m



Lz = 5.975 m



Lb = 5.975 m

Ky = 1.00

Kz = 1.00

Cb = 1.00

KLy/ry = 53.45

KLz/rz = 53.45

INTERNAL FORCES:

Pr = 16884.78 kG

DESIGN STRENGTHS

Fic*Pn = 289872.60 kG

Mry = -3085.69 kG*m

Fib*Mny = 36401.78 kG*mFiv*Vny = 107161.20 kG

Mrz = 21850.31 kG*m

Fib*Mnz = 36401.78 kG*mFiv*Vnz = 107161.20 kG

SAFETY FACTORS

Fib = 0.90

Fic = 0.90

Fiv = 0.90

SECTION ELEMENTS:

Flange = Compact

Web = Compact

VERIFICATION FORMULAS:

Pr/(2*Fic*Pn) + Mry/(Fib*Mny) + Mrz/(Fib*Mnz) = 0.71 < 1.00 LRFD (H1-1b) Verified

Vry/(Fiv*Vny) = 0.03 < 1.00 LRFD (G2-1) Verified

Vrz/(Fiv*Vnz) = 0.00 < 1.00 LRFD (G2-1) Verified

Ky*Ly/ry = 53.45 < (K*L/r),max = 200.00 Kz*Lz/rz = 53.45 < (K*L/r),max = 200.00 STABLE

Section OK !!!

