



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

“DISEÑO DE UN MUELLE FLOTANTE DE ACERO”

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Omar Erick Pinto Ascuña

ASESOR: Luis Zegarra Ciquero

Lima, Mayo del 2010

Resumen de Tesis

En el presente trabajo se desarrolla el diseño estructural de un Muelle Flotante de acero -ubicado en el Puerto Sangama, Departamento de Loreto-, el puente de acceso y los cables que lo mantienen en posición.

Los elementos que se diseñarán son parte de un Puerto que se encuentra cerca de la carretera NAPO – PUTUMAYO, el mismo que fue desarrollado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Consta de una casa de fuerza, un taller, un almacén, un sector para alojamiento, una administración, una planta de tratamiento, una rampa de acceso, el muelle flotante y los cables que lo sujetan a tierra. El terreno sobre el cual se edificarán las estructuras en tierra tiene un área total de 4125m².

Este muelle no será utilizado con fines industriales, servirá únicamente para el abordaje de personas y sus equipajes en pequeñas embarcaciones denominadas “chatas” de hasta 1500 toneladas.

El Muelle Flotante se desarrollara íntegramente en acero con mamparas para separar en cámaras el muelle en caso de filtraciones de agua. El diseño se hará con el método ASD (Esfuerzos Admisibles), debido a que no se cuenta con suficiente información para desarrollarlo mediante el LRFD, por lo que se opta por ser conservador en este diseño.

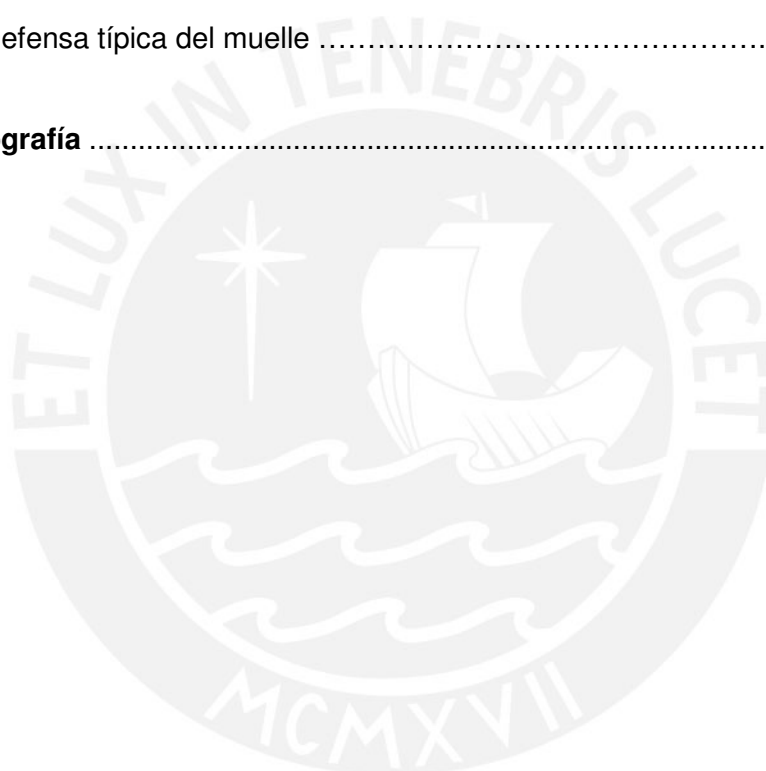
El puente de acceso será de acero con un tablero de madera para el tránsito de las personas, el método de diseño a utilizar será el LRFD, ya que para el caso de puentes se tiene información suficiente, como para aplicar el Diseño por Resistencia.

Para el diseño de los cables de acero, se han tenido en cuenta las fuerzas debido al viento, corrientes marinas y presión de agua, así como la fuerza debido al impacto producido por el acoderamiento de las embarcaciones.

INDICE GENERAL

1.0 Aspectos Generales	
1.1. Descripción del Proyecto	1
1.2. Cargas de Diseño	1
1.3. Método de Diseño	1
1.4. Materiales Empleados	3
2.0 Estructuración	
2.1. Puente de Acceso	4
2.2. Muelle Flotante	4
2.3. Rampas de Acceso	5
2.4. Cables de Acero	5
3.0 Diseño	
3.1. Puente de Acceso	6
3.1.1. Tablero de Madera	6
3.1.2. Estructura Metálica del Puente	8
3.1.3. Cargas y Combinaciones de Cargas	14
3.1.4. Modelo Estructural	17
3.1.5. Resultados del SAP (Carga Axial y Momentos).....	19
3.1.6. Diseño del Puente	20
3.1.7. Deflexiones	23
3.1.8. Conexiones	25
3.1.8.1. Empernadas	25
3.1.8.2. Soldadas	33
3.2. Muelle Flotante de Acero (Pontón)	35
3.2.1. Metrado de Cargas	35
3.2.2. Hundimientos	35
3.2.3. Análisis y Diseño del Muelle	38
3.2.4. Conexiones Soldadas	52
3.3. Defensas del Muelle	54

3.4.	Sistema de Anclaje de Estructuras	57
3.5.	Rampas	61
3.5.1.	Rampa de Acceso del Puente al Muelle	61
3.5.2.	Rampa de Acceso de Tierra al Puente	62
4.0	Conclusiones	69
5.0.	Información técnica	72
5.1	Fuerzas generadas por corrientes	72
5.2	Diseño de defensas	74
5.3	Defensa típica del muelle	78
6.0	Bibliografía	80



1.0 ASPECTOS GENERALES

1.1 Descripción del Proyecto

El proyecto es un Puerto que se encuentra cerca de la carretera NAPO – PUTUMAYO, el mismo que fue desarrollado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones; dicho puerto consta de una casa de fuerza, taller, almacén, sector para alojamiento, edificio administrativo, planta de tratamiento, puente de acceso y muelle flotante; el terreno sobre el cual se edificarán las estructuras en tierra tiene un área total de 4125 m². En la presente Tesis se desarrollará el Diseño del Muelle Flotante.

El Muelle Flotante se conecta al puerto (tierra) a través de un puente de acceso, la conexión entre estas dos construcciones es mediante un sistema basculante, la conexión entre el puente de acceso y las instalaciones de tierra (estribo), es también igual que el caso anterior. El muelle flotante a su vez está conectado a dos anclas (mediante dos poleas regulables) que llegan al fondo del río para controlar los desplazamientos del muelle debido a las corrientes del agua.

Además de dichas anclas, el muelle está conectado a cinco cables de acero sujetos en sus extremos a macizos de concreto existentes, para regular la posición del mismo a fin de evitar ser arrastrado o movido por la fuerza de la corriente del río o por el acoderamiento de las embarcaciones.

1.2 Cargas de Diseño

El puente y rampa de acceso deberán cumplir con lo señalado en la Norma Peruana de Puentes, Norma Técnica E.020 Cargas de Diseño (N.T.E. E.020) y Norma Técnica de Estructuras Metálicas (N.T.E. E.090), así mismo la carga de diseño del tablero de madera que se colocará sobre las estructuras metálicas, estará regida por la Norma de Puentes. Las cargas que se utilizarán para el análisis del muelle flotante relacionadas con el acoderamiento de embarcaciones, así como las cargas de corrientes, fueron obtenidas del Código Estandar Británico (BS6349-1:2000).

1.3 Método de Diseño

Los elementos que conformarán el Muelle Flotante de acero serán diseñados en función de las cargas establecidas por el British Standard Code, mientras que el diseño del mismo será realizado bajo los criterios definidos por el AISC (American Institute of Steel Construction Inc.), mediante el método ASD (Allowable Stress Design o Diseño por Esfuerzos Permisibles).

Los elementos que formarán parte del puente de acceso y rampa estarán sometidos a las hipótesis de cargas definidas por la Norma Peruana de Puentes y el AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). El diseño del mismo será realizado mediante el método LRFD (Load and Resistance Factor Design o Diseño por factor de Carga y Resistencia).

Utilizamos ambos métodos de diseño, debido a que para el caso del Pontón (Muelle Flotante) es muy poca la información con la que se cuenta en nuestro medio para su diseño, por lo que se ha optado por hacerlo con el método ASD que es mas conservador. Para el caso del Puente de Acceso se utilizará el método LRFD ya que se cuenta con vasta información sobre este tipo de estructuras, y es la exigida por nuestro código.

Combinaciones obtenidas del manual de Diseño de Puentes. Numeral 2.4.5.3
Las Combinaciones de Carga para el Puente y Rampas son:

Combinación : Temperatura

RESISTENCIA I (ResIT+/-)	1.25 DC + 1.75 PL +/- 0.50 TG
RESISTENCIA III (ResIIIT+/-)	1.25 DC + 1.40 WS +/- 1.00 TG
RESISTENCIA IV (ResIV)	1.50 DC
SERVICIO I (ServIT+/-)	1.00 DC + 1.00 PL + 0.30 WS +/- 0.50 TG
SERVICIO II (ServII)	1.00 DC + 1.30 PL

Dónde:

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

PL = sobrecarga peatonal

WS = viento sobre la estructura

TG = gradiente de temperatura

Las Combinaciones de Carga para el Muelle :

En nuestro medio no se cuenta con un código de diseño para Puertos Marítimos ni Fluviales, por lo que muchos diseñadores recurren a normas internacionales tales como el API (American Petroleum Institute) que incluye pautas para la construcción de plataformas fijas en el agua; o los Estándares Británicos para estructuras marítimas.

En el presente caso conservadoramente se utilizará los criterios establecidos en el Estándar Británico

La formulación general de combinación de cargas de dicho estándar es la siguiente:

$$(f_k / \gamma_m) \geq \gamma_f \cdot \sum \gamma_{fi} \cdot Q_k$$

Dónde :

f_k = Resistencia Nominal del Material

γ_m = Factor de Reducción de Esfuerzo

γ_f = Factor Extra

γ_{fi} = Factor de Amplificación de Carga

Q_k = Esfuerzos producidos por las Cargas Actuales

El Estándar Británico establece que para el diseño por esfuerzos permisibles los factores γ_m , γ_f , γ_{fi} serán iguales a la unidad.

Por consiguiente la formulación quedará de la siguiente manera.

$$f_k \geq \sum Q_k$$

Se tomarán en cuenta los esfuerzos producidos por las siguientes Cargas Actuantes:

DC = Peso propio de los componentes estructurales.

DL = Sobrecarga

WΔv = Cargas ambientales debidas a la corriente del agua y viento.

Luego, la combinación de cargas será :

$$f_k \geq DC + DL + W\Delta v$$

1.4 Materiales Empleados

Para el diseño se tomará en cuenta las siguientes consideraciones:

➤ Acero ASTM A36:

Esfuerzo de Fluencia : 2520 kg/cm²

Esfuerzo Ultimo : 4060 kg/cm²

Módulo de Elasticidad : E = 2030000 kg/cm²

Módulo de Poisson : $\mu = 0.30$

Módulo de Corte : $G = E / 2 \times (1 + \nu) = 781000 \text{ kg/cm}^2$

Coef. De Dilatación : $\epsilon = 0.000012 / ^\circ\text{C}$

➤ Madera :

Quinilla Colorada, que pertenece al Grupo de maderas Tipo C. También se podrá utilizar las maderas Copaiba y Quina Quina.

A continuación se indican las propiedades de las maderas del Grupo C de acuerdo a lo establecido en la Norma Técnica E.010, numeral 4.6.2, tablas 4.5.1 y 4.6.1

Esfuerzo de Flexión : 100 kg/cm²

Módulo de Elasticidad : E = 90000 kg/cm²

Compresión Paralela Adm.: 80 kg/cm²

Compresión Perpendicular Adm. : 15 kg/cm²

Esfuerzo de Corte Admisible : $G = 8 \text{ kg/cm}^2$

➤ Cables de Acero :

Un cable de acero es un conjunto de alambres de acero que forman un cuerpo único como elemento de trabajo. Estos alambres pueden estar enrollados de forma helicoidal en una o más capas, generalmente alrededor de un alambre central, formando los cables espirales. Estos cables, pueden estar enrollados alrededor de un núcleo o alma, formando los cables de cordones múltiples.

Para la designación de los cables de acero se debe tener en cuenta, el diámetro del cable, el número de torones (1, 6, 17, 18, 34, etc), el número de hilos contenidos en cada torón (7, 19, 27, 37, 48, 52, 61), la categoría del acero, el tipo de composición (Standard, Seale Lay, Warrington Lay, Nuflex, etc), la naturaleza del alma (vegetal, metálica, mixta) y por último el colchado (cruzado, Lang). En el capítulo respectivo se podrá apreciar la elección de estos

2.0 ESTRUCTURACION

La estructuración consiste en definir la ubicación y las características de todos los elementos estructurales, tales como las planchas inferior y de bordes laterales del muelle, el tablero sobre el mismo, los ángulos de refuerzo de paños extremos e intermedios, tijerales principales T1 y T2 (brida superior, brida inferior, diagonales, montantes), la rampa de acceso (vigas y tablero), los cables de acero que controlan la ubicación del muelle, los pilotes que soportarán los macizos de concreto a los que estarán unidos los cables de acero, de tal forma que tenga un buen comportamiento ante las diferentes solicitaciones de cargas. El diseño de los pilotes no está incluido en la presente tesis.

La estructuración debe cumplir con cuatro objetivos principales que son la economía, estética, funcionalidad y el objetivo más importante la seguridad de la estructura.

2.1 PUENTE DE ACCESO

El Puente de acceso será basculante en el estribo y tendrá la capacidad de acomodarse a los niveles del río en el extremo adyacente al muelle. Su longitud será de 40 m. y su ancho de 3.10 m. entre ejes.

La estructura estará conformada por dos reticulados de acero A36 en ambos lados, las secciones de la brida superior y diagonales serán del tipo canal C formando cajones y las secciones de la brida inferior del tipo doble T invertida. La estructura inferior que recibe el tablero de madera estará formada por elementos tipo H y tendrá un ancho útil de 2.80 m. para el pase peatonal.

Las bridas superiores estarán arriostradas por elementos diagonales tipo Angulares.

2.2 MUELLE FLOTANTE DE ACERO

El puente de acceso en el lado del río se apoyará el eje longitudinal del muelle flotante, de modo tal de restringir volteos en la dirección transversal del mismo.

Para trasladar productos sólidos de las embarcaciones al muelle se ha considerado la presencia de una grua de 2 ton de capacidad.

La estructura del muelle estará conformada por dos mamparas transversales que dividen el pontón en forma simétrica; adicionalmente, entre mamparas se está considerando tijerales que servirán de apoyo de los refuerzos de las planchas que conforman el casco. En el eje longitudinal del muelle también se está considerando un tijeral con el propósito de distribuir los esfuerzos en la estructura.

Tijeral Principal T1:

La ubicación del Tijeral T1, es al centro del muelle flotante, tiene una longitud de 20.00 m. y una altura de 2.00 m. El tijeral T1 incluye los siguientes elementos: brida superior, brida inferior, diagonales y montantes. Para la estructuración de este tijeral se tuvo en consideración las fuerzas actuantes, concentradas y distribuidas generadas por las cargas de gravedad, vivas, viento y acción del agua. Esta última actúa en la parte sumergida, ejerciendo una presión debida al hundimiento, a la que se le adiciona la presión de la corriente ejercida por las aguas del río.

Tijerales Principales T2:

La ubicación de los Tijerales T2 son en el eje central del muelle (transversal al muelle) y a 3.50 m. de cada extremo. El tijeral T2 incluye los siguientes elementos: bridas superior e inferior, diagonales y montantes. Para la estructuración de este tijeral se tuvo en consideración las mismas fuerzas actuantes, indicadas para el Tijeral T1.

Planchas Horizontales y Verticales:

La utilización de planchas de acero en el muelle son para cubrir la estructura principal, es decir la unión entre los tijerales y refuerzos. Estas planchas soportarán las presiones hidrostáticas y dinámicas del agua, así como las cargas de gravedad y sobrecargas verticales según sea el caso.

Para que el muelle pueda flotar, este debe ser hueco en su interior, de modo tal que por acción del aire que se encuentre dentro de él se mantenga estable sobre las aguas del río.

Refuerzos:

Los refuerzos van adheridos a las planchas del casco de acero, en los paños extremos e intermedios, éstos son utilizados para ayudar a soportar las cargas actuantes sobre las planchas, dichos refuerzos son ángulos de longitudes iguales.

El diseño del refuerzo tendrá en cuenta la contribución de un sector de la plancha de acero, para que en su conjunto se obtenga un esfuerzo permisible de acuerdo a los códigos. En este caso tanto la plancha como los refuerzos serán de acero ASTM A36.

2.3 RAMPAS DE ACCESO

En el presente proyecto se diseñarán dos rampas, las cuales facilitarán el correcto funcionamiento del sistema puente – muelle. La primera rampa se ubicará al inicio del puente de acceso, es decir en el lado adyacente a tierra, esta rampa será el nexo para poder acceder al puente, esta estará diseñada íntegramente en plancha estriada de acero, y tendrá refuerzos del mismo material.

La segunda rampa se encuentra al final del puente de acceso, es decir en el lado adyacente al pontón; su presencia es necesaria para cubrir los desniveles entre el puente y el muelle. Esta mantendrá el mismo concepto de diseño que el tablero del puente; es decir, estructura de acero y tablero de madera.

2.4 CABLES DE ACERO

Los cables de acero serán utilizados para sujetar el muelle flotante y restringir su desplazamiento debido a la acción de las corrientes del río y el viento.

Algunos cables conectarán el muelle con las anclas tendidas en el lecho del río y en otros casos con elementos macizos de concreto en la orilla del río.

Los cables de acero están formados por cables de alma de acero, los cuales muestran su resistencia efectiva a la rotura; estos cables estarán unidos por tirantes, pasadores, crucetas en el extremo de tierra, tuercas, contratuerzas, clavijas y arandelas.

El presente tema no incluye el diseño de los macizos de anclaje, ni las anclas.

3.0 Diseño

3.1 Puente de Acceso

Se analizará el tablero de madera que irá sobre la estructura de acero del plano horizontal inferior del puente.

3.1.1 Tablero de Madera

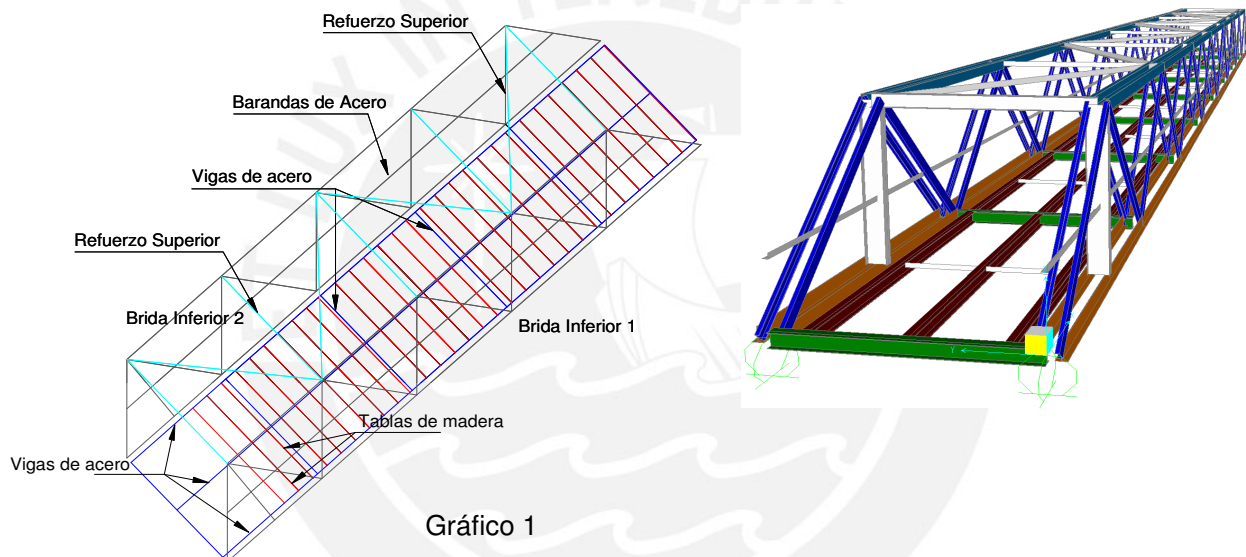
De acuerdo al esquema adjunto el tablero de madera tendrá dos tramos de igual luz con continuidad en el apoyo intermedio.

Las tablas de madera que formaran parte del piso del puente de acceso, estarán sometidas a esfuerzos de Flexión y Corte.

$f_b = < F_b$: Esfuerzo por flexión

d : Deflexión = $< L/350$

$f_v = < F_v$: Esfuerzo por corte



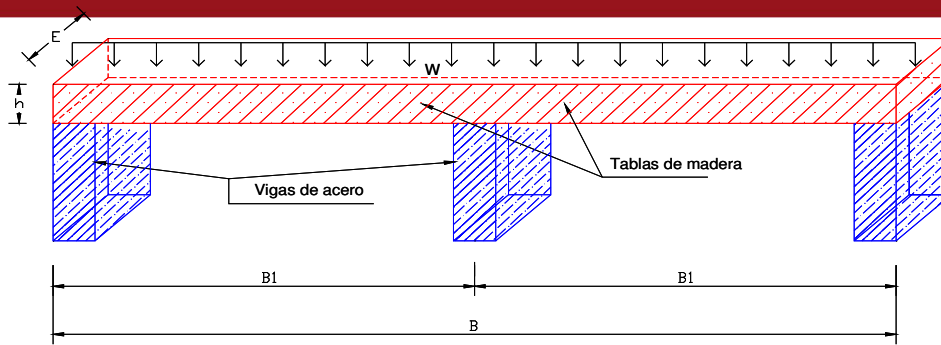
Se podrá utilizar tres tipos de maderas provenientes de la zona, las cuales son : Copaiba, Quinilla Colorada y Quina Quina.

Conservadoramente las propiedades de la madera son las indicadas en el cuadro adjunto.

El análisis se efectuará considerando la madera más pesada (Quinilla Colorada).

Características de la Sección

S/c =	510 kg/m ²
E =	8 in.
h (espesor) =	2 in.
B 1 =	1.15 m.
B =	2.3 m.
L =	40 m.



Madera : **QUINILLA COLORADA**

- Peso específico : 1279 kg/m³
- Fb : 100 kg/cm²
- E : 90000 kg/cm²
- S/c : 510 kg/m²
- Espac. Entre apoyos : 115 cm
- Sección : 8 in
2 in
- Sección : 20.32 cm
5.08 cm
- Seccion neta : 19.51 cm
4.88 cm
- Inercia : 188.55 cm⁴
- S : 77.32 cm³
- Peso madera : 65.00 kg/m²
- carga : 575.00 kg/m²
- W diseño : 117.00 kg/m
- Mom : 15.47 kg-m
- Esfuerzo fb = M/S : 20.00 kg/cm²

ESFUERZOS ADMISIBLES MPa (Kg/cm ²)					
GRUPO	FLEXIÓN	TRACCIÓN PARALELA	COMPRESIÓN PARALELA	COMPRESIÓN PERPEND.	CORTE
A	20,6 (210)	14,2 (145)	14,2 (145)	3,9 (40)	1,5 (15)
B	14,7 (150)	10,3 (105)	10,8 (110)	2,7 (28)	1,2 (12)
C	9,8 (100)	7,3 (75)	7,8 (80)	1,5 (15)	0,8 (8)

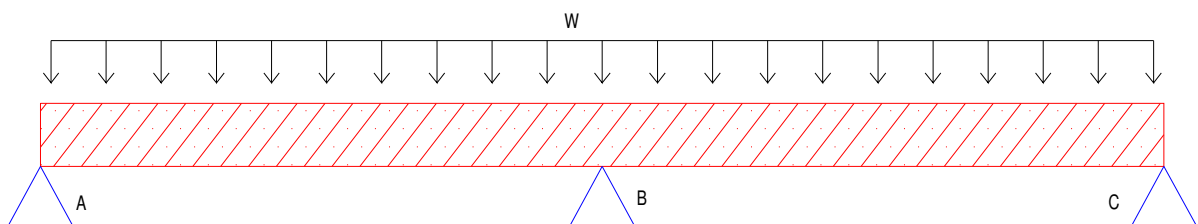
MÓDULO DE ELASTICIDAD MPa (Kg/cm ²)		
GRUPO	E _{min}	E _{prom}
A	9 316 (95 000)	12 148 (130 000)
B	7 355 (75 000)	9 806 (100 000)
C	5 394 (55 000)	8 826 (90 000)

$1/10 * W(\text{diseño}) * L^2 (\text{entre apoyos})$

Comparamos si fb < Fb : **Ok cumple**

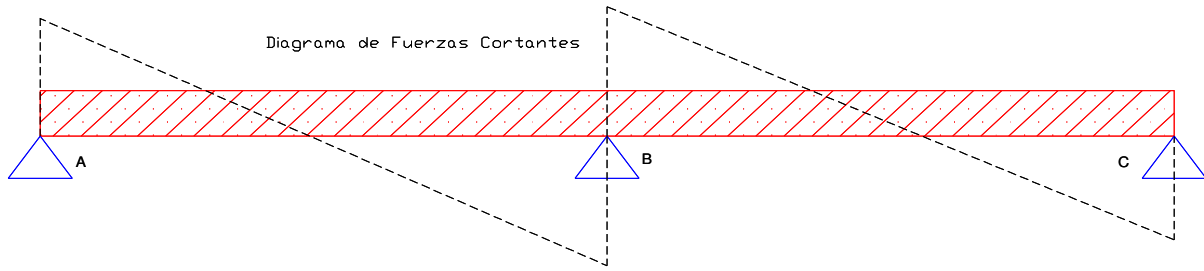
Deflexión : 0.16 cm
 $5/384 * W * B1^4 / EI$

Deflex Adm : 0.33 cm > Deflexión
(L/350) **ok, cumple!**



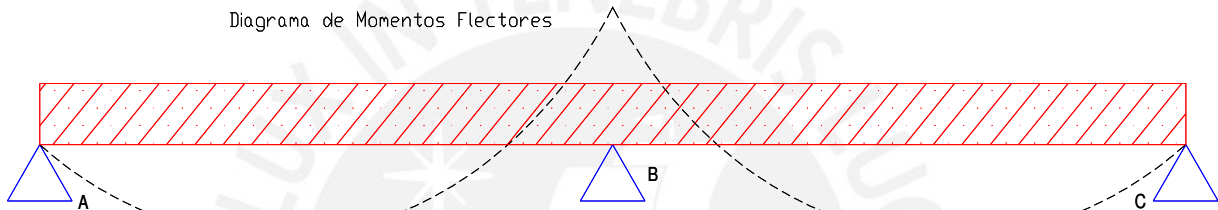
W diseño : 117.00 kg/m

DFC :



Fza en A :	49.50 kg	Ecuaciones :	
Fza en B :	165.00 kg	$0 < x < 1.15$	$-(114.8 \cdot X) + 49.51$
Fza en C :	49.50 kg	$1.15 < x < 2.30$	$-(114.8 \cdot X) + 214.53$

DMF :



Mom. en M1 :	10.70 kg-m	Ecuaciones :	
Mom. en B :	19.00 kg-m	$0 < x < 1.15$	$-(57.4 \cdot X^2) + 49.51 \cdot X$
Mom. en M2 :	10.70 kg-m	$1.15 < x < 2.30$	$-(57.4 \cdot X^2) + 214.53 \cdot X - 189.78$

Corte V :	Para maderas del grupo C	
Fv :	8.00 kg/cm ²	
V=	82.50 kg	Fza Cortante en B / 2
fv :	0.80 kg/cm ²	V / Area Tabla
Comparamos si fv < Fv :	Ok cumple	

3.1.2 ESTRUCTURA METALICA DEL PUENTE

En los ríos de la amazonía peruana es muy común la utilización de muelles flotantes unidos a tierra mediante puentes tipo Warren, lo que sirvió de referencia para utilizar uno similar en el presente diseño.

El puente de 40 m. está formado por ocho tramos de 5 m. cada uno. En los puntos que convergen las diagonales en la brida inferior, se está colocando las vigas transversales del tablero.

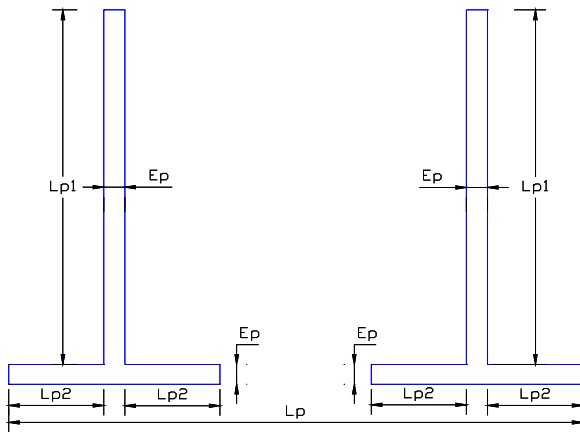
Dado que este es un proyecto llamado de menor envergadura, se decidió utilizar elementos estructurales provenientes del mercado peruano; por consiguiente la mayoría de los elementos que conforman el puente serán fabricados a base de planchas soldadas o dobladas.

Solamente se utilizarán como elementos rolados, los ángulos que sirven como arriostres, ya que estos sí se encuentran fácilmente en nuestro mercado.

A continuación se definen los elementos de la estructura.

Brida Inferior. Doble T invertida (BI)

(Formado por Planchas de Acero Soldadas)



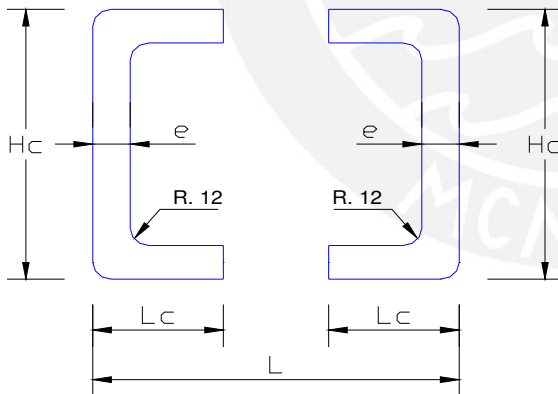
Property Data			
Section Name: TTinvertida			
Properties			
Cross-section (axial) area	53.12	Section modulus about 3 axis	162.1449
Torsional constant	11.6846	Section modulus about 2 axis	578.8145
Moment of Inertia about 3 axis	2240.3348	Plastic modulus about 3 axis	293.056
Moment of Inertia about 2 axis	12965.444	Plastic modulus about 2 axis	818.048
Shear area in 2 direction	28.2537	Radius of Gyration about 3 axis	6.4942
Shear area in 3 direction	68.5013	Radius of Gyration about 2 axis	15.623

Ep :	8 mm.	0.8 cm.	0.32 in
Lp1 :	192 mm.	19.2 cm.	7.56 in
Lp2 :	66 mm.	6.6 cm.	2.60 in
Lp :	448 mm.	44.8 cm.	17.65 in
AT :	5312 mm ²	53.12 cm ²	8.23 in ²
XG :	61.83 mm.	6.18 cm.	2.44 in
YG :	0.00 mm.	0.00 cm.	0.00 in

Inercia Y :	12965.44 cm ⁴	311.69 in ⁴
R y :	15.62 cm	6.16 in
Inercia X :	2240.33 cm ⁴	53.86 in ⁴
R x :	6.49 cm	2.56 in

Brida Superior. Doble Canal C (BS)

(Formados por Planchas de Acero Dobladas)



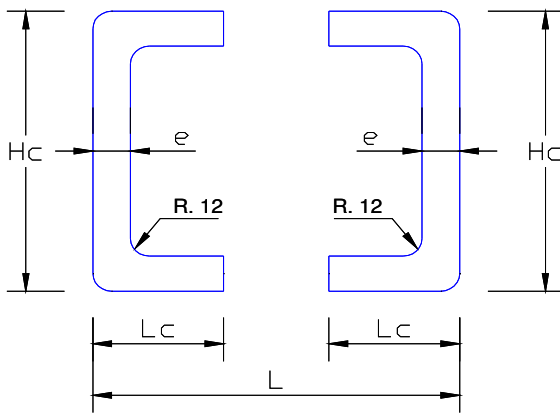
Property Data			
Section Name: CCdefrente			
Properties			
Cross-section (axial) area	57.19	Section modulus about 3 axis	288.438
Torsional constant	17.7216	Section modulus about 2 axis	672.1674
Moment of Inertia about 3 axis	2595.9417	Plastic modulus about 3 axis	349.8898
Moment of Inertia about 2 axis	10082.512	Plastic modulus about 2 axis	750.2198
Shear area in 2 direction	32.9534	Radius of Gyration about 3 axis	6.7373
Shear area in 3 direction	156.4809	Radius of Gyration about 2 axis	13.2777

HC :	180 mm.	18 cm.	7.09 in
LC :	70 mm.	7 cm.	2.76 in
e :	9.5 mm.	0.95 cm.	0.37 in
L :	300 mm.	30 cm.	11.82 in
AT :	5719 mm ²	57.19 cm ²	8.86 in ²
XG :	90 mm	9 cm	3.55 in
YG :	0 mm	0 cm	0.00 in

Inercia Y :	10082.51 cm ⁴	242.38 in ⁴
R y :	13.28 cm	5.23 in
Inercia X :	2595.94 cm ⁴	62.41 in ⁴
R x :	6.74 cm	2.65 in

Diagonales. Doble Canal C (D)

(Formados por Planchas de Acero Dobladas)

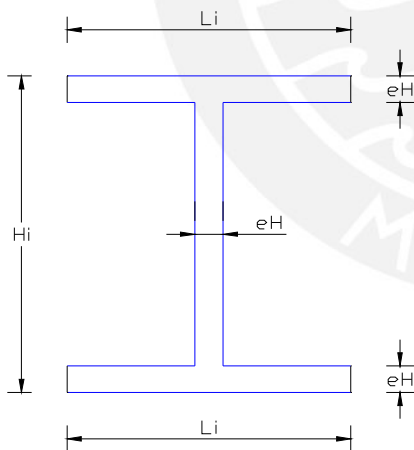


Property Data			
Section Name		cdefrentec	
Properties			
Cross-section (axial) area	39.04	Section modulus about 3 axis	165.3931
Torsional constant	8.5959	Section modulus about 2 axis	496.3846
Moment of Inertia about 3 axis	1323.1445	Plastic modulus about 3 axis	204.544
Moment of Inertia about 2 axis	7445.7685	Plastic modulus about 2 axis	536.384
Shear area in 2 direction	24.442	Radius of Gyration about 3 axis	5.8217
Shear area in 3 direction	197.9118	Radius of Gyration about 2 axis	13.8102

Hc :	160 mm.	16 cm.	6.30 in
Lc :	50 mm.	5 cm.	1.97 in
e :	8 mm.	0.8 cm.	0.32 in
L :	300 mm.	30 cm.	11.82 in
AT :	3904 mm ²	39.04 cm ²	6.05 in ²
XG :	80 mm	8 cm	3.15 in
YG :	0 mm	0 cm	0.00 in
	Inercia Y :	7445.77 cm ⁴	179.00 in ⁴
	R y :	13.81 cm	5.44 in
	Inercia X :	1323.14 cm ⁴	31.81 in ⁴
	R x :	5.82 cm	2.29 in

Viga Transversal de Tablero H. (VS-1)

(Formado por Planchas de Acero Soldadas)

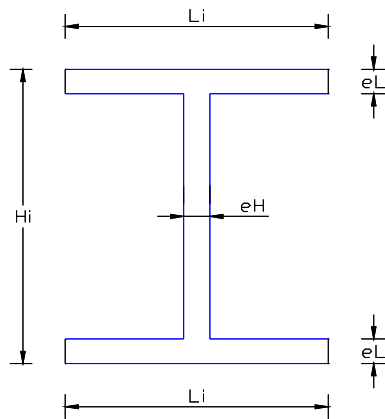


Property Data			
Section Name		HVS1	
Properties			
Cross-section (axial) area	29.9008	Section modulus about 3 axis	202.9636
Torsional constant	4.2246	Section modulus about 2 axis	41.8718
Moment of Inertia about 3 axis	2029.6364	Plastic modulus about 3 axis	229.5357
Moment of Inertia about 2 axis	293.1023	Plastic modulus about 2 axis	64.6369
Shear area in 2 direction	12.627	Radius of Gyration about 3 axis	8.2389
Shear area in 3 direction	16.3549	Radius of Gyration about 2 axis	3.1309

Li :	140 mm	14 cm	5.52 in
Hi :	200 mm	20 cm	7.88 in
eH :	6.4 mm	0.64 cm	0.25 in
AT :	2990.08 mm ²	29.90 cm ²	4.63 in ²
XG :	100 mm	10 cm	3.94 in
YG :	0 mm	0 cm	0.00 in
	Inercia Y :	293.10 cm ⁴	7.05 in ⁴
	R y :	3.13 cm	1.23 in
	Inercia X :	2029.64 cm ⁴	48.79 in ⁴
	R x :	8.24 cm	3.25 in

Viga Longitudinal de Tablero H. (VS-2)

(Formado por Planchas de Acero Soldadas)

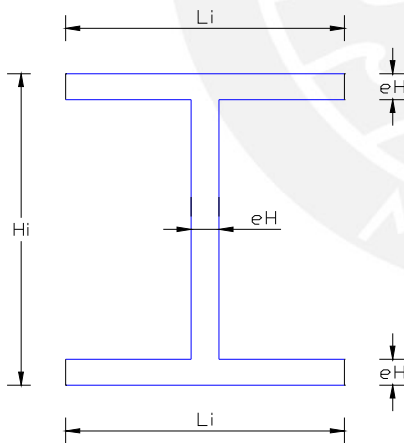


Property Data			
Section Name: HVS2			
Properties			
Cross-section (axial) area	57.7342	Section modulus about 3 axis	368.6826
Torsional constant	32.5825	Section modulus about 2 axis	83.3991
Moment of Inertia about 3 axis	3686.8263	Plastic modulus about 3 axis	429.8098
Moment of Inertia about 2 axis	583.7937	Plastic modulus about 2 axis	131.5003
Shear area in 2 direction	24.9021	Radius of Gyration about 3 axis	7.9912
Shear area in 3 direction	35.234	Radius of Gyration about 2 axis	3.1799

Li :	140 mm	14 cm	5.52 in
Hi :	200 mm	20 cm	7.88 in
eH :	12.7 mm	1.27 cm	0.37 in
eL :	12.7 mm	1.27 cm	0.37 in
AT :	5773.42 mm ²	57.73 cm ²	6.79 in ²
XG :	100 mm	10 cm	3.94 in
YG :	0 mm	0 cm	0.00 in
	Inercia Y :	583.79 cm ⁴	10.48 in ⁴
	R y :	3.18 cm	1.24 in
	Inercia X :	3686.83 cm ⁴	69.35 in ⁴
	R x :	7.99 cm	3.20 in

Montante en Porticos de los extremos H. (M)

(Formado por Planchas de Acero Soldadas)

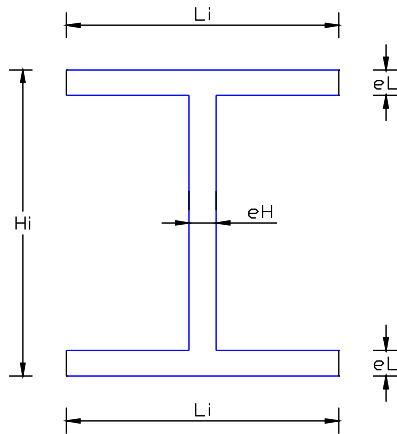


Property Data			
Section Name: PORT 30x14x8			
Properties			
Cross-section (axial) area	45.12	Section modulus about 3 axis	420.2044
Torsional constant	9.3676	Section modulus about 2 axis	52.4388
Moment of Inertia about 3 axis	6303.0656	Plastic modulus about 3 axis	488.352
Moment of Inertia about 2 axis	367.0784	Plastic modulus about 2 axis	82.944
Shear area in 2 direction	24.	Radius of Gyration about 3 axis	11.8193
Shear area in 3 direction	18.6667	Radius of Gyration about 2 axis	2.8523

Li :	140 mm	14 cm	5.51 in
Hi :	300 mm	30 cm	11.81 in
eH :	8 mm	0.8 cm	0.315 in
AT :	4512 mm ²	45.12 cm ²	6.99 in ²
XG :	150 mm	15 cm	5.905 in
YG :	0 mm	0 cm	0 in
	Inercia Y :	367.08 cm ⁴	8.81 in ⁴
	R y :	2.85 cm	1.12 in
	Inercia X :	6303.07 cm ⁴	151.38 in ⁴
	R x :	11.82 cm	4.65 in

Viga Superior en Porticos de los extremos H.

(Formado por Planchas de Acero Soldadas)



Property Data			
Section Name: PORT20x14x8x12.7			
Properties			
Cross-section (axial) area	49.528	Section modulus about 3 axis	347.8354
Torsional constant	20.9195	Section modulus about 2 axis	83.0798
Moment of Inertia about 3 axis	3478.3535	Plastic modulus about 3 axis	393.9897
Moment of Inertia about 2 axis	581.5583	Plastic modulus about 2 axis	127.2536
Shear area in 2 direction	16.	Radius of Gyration about 3 axis	8.3803
Shear area in 3 direction	29.6333	Radius of Gyration about 2 axis	3.4267

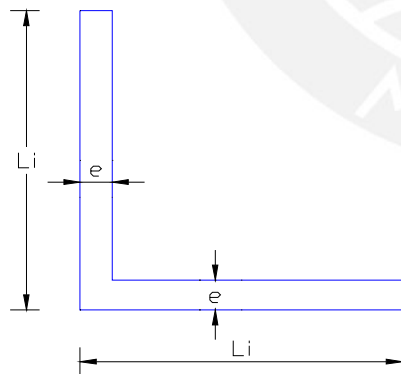
Li :	140 mm	14 cm	5.52 in
Hi :	200 mm	20 cm	7.88 in
eH :	8 mm	0.8 cm	0.37 in
eL :	12.7 mm	1.27 cm	0.37 in
A T :	4952.8 mm ²	49.53 cm ²	6.79 in ²
XG :	100 mm	10 cm	3.94 in
YG :	0 mm	0 cm	0.00 in
	Inercia Y :	581.56 cm ⁴	10.48 in ⁴
	R y :	3.43 cm	1.24 in
	Inercia X :	3478.35 cm ⁴	69.35 in ⁴
	R x :	8.38 cm	3.20 in

Analizamos tipos de unión de los elementos principales de la estructura:

Elementos de Arriostre Transversal en la Brida Superior L (L-1)

(Obtenido de Tablas de Perfiles del AISC)

Angulo L4x4x5/16 in

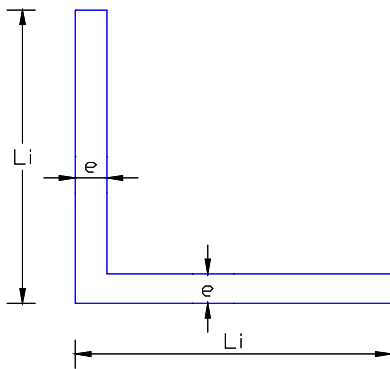


Property Data			
Section Name: RSTL4x4x5/16IN			
Properties			
Cross-section (axial) area	15.5036	Section modulus about 3 axis	21.1082
Torsional constant	3.1606	Section modulus about 2 axis	21.1082
Moment of Inertia about 3 axis	154.6445	Plastic modulus about 3 axis	38.0185
Moment of Inertia about 2 axis	154.6445	Plastic modulus about 2 axis	38.0185
Shear area in 2 direction	8.067	Radius of Gyration about 3 axis	3.1583
Shear area in 3 direction	8.067	Radius of Gyration about 2 axis	3.1583

Li :	101.6 mm	10.16 cm	4.00 in
e :	7.9375 mm	0.79375 cm	0.31 in
A T :	1549.90 mm ²	15.50 cm ²	2.40 in ²
XG :	28.45 mm	2.84 cm	1.12 in
YG :	28.45 mm	2.84 cm	1.12 in
	Inercia Y :	154.64 cm ⁴	3.72 in ⁴
	R y :	3.16 cm	1.24 in
	Inercia X :	154.64 cm ⁴	3.72 in ⁴
	R x :	3.16 cm	1.24 in

Elemento de Arriostre Diagonal en Brida Superior L (L-1)
(Obtenido de Tablas de Perfiles del AISC)

Angulo L4x4x5/16 in

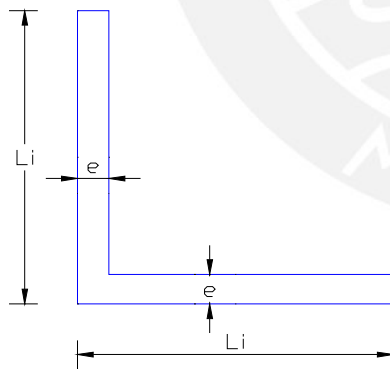


Property Data			
Section Name: RSDL4x4x5/16			
Properties			
Cross-section (axial) area	15.5036	Section modulus about 3 axis	21.1082
Torsional constant	3.1606	Section modulus about 2 axis	21.1082
Moment of Inertia about 3 axis	154.6445	Plastic modulus about 3 axis	38.0185
Moment of Inertia about 2 axis	154.6445	Plastic modulus about 2 axis	38.0185
Shear area in 2 direction	8.067	Radius of Gyration about 3 axis	3.1583
Shear area in 3 direction	8.067	Radius of Gyration about 2 axis	3.1583

Li :	101.6 mm	10.16 cm	3.00 in
e :	7.9375 mm	0.79375 cm	0.38 in
AT :	1549.90 mm ²	15.50 cm ²	2.40 in ²
XG :	28.45 mm	2.845 cm	1.18 in
YG :	28.45 mm	2.845 cm	1.18 in
Inercia Y :	154.64 cm ⁴		3.72 in ⁴
R y :	3.16 cm		1.24 in
Inercia X :	154.64 cm ⁴		3.72 in ⁴
R x :	3.16 cm		1.24 in

Barandas L (L-2) (Obtenido de Tablas de Perfiles del AISC)

Angulo L3x3x3/8 in



Property Data			
Section Name: BARL3x3x3/8IN			
Properties			
Cross-section (axial) area	13.6088	Section modulus about 3 axis	13.6502
Torsional constant	3.9139	Section modulus about 2 axis	13.6502
Moment of Inertia about 3 axis	73.2434	Plastic modulus about 3 axis	24.6016
Moment of Inertia about 2 axis	73.2434	Plastic modulus about 2 axis	24.6016
Shear area in 2 direction	7.2581	Radius of Gyration about 3 axis	2.3199
Shear area in 3 direction	7.2581	Radius of Gyration about 2 axis	2.3199

Li :	76.2 mm	7.62 cm	3.00 in
e :	9.525 mm	0.953 cm	0.38 in
AT :	1360.88 mm ²	13.61 cm ²	2.11 in ²
XG :	30 mm	3 cm	1.18 in
YG :	30 mm	3 cm	1.18 in
Inercia Y :	73.24 cm ⁴		1.76 in ⁴
R y :	2.32 cm		0.91 in
Inercia X :	73.24 cm ⁴		1.76 in ⁴
R x :	2.32 cm		0.91 in

3.1.3 CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

A continuación se definirán las cargas y su notación establecidas en el Manual de Diseño de Puentes utilizado en nuestro medio.

CARGAS PERMANENTES.

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
 DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalac. Para servicios públicos
 EH = empuje horizontal del suelo
 EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado
 ES = sobrecarga de suelo
 EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

CARGAS TEMPORALES :

BR = fuerza de frenado de los vehículos	SE = asentamiento
CE = fuerza centrífuga de los vehículos	SH = contracción
CR = fluencia lenta	TG = gradiente de temperatura
CT = fuerza de colisión de un vehículo	TU = temperatura uniforme
CV = fuerza de colisión de una embarcación	WA = carga hidráulica y presión del flujo
EQ = sismo	WL = viento sobre la sobrecarga
FR = fricción	WS = viento sobre la estructura
IC = carga de hielo	PL = sobrecarga peatonal
IM = incremento de carga vehicular dinámica	LS = sobrecarga viva
LL = sobrecarga vehicular	

COMBINACIONES DE CARGA

Las Combinaciones de Cargas que establece nuestro Manual para Puentes es :

RESISTENCIA I = combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento

RESISTENCIA II = combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III = combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90km/h.

RESISTENCIA IV = combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

RESISTENCIA V = combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90km/h.

EVENTO EXTREMO I = combinación de cargas que incluye sismo.

EVENTO EXTREMO II = combinación de cargas que incluye carga de hielo, choque de barcos y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de de vehículos, CT.

SERVICIO I = combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

SERVICIO II = combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III = combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV = combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

FATIGA = combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificado en el artículo 3.6.1.4.1.

Factores de las Combinaciones de Carga, según Reglamento de Puentes :

Tabla 2.4.5.3 - 1, del Manual de Diseño de Puentes.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{BQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Factores de Carga para Cargas Permanentes yp :

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo 	1,50 1,35	0,90 0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 	1,00 1,35 1,30 1,35 1,95 1,50	N/A 1,00 0,90 0,90 0,90 0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

DEFINICION DE COMBINACIONES DE CARGAS

Para el presente Proyecto de Tesis las combinaciones de cargas serán las siguientes :

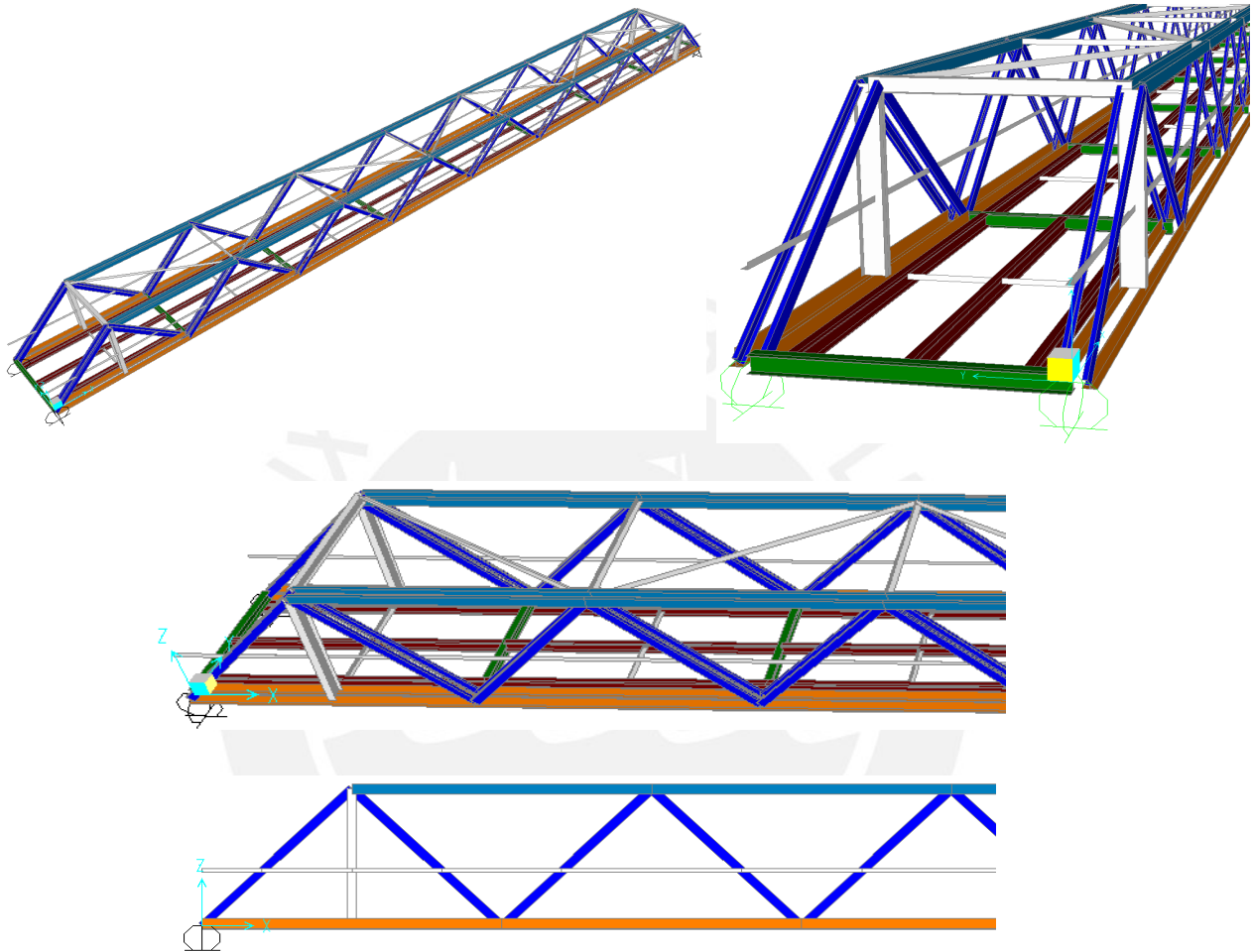
Combinaciones :

RESISTENCIA I (ResIT+/-)	1.25 DC + 1.75 PL +/- 0.50 TG
RESISTENCIA III (ResIIIT+/-)	1.25 DC + 1.40 WS +/- 1.00 TG
RESISTENCIA IV (ResIV)	1.50 DC
SERVICIO I (ServIT+/-)	1.00 DC +1.00 PL + 0.30 WS +/- 0.50 TG
SERVICIO II (ServII)	1.00 DC + 1.30 PL

3.1.4 MODELO ESTRUCTURAL

A continuación se muestran los esquemas del puente reticulado que serán analizados mediante el Programa Estructural SAP 2000

Los Apoyos serán fijos en un extremo y deslizantes en el otro.



En el modelo se consideró a las bridas superior e inferior como elementos continuos. Todas las diagonales se modelaron como elementos articulados en sus extremos. Las montantes exteriores se consideran articuladas en su parte inferior y continua con la viga transversal superior.

3.1.5 Resultados del SAP2000

A continuación se muestran dos cuadros resumen en los que se indican los valores máximos de los elementos estructurales por cada combinación de cargas.

CARGA AXIAL (TON)

Combinación	Brida Sup.	Brida Inf.	Diagonal	Pórtico
ResIT+	-80.34	50.86	-32.18	0.56
ResIT-	-80.34	50.86	-32.18	0.56
ResIIIT+	-18.72	11.65	-9.55	0.30
ResIIIT-	-18.72	11.65	-9.55	0.30
ResIV	-21.02	13.54	-7.94	0.26
ServIT+	-50.17	31.72	-20.53	0.38
ServIT-	-50.17	31.72	-20.53	0.38
ServII	-60.68	38.43	-24.28	0.43

Vigas Principales		Refuerzos			Barandas
H-VS2	H-VS1	Superior		Inferior	
		Diagonal	Transv.	Transv.	
22.18	-3.61	-8.21	2.77	---	3.99
22.18	3.61	-8.21	2.77	---	3.99
5.16	-7.16	-3.96	0.73	---	0.93
5.16	7.16	-3.96	0.73	---	0.93
5.88	0.00	-1.25	0.66	---	1.03
13.85	-3.60	-5.56	1.75	---	2.49
13.85	3.60	-5.56	1.75	---	2.49
16.76	-0.03	-6.16	2.10	---	3.01

Signo + : Tracción
Signo - : Compresión

MOMENTOS (TON-M)

Combinación	Brida Sup.	Brida Inf.	Diagonal	Pórtico	Viga Principal
					H-VS2
ResIT+	-3.92	-7.10	2.90	17.60	8.01
ResIT-	-3.92	-7.10	2.90	17.60	8.01
ResIIIT+	1.40	-3.80	1.54	-4.40	1.37
ResIIIT-	1.40	-3.80	1.54	-4.40	1.37
ResIV	-1.17	-1.91	-0.75	5.40	1.64
ServIT+	-2.47	-4.44	1.43	11.06	4.90
ServIT-	-2.47	-4.44	1.43	11.06	4.90
ServII	-2.97	-5.36	2.19	13.32	6.03

Viga Principal	Refuerzos				Barandas	
	Superior		Inferior		M3	M2
	H-VS1	Diagonal	Transv.	Transv.		
2.76	0.11	0.02	---	-0.50	0.14	
2.76	0.11	0.02	---	-0.50	0.14	
0.71	0.11	0.02	---	-0.10	0.06	
0.71	0.11	0.02	---	-0.10	0.06	
0.64	0.14	0.02	---	-0.12	0.01	
1.74	0.09	0.02	---	-0.31	0.09	
1.74	0.09	0.02	---	-0.31	0.09	
2.08	0.09	0.02	---	-0.37	0.10	

3.1.6 DISEÑO DEL PUENTE

El acero estructural para el puente será del tipo ASTM A-36 o similar y su diseño será mediante el método del LRFD, establecido por nuestro código.

Para ello se tendrá en cuenta los siguientes parámetros.

$\gamma =$	7.85 ton/m ³	Peso por Unidad de Volúmen
$E =$	29000 ksi	Módulo de Elasticidad del Acero
$F_y =$	36 ksi	Esfuerzo de Fluencia
$\Phi_b =$	0.9	Factor de Resistencia a Flexión
$\Phi_t =$	0.9	Factor de Resistencia a Tensión
$\Phi_c =$	0.85	Factor de Resistencia a Compresión

DISEÑO DEL TIJERAL PRINCIPAL

Brida Superior. Doble Canal C (BS)

Sección Estructural

$r_y =$	2.66 in	Menor radio de Giro
$A_g =$	8.86 in ²	Area
$S_x =$	41.02 in ³	Mayor Modulo Elástico de Sección
$Z_x =$	45.78 in ³	Mayor Modulo Plástico de Sección
$\pi =$	3.1416	

Análisis Local :

Se considera la mitad de la sección total; un solo canal C
Capacidad de Compresión

$k =$	1	Factor Longitudinal Efectivo
$N =$	196.85 in	Espaciamiento entre nudos brida superior. Gráfico 1
$\lambda_c =$	0.83	Esbeltez de Columna; $\lambda_c = kN / (\pi r) \times (\sqrt{F_y/E})$
		$\lambda_c < 1.5; F_{cr} = (0.658 \wedge \lambda_c^2) F_y$
		$\lambda_c > 1.5; F_{cr} = (0.877 / \lambda_c^2) F_y$
$F_{cr} =$	26.98 kip/in ²	Esfuerzo Crítico
$\Phi_c P_n =$	203.21 kip	Resist. Axial Nominal Factorizada; $\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g$
$\Phi_b M_n =$	1483.27 kip-in	Resist. de Flexión Nominal Factorizada; $M_n = Z F_y$
		$Z_x > 1.5 S_x \text{ --- } M_n = \Phi_b F_y 1.5 S_x$
		$Z_x < 1.5 S_x \text{ --- } M_n = \Phi_b F_y Z_x$

$\Phi_c P_n$ (ton)	$\Phi_b M_n$ (ton-m)	ResIT+		ResIT-	
		$P_u / \Phi_c P_n$	X_1	$P_u / \Phi_c P_n$	X_2
92.18	17.09	0.87	0.67	0.87	0.67

ResIIIT+		ResIIIT-		ResIV	
$P_u / \Phi_c P_n$	X_3	$P_u / \Phi_c P_n$	X_4	$P_u / \Phi_c P_n$	X_5
0.20	0.18	0.20	0.18	0.23	0.17

ServIT+		ServIT-		ServII	
$P_u / \Phi_c P_n$	X_6	$P_u / \Phi_c P_n$	X_7	$P_u / \Phi_c P_n$	X_8
0.54	0.42	0.54	0.42	0.66	0.50

X_F
0.67

$X_i = P_u / \Phi_c P_n + 8/9 (M_u / \Phi_b M_n)$; Para $P_u / \Phi_c P_n \geq 0.2$
 $X_i = P_u / 2\Phi_c P_n + M_u / \Phi_b M_n$; Para $P_u / \Phi_c P_n \leq 0.2$
 $X_F = \text{Max} (X_1, \dots, X_8)$

< 1 OK!

Análisis Global :

Se considera la sección completa; dos canales C.

Sección Estructural (2 Bridas)

Agt = 17.72 in²
rt = 1.15 m
kL/rt = 34.78
λc = 0.39

Esbeltez de Columna; $\lambda_c = kL / (r \pi) \times (\sqrt{F_y/E})$
 $\lambda_c < 1.5$; $F_{cr} = (0.658 \wedge \lambda_c^2) F_y$
 $\lambda_c > 1.5$; $F_{cr} = (0.877 / \lambda_c^2) F_y$

Fcr = 33.78 Kip/in²
ΦcPn = 508.77 kip
ΦcPn = 230.78 ton
Pu = 160.68 ton

Esfuerzo Crítico
Resist. Axial Nominal Factorizada; $\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g$
Resistencia Axial Requerida
 $\Phi_c P_n > P_u$ **Ok!**

Brida Inferior. Doble T invertida (BI)

Ag = 8.23 in²
Sx = 35.32 in³
Zx = 49.92 in³
ΦtPn = 266.78 kip
ΦbMn = 1617.41

Area
Mayor Modulo Elástico de Sección
Mayor Modulo Plástico de Sección
Resist. Axial Nominal Factorizada; $\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g$
Resist. de Flexión Nominal Factorizada; $M_n = Z F_y$
 $Z_x > 1.5 S_x$ --- $M_n = \Phi_b F_y 1.5 S_x$
 $Z_x < 1.5 S_x$ --- $M_n = \Phi_b F_y Z_x$

ΦtPn (ton)	ΦbMn (ton-m)	ResIT+		ResIT-	
		Pu / ΦtPn	X1	Pu / ΦtPn	X2
121.01	18.63	0.42	0.76	0.42	0.76

ResIIIT+		ResIIIT-		ResIV	
Pu / ΦtPn	X3	Pu / ΦtPn	X4	Pu / ΦtPn	X5
0.10	0.25	0.10	0.25	0.11	0.16

ServIT+		ServIT-		ServII	
Pu / ΦtPn	X6	Pu / ΦtPn	X7	Pu / ΦtPn	X8
0.26	0.37	0.26	0.37	0.32	0.57

X _F
0.76

< 1 OK! $X_i = P_u / \Phi_c P_n + 8/9 (M_u / \Phi_b M_n)$; Para $P_u / \Phi_c P_n \geq 0.2$
 $X_i = P_u / 2\Phi_c P_n + M_u / \Phi_b M_n$; Para $P_u / \Phi_c P_n \leq 0.2$
 $X_F = \text{Max} (X_1, \dots, X_8)$

Elemento Diagonal. Doble Canal C (D)

Ag = 6.05 in²
ΦtPn = 196.02 kip
ΦtPn = 88.91 ton
Pu = 32.18 ton

Area
Resistencia Axial Nominal; $\Phi_t P_n = \Phi_t F_y A_g$
Resistencia Axial Requerida
 $\Phi_t P_n > P_u$ **Ok!**

DISEÑO DE ELEMENTOS DEL TABLERO

Viga Transversal del Tablero H. (VS-1)

Z =	14.01 in ³	Modulo Plástico de Sección
$\Phi_b M_n =$	453.92 kip-in	Resistencia de Flexión Nominal; $\Phi_b M_n = \Phi_b Z F_y$
$\Phi_b M_n =$	5.23 ton-m	
$M_u =$	2.76 ton-m	Resistencia de Flexión Requerida
		$\Phi_b M_n > M_u$ Ok!

Viga Longitudinal del Tablero H. (VS-2)

Z =	26.23 in ³	Modulo Plástico de Sección
$\Phi_b M_n =$	849.85 kip-in	Resistencia de Flexión Nominal; $\Phi_b M_n = \Phi_b Z F_y$
$\Phi_b M_n =$	9.79 ton-m	
$M_u =$	8.01 ton-m	Resistencia de Flexión Requerida
		$\Phi_b M_n > M_u$ Ok!

Montante en Pórticos de los Extremos H. (M)

r =	4.65 in	Radio de Giro que Gobierna
$A_g =$	6.99 in ²	Area
$G_A =$	2.03	$(\sum I_c/L_c) / (\sum I_v/L_v)$
$G_B =$	10.00	
k =	2.27	Factor Longitudinal Efectivo
N =	196.85 in	Ver Gráfico 1
$\lambda_c =$	1.08	Esbeltez de Columna; $\lambda_c = kN / (r \pi) \times (\sqrt{F_y/E})$
		$\lambda_c < 1.5$; $F_{cr} = (0.658 \wedge \lambda_c^2) F_y$
		$\lambda_c > 1.5$; $F_{cr} = (0.877 / \lambda_c^2) F_y$
$F_{cr} =$	22.14 kip/in ²	Esfuerzo Crítico
$\Phi_c P_n =$	131.60 kip	Resist. Axial Nominal Factorizada; $\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g$
$\Phi_c P_n =$	59.69 ton	
$P_u =$	0.56 ton	Resistencia Axial Requerida
		$\Phi_t P_n > P_u$ Ok!

DISEÑO DE ELEMENTOS DEL TECHO DEL PUENTE

Elemento de Arriostre Transversal L (L-1)

$r_y =$	1.24 in	Menor radio de Giro
$A_g =$	2.40 in ²	Area
Capacidad de Compresión		
k =	1	Factor Longitudinal Efectivo
N =	90.55 in	Ver Gráfico
$\lambda_c =$	0.82	Esbeltez de Columna; $\lambda_c = kN / (r \pi) \times (\sqrt{F_y/E})$
		$\lambda_c < 1.5$; $F_{cr} = (0.658 \wedge \lambda_c^2) F_y$
		$\lambda_c > 1.5$; $F_{cr} = (0.877 / \lambda_c^2) F_y$
$F_{cr} =$	27.19 kip/in ²	Esfuerzo Crítico
$\Phi_c P_n =$	55.52 kip	Resist. Axial Nominal Factorizada; $\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g$
$\Phi_c P_n =$	25.18 ton	
$P_u =$	2.77 ton	Resistencia Axial Requerida
		$\Phi_t P_n > P_u$ Ok!

Elementos de Arriostre Diagonal L (L-1)

Ag =	2.4 in ²	Area
$\Phi_t P_n$ =	77.76 kip	Resistencia Axial Nominal; $\Phi_t P_n = \Phi_t F_y A_g$
$\Phi_t P_n$ =	35.27 ton	
Pu =	8.21 ton	Resistencia Axial Requerida
		$\Phi_t P_n > P_u$ Ok!

Barandas L (L-2)

r =	2.32 in	Radio de Giro que Gobierna
Ag =	2.11 in ²	Area
k =	1	Factor Longitudinal Efectivo
N =	196.85 in	Ver Gráfico
λ_c =	0.95	Esbeltez de Columna; $\lambda_c = kN / (r \pi) \times (\sqrt{F_y/E})$
		$\lambda_c < 1.5$; $F_{cr} = (0.658 \wedge \lambda_c^2) F_y$
		$\lambda_c > 1.5$; $F_{cr} = (0.877 / \lambda_c^2) F_y$
Z =	1.5 in ³	Modulo Plástico de Sección
$\Phi_b M_n$ =	48.60 kip-in	Resist. de Flexión Nominal; $\Phi_b M_n = \Phi_b Z F_y$
$\Phi_b M_n$ =	0.56 ton-m	
Mu =	0.50 ton-m	Resistencia de Flexión Requerida
		$\Phi_b M_n > M_u$ Ok!

En el modelo utilizado en el programa SAP2000 se ha incluido las cargas vivas verticales y horizontales de los peatones según la norma de cargas. Por consiguiente, el diseño contempla flexión en los dos sentidos. Se analiza en el sentido dónde se genera el mayor Momento Flector.

3.1.7 Deflexiones

Según Criterio de Deflexión de la AASHTO LRFD Bridge del 2005 (Sección 2.5.2.6.2), la deflexión de la carga viva no debe exceder el valor :

Para puentes en áreas Urbanas y de uso Peatonal no deben exceder el valor :

$d \leq L / 1000$	0.04 m.	40 mm.
-------------------	---------	--------

Deflexión Máxima en el Puente de Acceso:

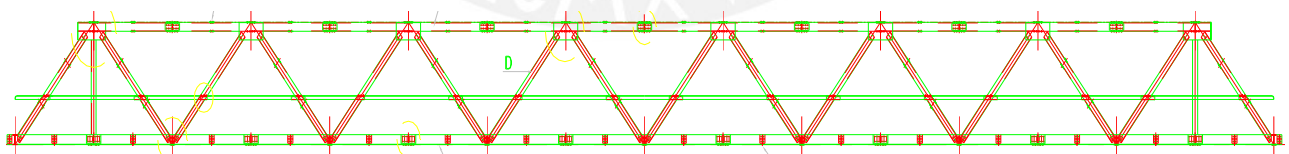
Carga Viva en Servicio



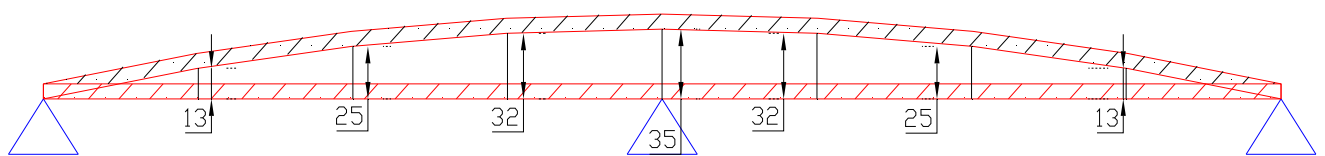
Deflexión Máxima (LL) : 35.71 mm. Ok < 40mm

Contraflecha :

La contraflecha se calculará con los valores de deflexión de la carga muerta obtenida en los nudos donde convergen las diagonales de la brida inferior; solamente en estado de servicio.



Elevación Puente



Pontón de Acero

Contraflecha

Tierra

3.1.8 CONEXIONES

3.1.8.1 Conexiones Empernadas

Previamente se determinará las fuerzas de tracción actuantes en cada elemento del Puente, según las combinaciones asumidas.

Las Cargas están en Toneladas:

Combinación	Brida Superior	Brida Inferior	Diagonal	Montante/Pórtico
ResIT+	62.54	47.27	31.69	0.56
ResIT-	62.54	47.27	31.69	0.56
ResIIIT+	15.80	10.37	8.19	0.30
ResIIIT-	15.80	10.37	8.19	0.30
ResIV	18.00	12.00	7.57	0.25
ServIT+	44.75	29.38	19.95	0.38
ServIT-	44.75	29.38	19.95	0.38
ServII	54.35	35.68	23.90	0.43

Vigas Principales		Refuerzos			
		Superior		Inferior	
VS-2	VS-1	Diagonal	Transv.	Transv.	Barand.
18.41	3.61	8.00	2.63	---	3.29
18.41	3.61	8.00	2.63	---	3.29
4.08	7.16	3.15	0.65	---	0.75
4.08	7.16	3.15	0.65	---	0.75
4.65	0.00	1.25	0.61	---	0.80
11.45	3.60	5.26	1.65	---	2.05
11.45	3.60	5.26	1.65	---	2.05
13.90	0.03	6.00	2.00	---	2.48

Las Cargas están en Kips :

Combinación	Brida Superior	Brida Inferior	Diagonal	Montante/Pórtico
ResIT+	137.59	103.99	69.72	1.23
ResIT-	137.59	103.99	69.72	1.23
ResIIIT+	34.76	22.81	18.02	0.66
ResIIIT-	34.76	22.81	18.02	0.66
ResIV	39.60	26.40	16.65	0.55
ServIT+	98.45	64.64	43.89	0.84
ServIT-	98.45	64.64	43.89	0.84
ServII	119.57	78.50	52.58	0.95

Vigas Principales		Refuerzos			
		Superior		Inferior	
VS-2	VS-1	Diagonal	Transv.	Transv.	Barand.
40.50	7.94	17.60	5.79	---	7.24
40.50	7.94	17.60	5.79	---	7.24
8.98	15.75	6.93	1.43	---	1.65
8.98	15.75	6.93	1.43	---	1.65
10.23	0.00	2.75	1.34	---	1.76
25.19	7.92	11.57	3.63	---	4.51
25.19	7.92	11.57	3.63	---	4.51
30.58	0.07	13.20	4.40	---	5.46

Luego, se toma la mayor fuerza actuante en cada elemento y en cada combinación.

	Brida Superior	Brida Inferior	Diagonal	Montante/Pórtico	Barand.
Tons	62.54	47.27	31.69	0.56	3.29
Kips	137.59	103.99	69.72	1.23	7.24

	Refuerzos				
	Vigas Principales		Superior		Inferior
	VS-2	VS-1	Diagonal	Transv.	Transv.
Tons	18.41	7.16	8.00	2.63	---
Kips	40.50	15.75	17.60	5.79	---

Ahora, se procederá a elegir la pernería, teniendo en cuenta que la Fza Admisible sea mayor que la Fza Actuante.

Se determinará el número de pernos que tendrá la conexión y se procederá a seleccionar el perno adecuado.

Para esto, se utilizará la siguiente tabla:

TABLA 8 - 16 Connections - Volume II
Resist. Diseño por Corte para Cargas de Servicio

MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION
LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN
SECOND EDITION- AISC
AMERICAN INSTITUTE FOR STEEL CONSTRUCTION

Tipo	Agujero	Corte	Diam.	Fza. (kips)	Fza. (ton)
A 325	Standard	Simple	1 3/8"	25.20	11.43
		Doble		50.50	22.91
A 325	Standard	Simple	1"	13.40	6.08
		Doble		26.70	12.11
A 325	Standard	Simple	3/4"	7.51	3.41
		Doble		15.00	6.80
A 325	Standard	Simple	5/8"	5.22	2.37
		Doble		10.40	4.72

Se seleccionará los Pernos de 1 3/8", 3/4" y 5/8" para la conexión de los elementos

estructurales y la conexión de los cables de acero del Pontón y Puente de Acceso. Estos serán del tipo Conexión crítica al deslizamiento según el manual AISC.

El presente diseño contará con diferentes diámetros de pernos, éstos estarán en función de la utilización que tendrán dentro de las propias estructuras (conexiones).

A continuación se detalla la utilización de los Diámetros de Pernos en cada elemento de la estructura.

Pernos 1 3/8" : Pernos utilizados para Fijar las Planchas de Acero en el Pontón, en las que irán Conectados los Cables de Acero. ASTM A325

Pernos 1/2" : Pernos utilizados para Fijar las Planchas de Acero en el Puente de Acceso, en las que irán Conectados los Cables de Acero. ASTM A307

Pernos utilizados para la conexión del Dispositivo Mecánico de la Rampa del Puente de Acceso - Pontón. ASTM A307

Pernos NC 1/2" : Pernos utilizados en la conexión del Dispositivo Mecánico Vasculante del Puente de Acceso, en su extremo en Tierra. ASTM A307

Pernos utilizados para la conexión del Tablero de Madera del Puente de Acceso y de la Rampa del Puente - Pontón. ASTM A307

Pernos 3/4" : Pernos utilizados para la conexión en la llegada del Puente a Tierra, y la unión con el Dispositivo Mecánico Vasculante en los Apoyos Laterales y Central. ASTM A325

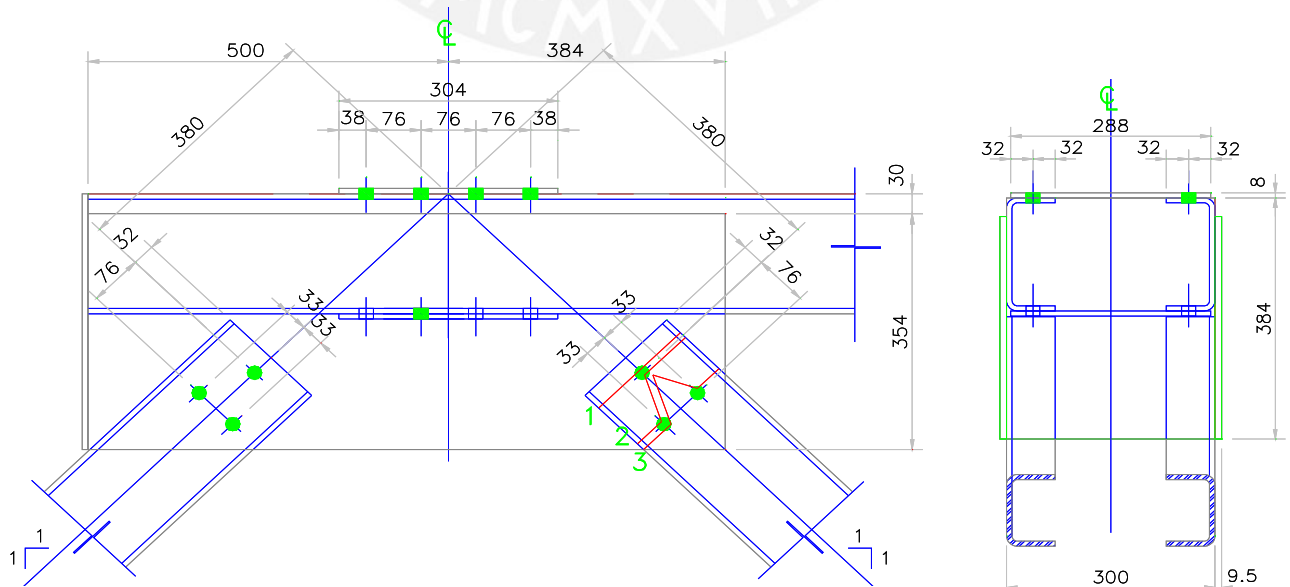
Pernos utilizados para la conexión de los elementos Diagonales con las Bridas Superior e Inferior del Puente de Acceso. ASTM A325

Pernos utilizados para la conexión de los elementos de acero en la base del Puente de Acceso. ASTM A325

Pernos NC 5/8" : Pernos utilizados para la conexión, unión, emplame de las Barandas del Puente de Acceso. ASTM A325

Todos los Pernos contarán con sus respectivas Tuercas y Arandelas de Presión.

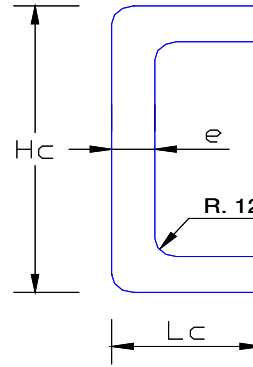
Conexión de Elementos Diagonales



Espesor Plancha: 9.5 mm.

Canal C:

Hc : 160 mm.
Lc : 50 mm.
e : 8 mm.
A_T : 1952 mm²
Xcg : 80 mm.
Ycg : 11.45 mm.



Diámetro Pernos: 3/4in A325

Distancia mínima : $2 \frac{2}{3} * \Phi$ hueco $2 \frac{2}{3} * \frac{3}{4}in = 2 in = 50.8mm$ entre Pernos

Por configuración de la conexión, la distancia de los pernos es de 83 mm.

$$T_u = \Phi * A_g * F_y$$

$\Phi =$	0.9	Factor de Resistencia
$A_g =$	1952 mm ² 3.03 in ²	Area del canal C
$F_y =$	36 ksi	Esfuerzo de Fluencia
$T_u =$	98.03 kips	Resistencia Requerida

Se analizará las posibles Cadenas de Rotura según el gráfico anterior.

Cadena 1:

Φ hueco : $\frac{3}{4} + \frac{1}{8} = \frac{7}{8}$ in
An : $3.0256 in^2 - 1 * \frac{7}{8} in * 8 mm$
An : 2.44 in² Area Neta

Cadena 2:

An : $3.0256 in^2 - 2 * \frac{7}{8} in * 8 mm + \frac{(76mm)^2}{(4 * 33mm)} * 8mm$
An : 3.017 in² Area Neta

Cadena 3:

An : $3.03in^2 - 3 * \frac{7}{8}in * 8mm + \frac{(76mm)^2}{(4 * 33mm)} * 8mm + \frac{(76mm)^2}{(4 * 33mm)} * 8mm$
An : 3.284 in² Area Neta

Tomo el menor valor de An = 2.44 in².

$U = 1 - x / L \leq 0.90$
 $U = 1 - 0.451 in / 76mm = 0.849 \leq 0.90$
 $U = 0.85 in$ Coef. Reducción, para Area Neta Efectiva
 $T_u = \Phi * A_{ne} * F_u : 0.75 * 2.44 * 0.90 * 58$
 $T_u = 95.53 kips$ Resistencia del Canal C

Bloque de Corte : (la posible falla toma a todos los pernos de la unión)

Area Neta Sometida a Tracción

$$\begin{aligned} \text{Ant} &: (113\text{mm} - 1/2 * 7/8 \text{ in}) * 8\text{mm} \\ \text{Ant} &: 1.26 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Area Total Sometida a Tracción

$$\begin{aligned} \text{Agt} &: 113 \text{ mm} * 8 \text{ mm} \\ \text{Agt} &: 1.40 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Area Neta Sometida a Corte

$$\begin{aligned} \text{Anc} &: (108\text{mm} - 1/2 * 7/8 \text{ in}) * 8 \text{ mm} \\ \text{Anc} &: 1.20 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Area Total Sometida a Corte

$$\begin{aligned} \text{Agc} &: 108 \text{ mm} * 8 \text{ mm} \\ \text{Agc} &: 1.34 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Diseño por Resistencia a la Rotura :

$$\begin{aligned} \text{A: } &Fu * \text{Ant} \\ &58 \text{ ksi} * 1.26 \text{ in}^2 : 73.08 \text{ kips} \quad \text{Resist. a la Rotura en Tracción} \\ \text{B: } &0.6 * Fu * \text{Anc} \\ &0.6 * 58 * 1.20 \text{ in}^2 : 41.76 \text{ kips} \quad \text{Resist. a la Rotura en Corte} \end{aligned}$$

Resistencia a la Rotura por Bloque de Corte :

$$\text{si } A > B : \quad \Phi R_n : \Phi * (0.6 * F_y * \text{Agc} + F_u * \text{Ant})$$

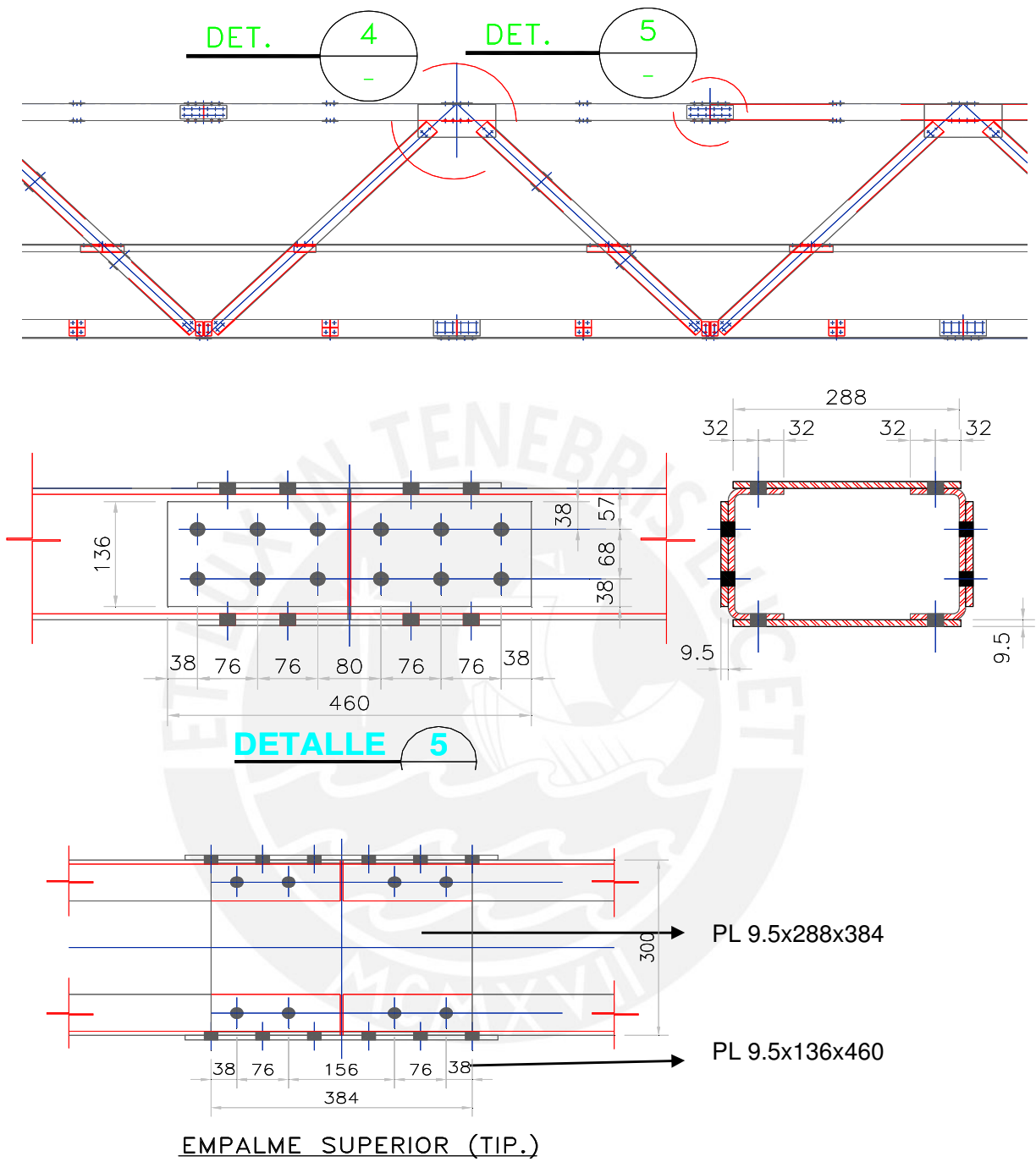
$$\text{si } A < B : \quad \Phi R_n : \Phi * (0.6 * F_u * \text{Anc} + F_y * \text{Agt})$$

Como $A > B$; utilizamos la siguiente fórmula :

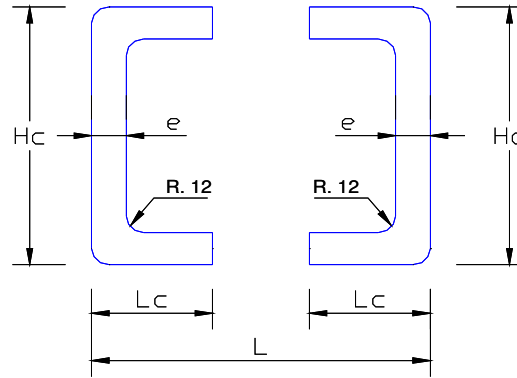
$$\Phi R_n : \Phi * (0.6 * F_y * \text{Agc} + F_u * \text{Ant})$$

$$\begin{aligned} \Phi R_n &: 0.75 * (0.6 * 36 \text{ ksi} * 1.34 \text{ in}^2 + 58 \text{ ksi} * 1.26 \text{ in}^2) \\ \Phi R_n &: 76.52 \text{ kips} \end{aligned}$$

Empalme de Brida Superior

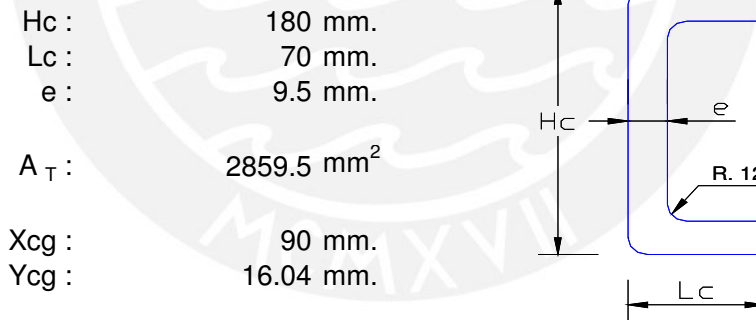


Brida Superior. Doble Canal C (BS)



HC :	180 mm.	18 cm.	7.09 in
LC :	70 mm.	7 cm.	2.76 in
e :	9.5 mm.	0.95 cm.	0.37 in
L :	300 mm.	30 cm.	11.82 in
A _T :	5719 mm ²	57.19 cm ²	8.86 in ²
X _G :	90 mm	9 cm	3.55 in
Y _G :	0 mm	0 cm	0.00 in
		Inercia Y : 10082.51 cm ⁴	242.38 in ⁴
		R y : 13.28 cm	5.23 in
		Inercia X : 2595.94 cm ⁴	62.41 in ⁴
		R x : 6.74 cm	2.65 in

Canal C:



Hc :	180 mm.
Lc :	70 mm.
e :	9.5 mm.
A _T :	2859.5 mm ²
Xcg :	90 mm.
Ycg :	16.04 mm.

Diámetro Pernos: 3/4in A325

Distancia mínima : $2 \frac{2}{3} * \Phi$ hueco $2 \frac{2}{3} * \frac{3}{4}$ in = 2 in = 50.8mm entre Pernos

Por configuración de la conexión, la distancia mínima de los pernos es de 76 mm.

$$T_u = \Phi * A_g * F_y$$

$\Phi =$	0.9	Factor de Resistencia
$A_g =$	2859.5 mm ² 4.43 in ²	Area del canal C
$F_y =$	36 ksi	Esfuerzo de Fluencia
$T_u =$	143.53 kips	Resistencia Requerida

Se analizará la posible Cadena de Rotura.
(Rotura de la Plancha en los pernos más cercanos)

Cadena 1:

$$\begin{aligned} \Phi \text{ hueco : } & 3/4 + 1/8 = 7/8 && \text{in} \\ \text{An : } & 4.43 \text{ in}^2 - *7/8 \text{ in} * 8 \text{ mm} \\ \text{An : } & 4.15 \text{ in}^2 && \text{Area Neta} \end{aligned}$$

Tomo el valor de $An = 3.88 \text{ in}^2$.

$$\begin{aligned} U &= 1 - x / L \leq 0.90 \\ U &= 1 - 16.04\text{mm} / 76\text{mm} = 0.79 \leq 0.90 \\ U &= 0.79 \text{ in} && \text{Coef. Reducción, para Area Neta Efectiva} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Tu &= \Phi * Ane * Fu : 0.75 * 4.15 * 0.79 * 58 \\ Tu &= 142.61 \text{ kips} && \text{Resistencia del Canal C} \end{aligned}$$

Bloque de Corte : (la posible falla toma a todos los pernos de la unión)

$$\begin{aligned} \text{Ant : } & (106\text{mm} - 7/8 \text{ in}) * 9.5\text{mm} \\ \text{Ant : } & 1.23 \text{ in}^2 && \text{Area Neta Sometida a Tracción} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Agt : } & 106 \text{ mm} * 9.5 \text{ mm} \\ \text{Agt : } & 1.56 \text{ in}^2 && \text{Area Total Sometida a Tracción} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Anc : } & (192\text{mm} - 2 * 7/8 \text{ in}) * 9.5 \text{ mm} \\ \text{Anc : } & 2.17 \text{ in}^2 && \text{Area Neta Sometida a Corte} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Agc : } & 192 \text{ mm} * 9.5 \text{ mm} \\ \text{Agc : } & 2.83 \text{ in}^2 && \text{Area Total Sometida a Corte} \end{aligned}$$

Diseño por Resistencia a la Rotura :

$$\begin{aligned} \text{A: } & Fu * Ant \\ & 58 \text{ ksi} * 1.23 \text{ in}^2 : && 71.34 \text{ kips} && \text{Resist. a la Rotura en Tracción} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{B : } & 0.6 * Fu * Anc \\ & 0.6 * 58 * 2.17 \text{ in}^2 : && 75.51 \text{ kips} && \text{Resist. a la Rotura en Corte} \end{aligned}$$

Resistencia a la Rotura por Bloque de Corte :

$$\text{si } A > B : \quad \Phi Rn : \Phi * (0.6 * Fy * Agc + Fu * Ant)$$

$$\text{si } A < B : \quad \Phi Rn : \Phi * (0.6 * Fu * Anc + Fy * Agt)$$

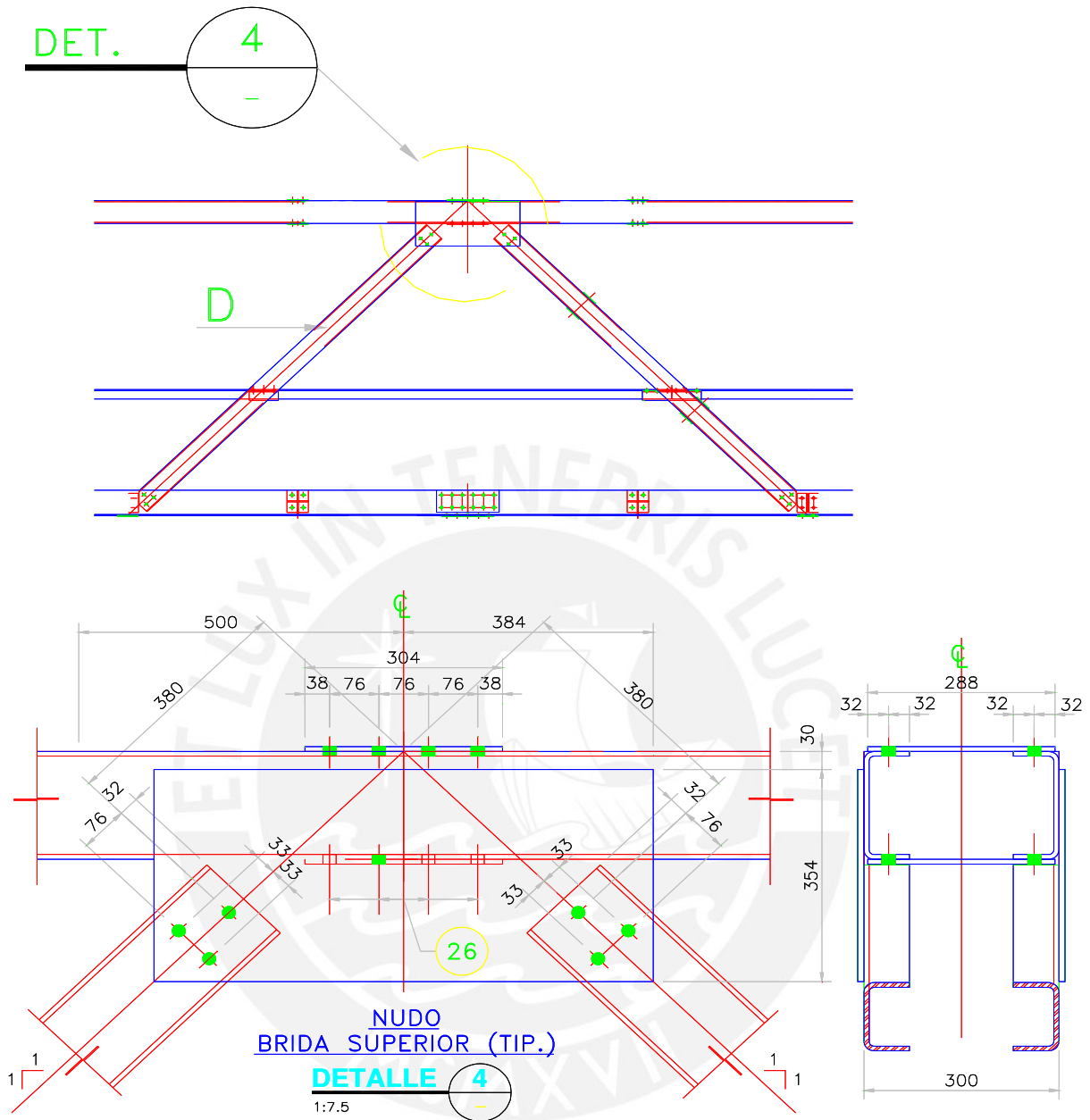
Como $A < B$; utilizamos la siguiente fórmula :

$$\Phi Rn : \Phi * (0.6 * Fu * Anc + Fy * Agt)$$

$$\Phi Rn : 0.75 * (0.6 * 58 \text{ ksi} * 2.17 \text{ in}^2 + 36 \text{ ksi} * 1.56 \text{ in}^2)$$

$$\Phi Rn : 98.8 \text{ kips}$$

3.1.8.2 Conexiones Soldadas



Plancha de Conexión de Brida Superior con Diagonales, tiene espesor igual a 9.5mm

Canal C de la Brida Superior, tiene espesor igual a 9.5mm

Diagonales sujetas a la Plancha junto con la Brida Superior 160x50x8mm

La Fuerza Ejercida sobre la Plancha es 63.40 ton

Area de canal C : 57.19 cm²

Utilizando la Fuerza Actuante : 63.4 ton

Calculamos la Resistencia de la Soldadura :

$$Fza Act = \Phi * Aw * Fw$$

$$\Phi = 0.75$$

Factor de Resistencia

$$Fw = 0.6 * 60 \text{ ksi} :$$

$$36 \text{ ksi}$$

$$2520 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia Nominal del Electrodo

Area Efectiva de la sección Recta de la Soldadura

$$63.4 \text{ ton} = 0.75 * 2520 \text{ kg/cm}^2 * Aw$$

$$Aw = 33.54 \text{ cm}^2$$

Para espesores de elementos $\geq 1/4"$, dónde el espesor de garganta $a_{\text{máx}} = \text{espesor} - 1/16"$

$$a \text{ min} = 1/8" = 3 \text{ mm}$$

$$a \text{ máx} = 9.5 \text{ mm} - 1/16" = 8 \text{ mm.}$$

Area Efectiva de la sección Recta de la Soldadura

$$Aw = 0.707 * (8 \text{ mm}) * L_{\text{soldadura}} = 33.54 \text{ cm}^2$$

Longitud de la Soldadura

$$L_{\text{soldadura}} = 33.54 \text{ cm}^2 / (0.707 * 8 \text{ mm}) = 59.3 \text{ cm}$$

Longitud de soldadura mínima para resistir la Fuerza en el elemento Diagonal es de 59.3 cm.

3.2 MUELLE FLOTANTE DE ACERO (Pontón)

El muelle flotante en este caso tiene dimensiones en planta de 10 x 20 m. y por su pequeña configuración comúnmente se le llama pontón.

Esta estructura sirve de apoyo del puente de acceso y el peso de una grúa de 2 ton.

A continuación se efectuará el metrado de cargas con el fin de hacer la verificación de estabilidad de esta estructura.

3.2.1 Metrado de Cargas

Cargas Muertas:

p.p. muelle	55.00	Ton	Peso propio del muelle.
c.m. puente	22.00	Ton	Reacción de apoyos del puente, obtenidas del SAP.
c.m. grúa	2.00	Ton	Peso de la grúa.
	<u>79.00</u>	Ton	

Cargas Vivas:

s/c Muelle (400kg/m ²)	80.00	Ton	El valor de la sobrecarga del muelle se obtuvo de las cargas transitorias sobre el mismo.
s/c Puente	23.00	Ton	
s/c Grua	2.00	Ton	
	<u>105.00</u>	Ton	

3.2.2 Hundimientos

Verificación de los hundimientos que se producirán en el Muelle Flotante.

Se aplicará el Principio de Arquímedes.

$$H_{min} : \frac{CM \text{ total}}{\text{Area del muelle}} = \frac{79 \text{ ton}}{20 \times 10 \text{ m}^2} = 0.395 \text{ m}$$

$$H_{m\acute{a}x} : \frac{CM \text{ total} + CV \text{ total}}{\text{Area del muelle}} = \frac{79 + 105}{20 \times 10 \text{ m}^2} = 0.92 \text{ m}$$

Estabilidad:

Verificación de la estabilidad de la estructura, debido a los pesos que actúan sobre el.

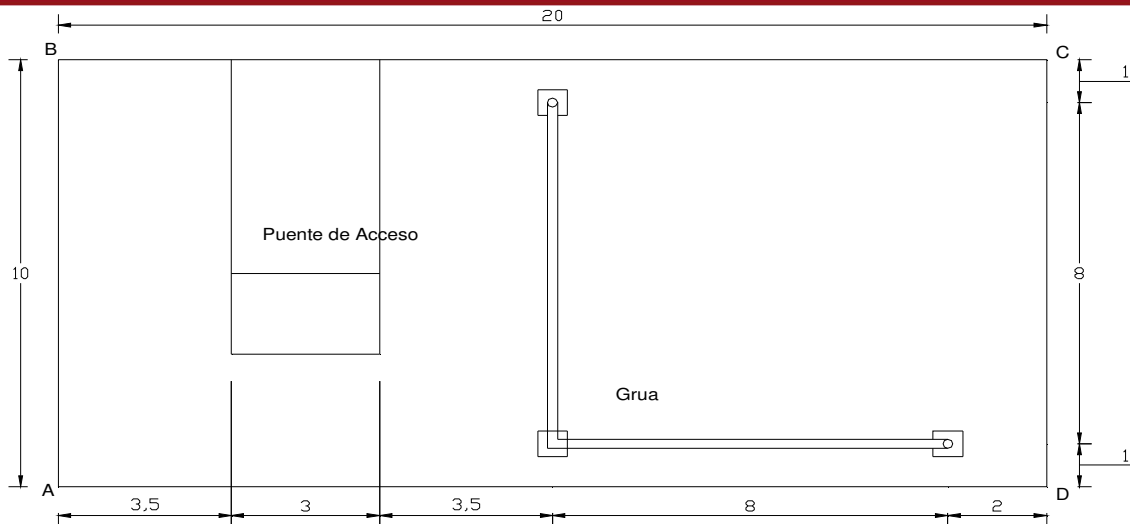
En dirección longitudinal del Muelle.

Centro de Gravedad:

	Pesos (Ton)	Dist.(m)	PxD (Ton-m)
Muelle:	55.00	0.00	0.00
s/c Muelle:	80.00	0.00	0.00
Puente:	22.00	5.00	110.00
s/c Puente:	23.00	5.00	115.00
Grúa:	2.00	4.00	8.00
s/c Grúa:	2.00	4.00	8.00
	<u>184.00</u>		<u>241.00</u>

$$Y = 241.00 / 184.00 = 1.31\text{m.}$$

Distancia medida desde la base sumergida al centro de gravedad G



Distribución del Puente de Acceso y Grúa sobre el Muelle Flotante (Pontón)

Mom.v1 : Fuerza x Brazo = $(22+23)*5.0 - (2+2)*4.0 = 209.00 \text{ Ton-m}$

Inercia : $\frac{1 \times b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 10 \times 20^3}{12} = 6667.00 \text{ m}^4$

Vol. Agua : $10 \times 20 \times 1 = 200 \text{ m}^3$ (Agua desplazada)

dist BoM : $\frac{\text{Inercia}}{\text{Vol. Agua}} = \frac{6667.00}{200} = 33.34 \text{ m}$

M = Metacentro = Inercia de base del muelle / Vol. de agua desplazada

La altura del pto B (0.50m.) es debido a : La mitad de la altura de agua desplazada por el muelle, medido desde la base del mismo.

dist GBo : $1.31 - 0.50 = 0.81 \text{ m.}$

Y - dist. del pto B, medido desde la base del muelle : $1.31 - 0.50 = 0.81$

dist GM : dist BMo - 0.81 = $33.34 - 0.81 = 32.53 \text{ m.}$

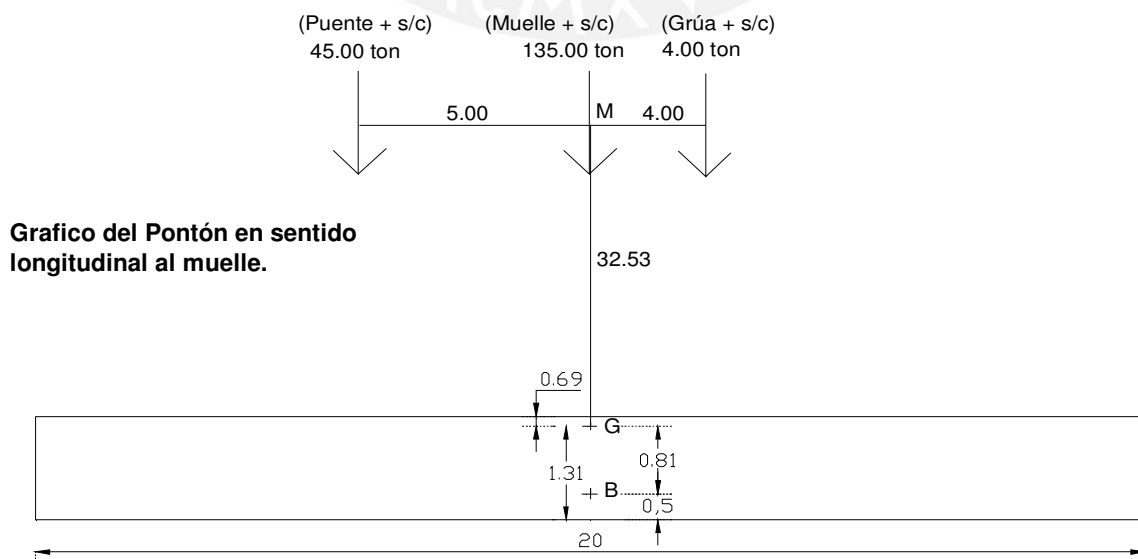


Grafico del Pontón en sentido longitudinal al muelle.

Hundimiento debido a la carga generada por la excentricidad del puente de Acceso:

$$s : \frac{Mv1 \times (L/2)}{P \text{ tot} \times \text{dist GM}} = \frac{209.00 \times 20 / 2}{184.00 \times 32.53} = 0.36 \text{ m}$$

(hundimiento, debido al Puente)

Mv : Momento

P tot : Peso Total (CM + CV)

L : long. elemento flotante en sentido de análisis

GM : dist. centro de gravedad al metacentro

En dirección del Puente :

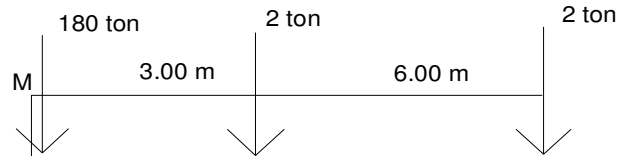
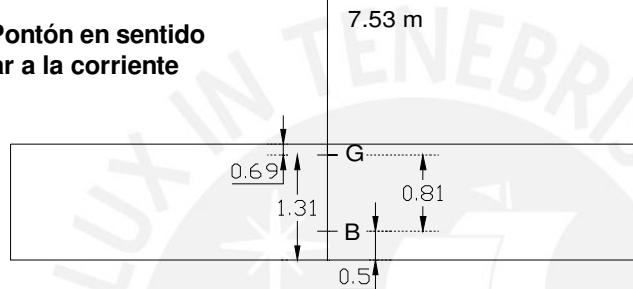


Grafico del Pontón en sentido perpendicular a la corriente



Inercia :	$\frac{1 \times 20 \times 10^3}{12}$	=	1667.00 m ⁴
Vol. Agua :	10 x 20 x 1	=	200 m ³ (Agua desplazada)
dist. BoM :	$\frac{\text{Inercia}}{\text{Vol. Agua}}$	=	$\frac{1667.00}{200.00} = 8.34 \text{ m}$
dist. GM :	dist. BoM - dist.GBo	=	8.34 - 0.81 = 7.53 m
Mom.v2 :	P x d = 2 ton x 3.00 m + 2 ton x 9.00 m	=	24.00 ton-m

Hundimiento debido a la excentricidad de las cargas de la grúa.

$$s : \frac{Mv2 \times (L/2)}{P \text{ tot} \times \text{dist GM}} = \frac{24 \times 10 / 2}{184 \times 7.53} = 0.09 \text{ m}$$

Mv : Momento

P tot : Peso Total (CM + CV)

L : long. elemento flotante en sentido de análisis

GM : dist. centro de gravedad al metacentro

Se concluye que la excentricidad generada por el puente, produce un mayor hundimiento.

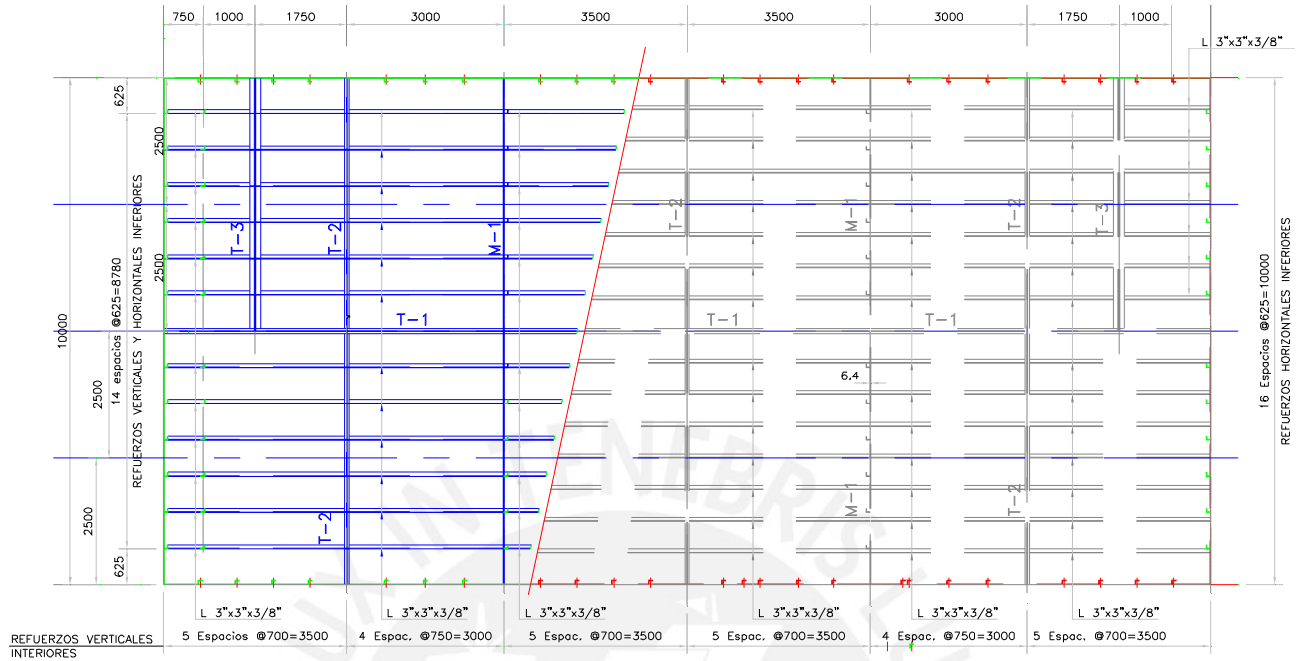
Ahora, analizaremos el hundimiento del muelle en la situación más crítica y teórica que se puede presentar.

$$h (A) = 0.92 + 0.36 + 0.09 = 1.37 \text{ m} \quad (\text{situación crítica, muy teórica})$$

Este valor nos permitirá calcular presiones para el diseño de los elementos estructurales que conforman el muelle.

3.2.3 Análisis y Diseño del Muelle

Esquema del Muelle



Para el diseño se tomará en cuenta los siguiente Parámetros
Propiedades del Acero ASTM A36

$F_y = 36 \text{ Ksi}$	$F_u = 58 \text{ Ksi}$	$1 \text{ Ksi} = 70 \text{ kg/cm}^2$
Mod. Elasticidad E :	$2 \times 10^5 \text{ Mpa}$	$= 2030000 \text{ kg/cm}^2$ $= 29000 \text{ Ksi}$
Mod. Poisson :	$\mu = 0.30$	
Mod. Corte G :	$\frac{E}{2(1+\mu)}$	$= 77000 \text{ Mpa} = 780 \text{ kg/cm}^2 = 11000 \text{ Ksi}$
Dilat. Térmica :	$\epsilon = 0.000012 / ^\circ\text{C}$	por $^\circ\text{C}$ de variación

Diseño de las planchas del Pontón

Plancha Inferior :

Extremo A : $p = \gamma \cdot h = 1.00 \text{ ton/m}^3 \times 1.37 \text{ m} = 1.37 \text{ ton / m}^2$
(Peso específico del agua x hundimiento)

Tamaño de la plancha = 625 mm x 3500 mm

$M_x = 1 / 12 \cdot 1.37 \cdot 0.625^2 = 0.0446 \text{ ton-m/m de ancho}$ $M_x = w \cdot L^2 / 12$

Usando plancha de 1/4 pulg = 6.35 mm

Inercia = $\frac{1 \times b \times h^3}{12}$

$$I = 1/12 * 100\text{cm} * (0.635\text{ cm})^3 = 2.134\text{ cm}^4/\text{m de ancho}$$

$$\sigma = \frac{M * Y}{I}$$

$$\text{Esfuerzo} = \frac{4460\text{kg-cm} * 0.635/2\text{ cm}}{2.134\text{ cm}^4} = 663.6\text{ kg/cm}^2 < 1512\text{ kg/cm}^2$$

0,6Fy plancha A36

ok, cumple!

Se utilizará plancha de 8mm por corrosión.

REFUERZOS EN PLANCHAS DE ACERO:

Paño Inferior Izquierdo L = 2.75m.

Refuerzos en Plancha Inferior

Se considera el hundimiento mas crítico.

$$w = 1.37\text{ ton/m}^2 * 0.625\text{ m} = 0.856\text{ ton/m}$$

$$M = wL^2 / 9 \quad (\text{Conservadoramente se utilizará la sgte fórmula para el Mom. del refuerzo.})$$

$$M = 0.856\text{ ton/m} * (2.75\text{ m})^2 / 9 = 0.72\text{ ton-m}$$

dist. extremo al tijeral T2 es 3.50m, pero en la base del muelle esta dist. se acorta 0.75 m a cada lado, por consiguiente 2.75 = 3.50 - 0.75

$$b \leq 3500\text{ mm} / 3 = 1166.67\text{ mm} = 1.167\text{ m} \quad \text{ó}$$

$$b \leq 625\text{ mm} = 0.625\text{ m}$$

Se toma el menor valor de b.

Considerando **L 3"x 3"x 3/8"**

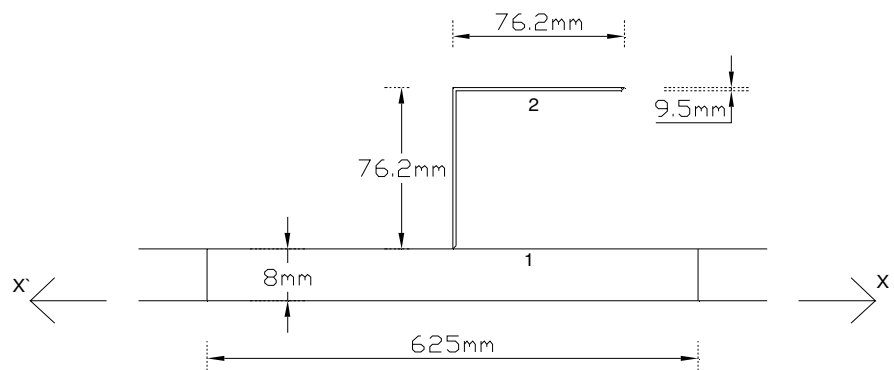
E	Area cm ²	y cm	A*y cm ³	A*y ² cm ⁴	Ig cm ⁴	Ig + A*y ² cm ⁴
1	50.00	0.40	20.00	8.00	2.67	10.67
2	15.68	6.11	95.79	585.26	82.83	668.09
Σ	65.68	6.51	115.79	593.26	85.50	678.76

$$y = 7.62 + 0.8 - 1.76 = 6.66\text{cm}$$

$$\sigma : \frac{72000\text{ kg-cm} * 6.66\text{ cm}}{475.31\text{ cm}^4} = 1008.86\text{ kg/cm}^2 < 1512\text{ kg/cm}^2$$

ok, Cumple!

0.6Fy plancha A36



Paños Inferiores Intermedios $L = 3.50 \text{ m}$.

$h = 0.92 + 0.09 = 1.01 \text{ m}$. $h : h_{\text{máx}} + S$ en dirección del puente
 $w = 1.01 \times 0.625 = 0.63 \text{ ton/m}$

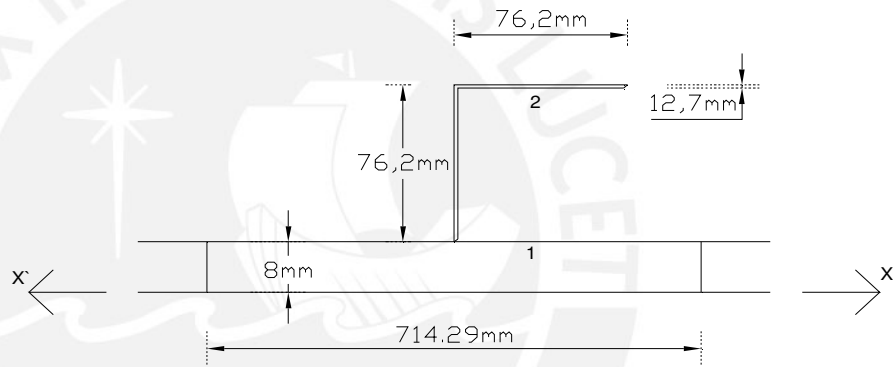
$M = wL^2 / 9$ (Conservadoramente)
 $M = 0.63 \times 3.50^2 / 9 = 0.86 \text{ ton-m}$

Considerando: **L 3 x 3 x 1/2"** (L 7.62 x 7.62 x 1.27 cm)

<i>E</i>	<i>Area cm²</i>	<i>y cm</i>	<i>A*y cm³</i>	<i>A*y² cm⁴</i>	<i>Ig cm⁴</i>	<i>Ig + A*y² cm⁴</i>
1	57.14	0.40	22.86	9.14	3.05	12.19
2	17.74	6.05	107.38	649.97	92.40	742.37
Σ	74.88	6.45	130.24	659.11	95.45	754.56

$y = 6.68 = 7.62 + 0.8 - 1.74 \text{ cm}$

$\sigma : \frac{86000 \text{ kg-cm} \cdot 6.68 \text{ cm}}{513.62 \text{ cm}^4} = 1118.49 \text{ kg/cm}^2 < 1512 \text{ kg/cm}^2$ **ok, Cumple!**
 0.6Fy plancha A36

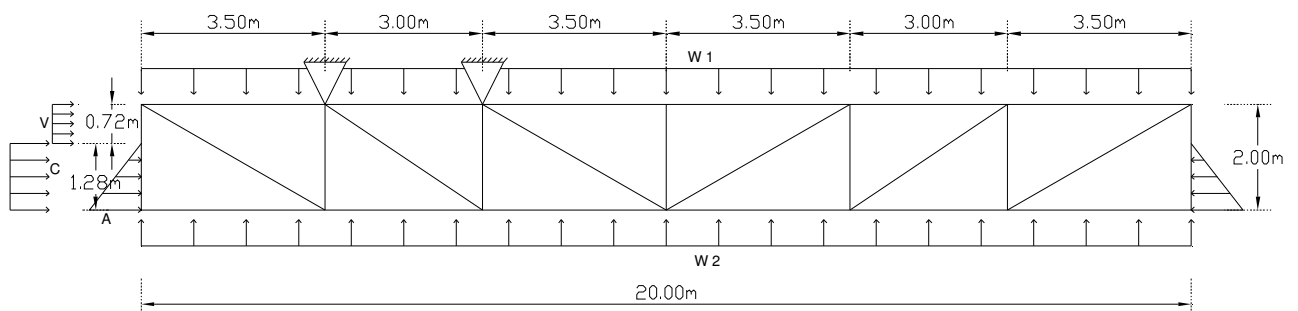


Los refuerzos en la plancha superior, con espaciamiento $L = 3.50\text{m}$. serán de L 3 x 3x 1/2"

Los refuerzos verticales serán L 3 x 3 x 3/8", conservadoramente

Tijerales Principales:

Tijeral : T1



Esquema del Tijeral Principal, incluyendo puntos de apoyo del Puente y presiones Laterales

Valor de las Presiones generadas por las Fuerzas:

Para la Presión vertical del Agua:

$$h = 0.92 + 0.36 = 1.28 \text{ m.}$$

$$p = 1.00 \text{ ton/m}^3 * 1.28 \text{ m} = 1.28 \text{ ton/m}^2$$

h : h máx. + hundimiento (s) en dirección del muelle
p : presión : $\gamma * h$

$$w2 = 1.26 \text{ ton/m}^2 * 5\text{m.} = 6.40 \text{ ton/m}$$

w2 : fuerza ejercida por el agua
w2 : p * Ancho Tributario del tijeral T1 (grafico 4)

$$w1 = (0.40 + 7.85*0.008) * 5 \text{ m} = 2.31 \text{ ton/m.}$$

γ plancha de acero : 7.85 ton/m³

s/c A. tributario

Cargas de Vientos (Según Norma Peruana E.020)

Velocidad de Diseño

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación (Ver Anexo 2) pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

$$V_h = V (h / 10)^{0.22} \geq V$$

V_h : velocidad de diseño en la altura h en Km/h

V : velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h

h : altura sobre el terreno en metros

Carga Exterior de Viento

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

P_h : presión o succión del viento a una altura h en Kg/m²

C : factor de forma adimensional

Velocidad (V) : 100 km/h según Norma E.020

$$V_h = V (h / 10)^{0.22} \geq V$$

V : 100 km/h

h : 1

V_h : 60.26 km/h

Debe cumplirse : $V_h \geq V$

V_h : 100.00 **Se toma V**

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

C : 2

V_h : 100.00 km/h

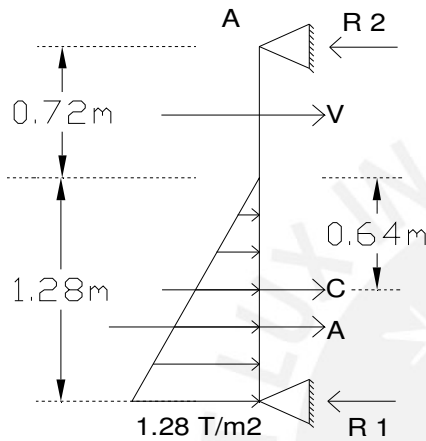
P_h : 100.00 kg/m²

Fuerza de Corrientes (Ver Capítulo 5.1)

$F_D = 1/2 C_D \rho V^2 A_N$ Fuerza de Corrientes del British Standard Code

$C_D :$	1.40	Coefficiente de arrastre de la corriente
$\rho :$	1.00	Densidad del agua (ton/m ³)
$V :$	3.25	Velocidad de diseño de las aguas (m/s) (dato proporcionado por el MTC)
$F_D :$	7.39	Fuerza Hidrodinámica regular (KN/A _N)
$F_D :$	0.75	Fuerza Hidrodinámica regular (ton/A _N)
		A_N : Area perpendicular al Flujo (m ²)

Fuerzas Laterales Totales



Fuerzas laterales Actuantes sobre el Tijeral:

A (Fza Agua) : $1.28 \text{ ton/m}^2 \times 1.28\text{m} \times 1/2 \times 5\text{m} = 4.10 \text{ ton}$

C (Fza Corrientes) : $1.28 \text{ m} \times 5\text{m} \times 0.75 \text{ ton/m}^2 = 4.80 \text{ ton}$

V (Fza Viento) : $0.10 \text{ ton/m}^2 \times 0.72\text{m} \times 5\text{m} = 0.36 \text{ ton}$

$\sum \text{Mom A} = 0$

$2 * R_1 = 1.57 \text{ m} * 4.10 \text{ ton} + 1.36 \text{ m} * 4.80 \text{ ton} + 0.36 \text{ m} * 0.36 \text{ ton} \rightarrow R_1 = 6.55 \text{ ton}$

$\sum \text{Fzas Horiz.} = 0$

$4.10 \text{ ton} + 4.80 \text{ ton} + 0.36 \text{ ton} - 6.55 \text{ ton} - R_2 = 0 \rightarrow R_2 = 2.71 \text{ ton}$

Análisis del Tijeral T1

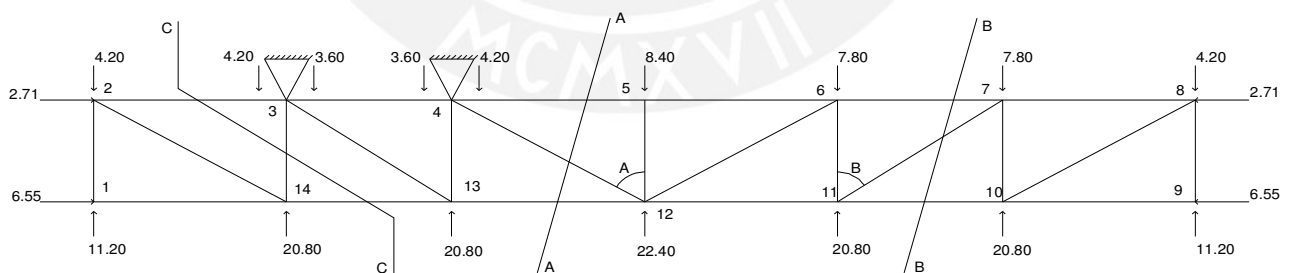


Diagrama del Cuerpo Libre del Tijeral T1, para determinar la fuerza en sus elementos

Analizamos los Cortes:

corte A - A :

1º $\sum \text{Mom} (4) = 0$

$(11.20 - 4.20) * 13.5 + (20.80 - 7.80) * 10 + (20.80 - 7.80) * 7 + (22.40 - 8.40) * 3.5 - 6.55 * 2 - 2F_{13.12} = 0$

$F_{13.12} = 175.70 \text{ ton (tracción)}$

$$2^{\circ} \sum F_v = 0 \quad (\text{hacia arriba lo considero positivo } \uparrow+) \quad A : \alpha = \text{arc.tan}(3,5/2) = 60,26^{\circ}$$

$$(11.20 - 4.20) + (20.80 - 7.80)*2 + (22.40 - 8.40) - F4.12*\cos\alpha = 0$$

$$F4.12 = 94.70 \text{ ton (compresión)}$$

$$3^{\circ} \sum F_H = 0 \quad (\text{hacia la derecha lo considero positivo } \rightarrow +)$$

$$-175.70 - 2.71 - 6.55 + 94.70*\text{sen}\alpha + F4.5 = 0$$

$$F4.5 = 102.70 \text{ ton (compresión)}$$

corte C - C :

$$4^{\circ} \sum F_v = 0 \quad (\text{hacia arriba lo considero positivo } \uparrow+)$$

$$20.80 + 11.20 - 4.20 - F14.3 = 0$$

$$F14.3 = 27.80 \text{ ton (compresión)}$$

corte B - B :

$$5^{\circ} \sum F_v = 0 \quad (\text{hacia arriba lo considero positivo } \uparrow+)$$

$$(11.20 - 4.20) + (20.80 - 7.80) - F11.7*\cos\beta = 0$$

$$B : \beta : \text{arc.tan}(3/2) = 56,31^{\circ}$$

$$F11.7 = 36.05 \text{ ton (tracción)}$$

Diseño del Tijeral T1:

Brida Superior :

$$P: F4.5 = 102.70 \text{ ton (compresión)}$$

$$w = (0.40 + 7.85*0.008) * 0.625 = 0.29 \text{ ton/m.} \quad (0.625\text{m, espaciamento superior})$$

$$M = 0.29 \text{ ton/m} * (3.50 \text{ m})^2 / 10 = 0.36 \text{ ton/m.} \quad M : wL^2/10$$

Procedemos a hallar la Sección que tenga mejor Comportamiento:

horiz.superior : 625mm x 8mm

vert. : 9.5mm x 160mm

horiz.inferior : 165mm x 9.5mm

<i>E</i>	<i>Area cm²</i>	<i>y cm</i>	<i>A*y cm³</i>	<i>A*y² cm⁴</i>	<i>Ig cm⁴</i>	<i>Ig + A*y² cm⁴</i>
1	50.00	17.35	867.50	15051.13	2.67	15053.79
2	15.20	8.95	136.04	1217.56	324.27	1541.82
3	15.68	0.48	7.45	3.54	1.18	4.72
Σ	80.88	26.78	1010.99	16272.22	328.11	16600.33

$$A = 50.00 = 62.5 \text{ cm} * 0.8 \text{ cm}$$

$$15.20 = 16.0 * 0.95$$

$$15.68 = 16.5 \text{ cm} * 0.95 \text{ cm}$$

$$y = 17.35 = 0.95 + 16.0 + 0.95/2$$

$$8.95 = 0.95 + (16.0)/2$$

$$0.48 = 0.95 / 2$$

$$I_g = 2.67 = 1/12 * 62.5^3 * 0.8^3$$

$$324.27 = 1/12 * 0.95^3 * 16.0^3$$

$$1.18 = 1/12 * 16.5^3 * 0.95^3$$

$$y = 1010.99 / 80.88 = 12.50$$

$$I_g = 16600.3 - 80.88 * 12.50^2 = 3962.41 \text{ cm}^4$$

$$I_g + A * y^2 - A_{total} * y^2$$

$$k * L = 350 \quad r = \sqrt{(3962.41 / 80.88)} = 7.00$$

$$I_g / A_{total}$$

$$\frac{k * L}{r} = 350 / 7.00 = 50.00$$

$$\pi = 3.1416$$

Método ASD :

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(Kl/r)^2}{2 C_c^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3 (Kl/r)}{8 C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8 C_c^3}}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$$

$$F_e = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{kl_b}{r_b}\right)^2}$$

$K^*L / r =$	50.00		
$E =$	29000	ksi	2030000 kg/cm ²
$F_y =$	36	ksi	2520 kg/cm ²
$C_c =$	126.10		
$F_a =$	18.35	ksi	1284.74 kg/cm ² 1.28 ton/cm ²
$F_e =$	59.73	ksi	4181.50 kg/cm ² 4.18 ton/cm ²

$$f_a = \frac{F_{4.5}}{\text{Area Total}} = 102.70 / 80.88 = 1.27 \text{ ton/cm}^2$$

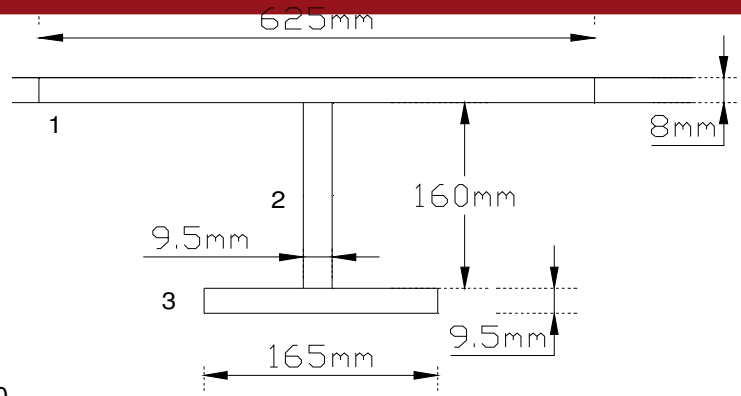
$$\frac{f_a}{F_a} = 1.27 / 1.28 = 0.99$$

Elementos con secciones Compactas
(En caso de no ser Compactas : $F_b = 0.66 * F_y$)

$$F_b = 0.66 * F_y$$

$$F_b = 0.66 * 2520 \text{ kg/cm}^2 = 1663.2 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.66 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \text{Mom} * Y / I = \frac{0.36 \text{ ton-m} * (0.95 + 16.0 + 0.8 - 12.50) \text{ cm}}{3962.41 \text{ cm}^4} = 47.70$$



$$A: \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1,0$$

$$B: \frac{f_a}{0,60 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0$$

Cm = 0.85

Para elementos en compresión, que pueden tener desplazamientos laterales.

$$A = 0.99 + (0.85 * 47.70) / (1 - 1.27/4.18) * 1663.2 = 1.025$$

> 1.00

Excede en 2.5%, se considera aceptable ok, Cumple!

$$B = 1.27 / (0.6 * 2520) / 1000 + 47.70 / 1663.2 = 0.87$$

<= 1.00

Brida Inferior :

T: F13,12 175.7 ton (tracción)

$$w = (0.92 + 0.36) * 0.625 = 0.81 \text{ ton/m.} \quad (0.625, \text{ es el espaciamento inferior })$$

$$M = 0.81 \text{ ton/m} * (3.50 \text{ m})^2 / 10 = 0.99 \text{ ton/m.} \quad M = wL^2/10$$

Procedemos a hallar la Sección que tenga mejor Comportamiento:

horiz.superior : 280mm x 12.5mm
vert. : 12.5mm x 300mm
horiz.inferior : 625mm x 8mm

E	Area cm ²	y cm	A*y cm ³	A*y ² cm ⁴	Ig cm ⁴	Ig + A*y ² cm ⁴
1	50.00	0.40	20.00	8.00	2.67	10.67
2	37.50	15.80	592.50	9361.50	2812.50	12174.00
3	35.00	29.43	1029.88	30304.07	4.56	30308.63
Σ	122.50	45.63	1642.38	39673.57	2819.72	42493.30

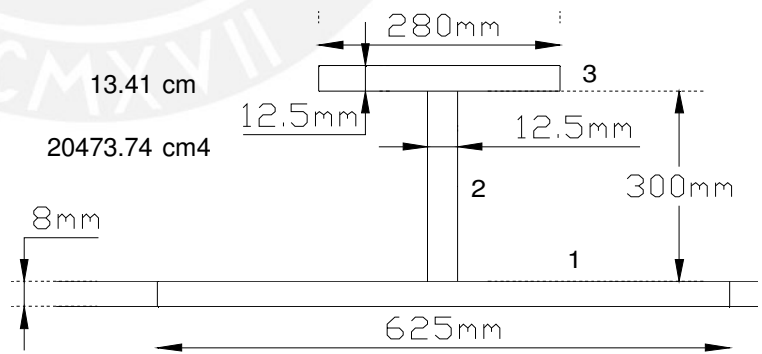
$$I_g = 2.67 = 1/12 * 62.5 * 0.8^3$$

$$2812.50 = 1/12 * 1.25 * 30.0^3$$

$$4.56 = 1/12 * 28.0 * 1.25^3$$

$$y = 1642.38 / 122.50 = 13.41 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{A * y}{I} = \frac{42493.3 - 122.5 * 13.41^2}{20473.74} = 20473.74 \text{ cm}^4$$



$$f_a = 175.7 / 122.5 = 1.43 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{\text{Mom} * Y}{I} = \frac{0.99 \text{ ton-m} * (0.8 + 30 + 1.25 - 13.41) \text{ cm}}{20473.74 \text{ cm}^4} = \frac{90.13 \text{ kg/cm}^2}{0.09 \text{ ton/cm}^2}$$

$$f_a + f_b = 1.43 + 0.09 = 1.52 \text{ ton/cm}^2 > 1.512 \text{ ton/cm}^2$$

ok, excede en 0.5%

Diagonal 4 - 12 : Usando Plancha Doblada 12.5mm

P: F4,12 = 94.70 ton (compresión)

$$I_y = 2 * (1/12 * 24 * 10^3 + 24 * 10 * 5.4^2 - (1/12 * 21.5 * 8.75^3 + 21.5 * 8.75 * 6.025^2)) = 1938.136 \text{ cm}^4$$

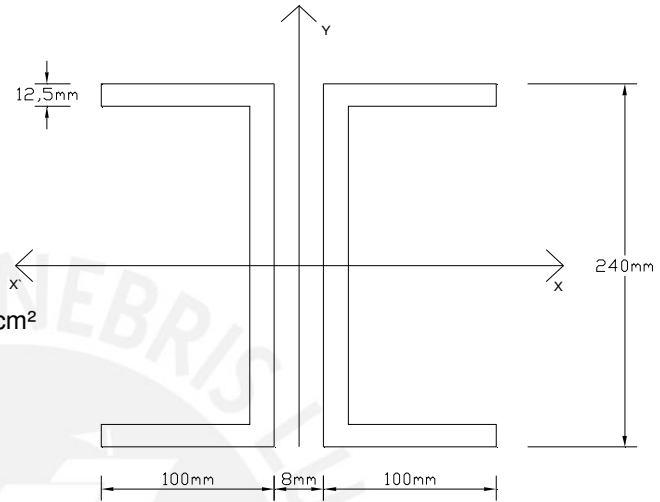
$$I_y = 2 \text{ perfiles } * ((\text{Inercia} + \text{Area} * \text{dist.}^2) - (\text{Inercia} + \text{Area} * \text{dist.}^2 \text{ de espacios vacios }))$$

- 24*10 area del perfil
- 5.4 : 10/2 + 0.8/2
- 21.5 : 24 - 1.25*2
- 8.75 : 10 - 1.25
- 6.025 : 8.75/2 + 1.25 + 0.8/2

Inercia : $1/12 * \text{base} * h^3$

$$A = 2 * (24 * 10 - 21.5 * 8.75) = 103.75 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{ (1938.136 / 103.75) } = 4.32 \text{ cm}$$



Analizamos el Fenomeno Global :

$$kL/r = 403.1 / 4.322 = 93.27$$

$$4.03 \text{ m} = \sqrt{ (3.50^2 + 2.00^2) } = 4.03 \text{ m}$$

$$C_c = \sqrt{ \frac{2\pi^2 E}{F_y} }$$

$$F_a = \frac{ \left(1 - \frac{(Kl/r)^2}{2 C_c^2} \right) F_y }{ \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8 C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8 C_c^3} }$$

$$F_e = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{kl_b}{r_b} \right)^2}$$

$$C_c = \sqrt{ (2 * 3.1416^2 * 29000 / 36) } = 126.1$$

$$F_e = 12 * 3.1416^2 * 29000 / (23 * 93.27) = 17.17 \text{ ksi} = 1201.62 \text{ kg/cm}^2 = 1.20 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_a = 13.81 \text{ ksi} = 966.84 \text{ kg/cm}^2 = 0.97 \text{ ton/cm}^2$$

$$P_a = 0.967 \text{ ton/cm}^2 * 103.75 \text{ cm}^2 = 100.326 \text{ ton} > 94.70 \text{ ton} = F_{4,12}$$

ok, cumple!

Analizamos el Fenomeno Local :

Considerando un atezador a la mitad de la luz!

E	Area cm ²	x cm	A*x cm ³	A*x ² cm ⁴	Ig cm ⁴	Ig + A*x ² cm ⁴
1	240.00	5.00	1200.00	6000.00	2000.00	8000.00
2	-188.13	5.63	-1058.20	-5952.39	-1200.28	-7152.67
Σ	51.88		141.80			847.33

$$A: 240 : 24 \text{ cm} * 10 \text{ cm}$$

$$188.12 : 21.5 * 8.75$$

$$x: 5.0 : 10 / 2$$

$$5.625 : 1.25 + 8.75/2$$

$$I_g: 2000 : 1/12 * 24 * 10^3$$

$$1200.28 : 1/12 * 21.5 * 8.75^3$$

$$x: 141.80 / 51.875 : 2.73 \text{ cm}$$

$$I_g : 847.33 - 51.875 * 2.733^2 : 459.86 \text{ cm}^4$$

$$I_g - A_{total} * x^2$$

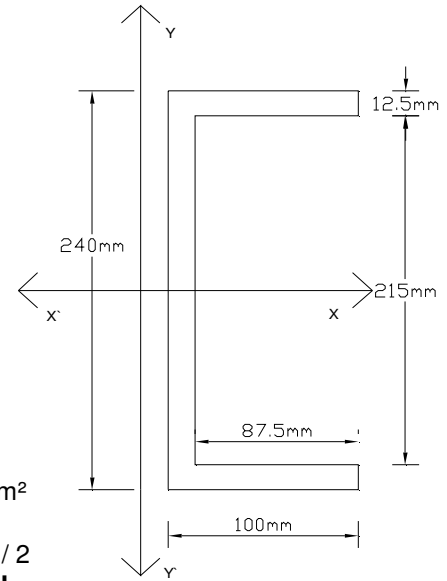
$$r : \sqrt{(459.86 / 51.875)} = 2.98 \text{ cm}$$

$$kL/r : (403.1 / 2) / 2.977 = 67.7$$

$$F_a : 16.667 \text{ ksi} = 1166.69 \text{ kg/cm}^2 = 1.17 \text{ ton/cm}^2$$

$$P_a : 1.167 \text{ ton/cm}^2 * 51.875 \text{ cm}^2 = 60.54 \text{ ton} > 47.35 \text{ ton} = F_{4,12} / 2$$

ok, Cumple!



Diagonal 11 - 7 :

T : F_{11,7} = 36.05 ton (tracción)

$$\sigma : F/A : A_s : 36050 / 1512 = 23.84 \text{ cm}^2 = 3.69 \text{ in}^2 \quad (1512 = 0,6 * F_y)$$

Usando Angulos :

2 angulos 3 x 3 x 5/16

$$A_s = 3.55 \text{ in}^2 = 22.90 \text{ cm}^2$$

Fenómeno Global : $kL/r : 360.56 / 2.342 = 153.96 < 240$ $r_x = 0.92 \text{ in} = 2.34 \text{ cm}$

Fenómeno Local : $kL/r : 180.28 / 1.496 = 120.503 < 240$ $r_z = 0.59 \text{ in} = 1.49 \text{ cm}$

ok, Cumple!

Montantes :

P : F_{14,3} = 27.80 ton (compresión)

Usando Angulos :

Analizamos y escogemos los ángulos necesarios:

2 angulos 3 x 3 x 3/8

$$A_s : 4.22 \text{ in}^2 = 27.226 \text{ cm}^2$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(Kl/r)^2}{2 C_c^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)^2}{8 C_c^2} - \frac{(Kl/r)^3}{8 C_c^3}}$$

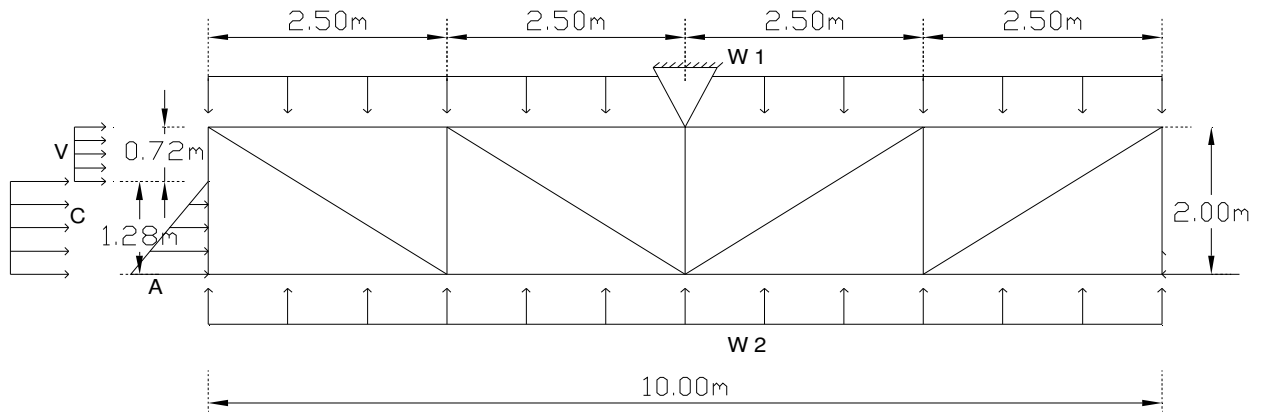
$$kL/r : 200.0 / 2.32 = 86.207 \quad r_x = \sqrt{(I_g / A)} = 0.913 \text{ in} = 2.32 \text{ cm}$$

$$C_c : 126.1$$

$$F_a : 14.65 \text{ ksi} = 1025.51 \text{ kg/cm}^2 = 1.026 \text{ ton/cm}^2$$

$$P_a : 1.026 \text{ ton/cm}^2 * 27.226 \text{ cm}^2 = 27.934 \text{ ton} > 27.80 \text{ ton} = F_{14,3}$$

Tijeral : T2



Tijeral T2, con las fuerzas Horizontales a las cuales está sometido.

Determinamos la Fuerza de la Presión de Agua Vertical

$$h = 0.92 + 0.36 = 1.28 \text{ m.}$$

$$p = 1.00 \text{ ton/m}^3 * 1.28 \text{ m} = 1.28 \text{ ton/m}^2$$

$$w2 = 1.28 \text{ ton/m}^2 * 3.5 \text{ m} = 4.48 \text{ ton/m}$$

$$w1 = (0.40 + 7.85 * 0.008) * 3.5 \text{ m} = 1.62 \text{ ton/m.}$$

s/c

$$h = h \text{ máx.} + \text{hundimiento (s) en dirección del muelle}$$

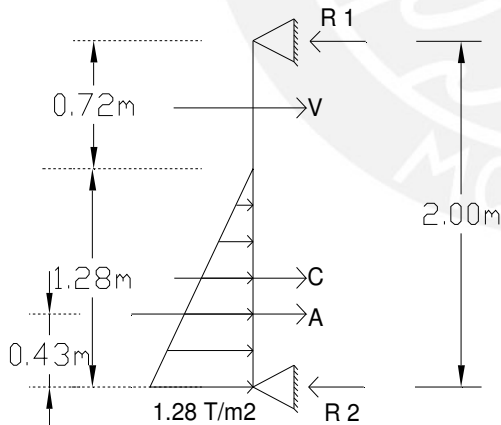
$$p \text{ (presión)} = \gamma * h$$

$$w2 = \text{fuerza ejercida por el agua}$$

$$w2 = p * \text{Ancho Tributaria del tijeral T2 (grafico 4)}$$

$$\gamma \text{ Plancha de acero : } 7,85 \text{ ton/m}^3$$

Fuerzas Laterales Totales



Fuerzas Horizontales sobre Tijeral T2:

Ancho tributaria = 3.50m

A (Fza Agua) = 2.87 ton (1/2*1.28*1.28*3.5)

C (Fza Corrientes) = 3.36 ton (1.28*3.5*0.75)

V (Fza Viento) = 0.25 ton (100*0.72*3.5/1000)

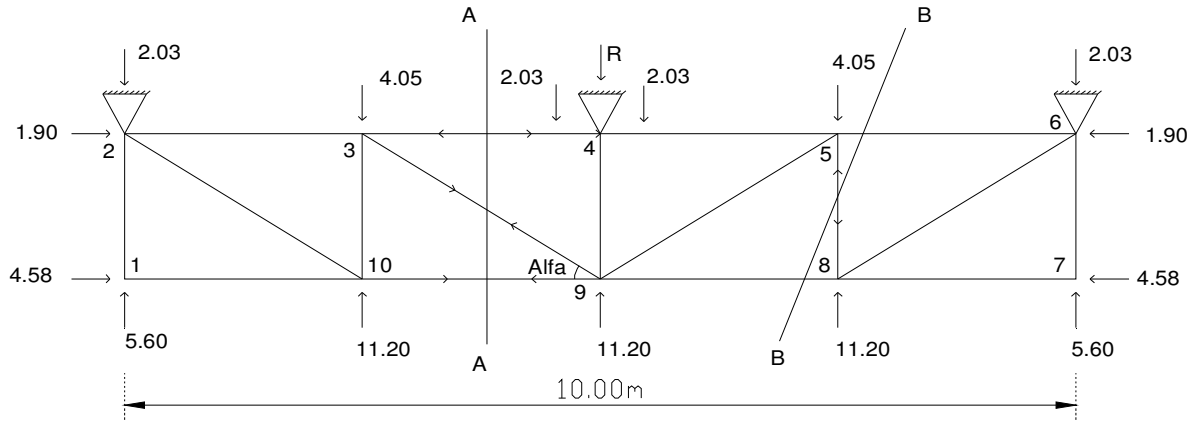
$$\sum \text{Mom A} = 0$$

$$2 * R1 = 1.64\text{m} * 0.25 \text{ ton} + 0.64\text{m} * 3.36 \text{ ton} + 0.43\text{m} * 2.87 \text{ ton} \rightarrow R1 = 1.90 \text{ ton}$$

$$\sum \text{Fzas Horiz.} = 0$$

$$2.87 \text{ ton} + 3.36 \text{ ton} + 0.25 \text{ ton} - 1.90 \text{ ton} - R2 = 0 \rightarrow R2 = 4.58 \text{ ton}$$

Analizando el Tijeral T2



Analizamos los cortes:

corte A - A :

$$1^{\circ} \sum \text{Mom} (3) = 0$$

$$(2.03 - 5.60) \cdot 2.50 + 4.58 \cdot 2.0 + 2 \cdot N_{10,9} = 0$$

$$N_{10,9} = 0.12 \text{ ton (compresión)}$$

$$2^{\circ} \sum \text{Mom} (9) = 0$$

$$(5.60 - 2.03) \cdot 5.0 + (11.20 - 4.05) \cdot 2.50 + 1.90 \cdot 2.0 - 2 \cdot N_{3,4} = 0$$

$$N_{3,4} = 19.76 \text{ ton (compresión)}$$

$$3^{\circ} \sum F_v = 0 \quad (\text{hacia arriba lo considero positivo } \uparrow +)$$

$$(5.60 - 2.03) + (11.20 - 4.05) - N_{3,9} \cdot \text{sen} \alpha = 0$$

$$\text{Alfa: } \alpha : \text{arc.tan} (2.00/2.50) = 38.66^{\circ}$$

$$N_{3,9} = 17.16 \text{ ton (tracción)}$$

corte B - B :

$$4^{\circ} \sum F_v = 0 \quad (\text{hacia arriba lo considero positivo } \uparrow +)$$

$$11.20 + (5.60 - 2.03) - N_{8,5} = 0$$

$$N_{8,5} = 14.77 \text{ ton (compresión)}$$

Diseño del Tijeral T2:

Analizamos elementos del Tijeral:

Brida Superior :

$$P: N_{3,4} = 19.76 \text{ ton (compresión)}$$

$$w_1 = (0.40 + 7.85 \cdot 0.008) \cdot 3.5 \text{ m} = 1.62 \text{ ton/m.}$$

3.50m : espaciam. lateral tijerales y mamparas

$$M = 1.62 \text{ ton/m} \cdot (2.50 \text{ m})^2 / 10 = 1.01 \text{ ton/m.}$$

$$M = wL^2/10$$

$$b \leq 2.50 / 3 = 0.833 \text{ m}$$

Tómo el menor espaciamiento!

ó

$$b \leq 3.5 \text{ m}$$

horiz.superior : 833mm x 8mm
vert. : 8mm x 80mm
horiz.inferior : 70mm x 8mm

E	Area cm ²	y cm	A*y cm ³	A*y ² cm ⁴	Ig cm ⁴	Ig + A*y ² cm ⁴
1	66.64	9.20	613.09	5640.41	3.554	5643.96
2	6.40	4.80	30.72	147.46	34.133	181.59
3	5.60	0.40	2.24	0.90	0.299	1.19
Σ	78.64	14.40	646.05	5788.76	37.986	5826.75

$$y = 646.1 / 78.64 = 8.22 \text{ cm}$$

$$I_g = 5826.75 - 78.64 * 8.22^2 =$$

$$I_g + A * y^2 = A_{total} * y^2$$

$$k * L = 350$$

$$r = \sqrt{(519.30 / 78.64)} = 2.57$$

$$\frac{k * L}{r} = 350 / 2.57 = 136.20$$

Método ASD :

$$K * L / r = 136.20$$

$$E = 29000 \text{ ksi} \quad 2030000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} \quad 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 126.10$$

$$F_a = 7.836 \text{ ksi} \quad 548.640 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.549 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'e = 8.050 \text{ ksi} \quad 563.583 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.564 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N 3.4}{\text{Area Total}} = 19.76 / 78.64 = 0.25 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = 0.25 / 0.549 = 0.46$$

Elementos con secciones Compactas
(En caso de no ser Compactas : Fb=0,60*Fy)

$$F_b : 0,66 * F_y$$

$$F_b = 0.66 * 2520 \text{ kg/cm}^2 : 1663.2 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.66 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \text{Mom} * Y / I = \frac{1.01 \text{ ton-m} * (0.8+8.0+0.8-8.22)\text{cm}}{519.30 \text{ cm}^4} = 268.40 \text{ kg/cm}^2$$

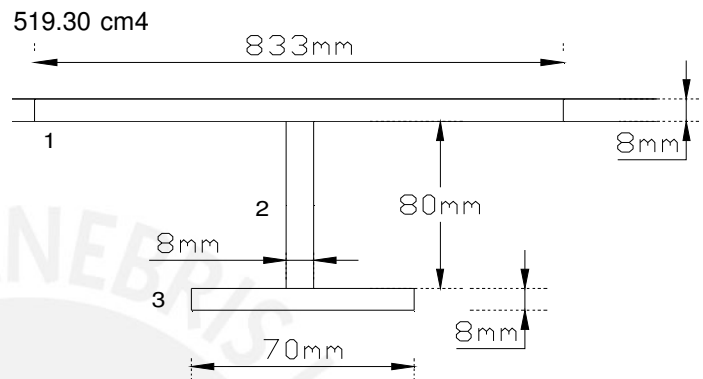
Cm = 0.85 Elementos en compresión, que pueden tener desplazamientos laterales

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1,0$$

$$\frac{f_a}{0,60 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0$$

$$A = 0.46 + (0.85 * 268.4) / (1 - 0.25 / 0.56) * 1663.2 = 0.71 \leq 1,00 \quad \text{ok, Cumple!}$$

$$B = 0.25 / (0.6 * 2520) / 1000 + 268.40 / 1663.2 = 0.33 \leq 1,00 \quad \text{ok, Cumple!}$$



Brida Inferior :

T: N10,9 = 0.12 ton (tracción)

$w = 1.28 \text{ ton/m}^2 * 3.50\text{m} = 4.48 \text{ ton/m.}$

$M = 4.48 \text{ ton/m} * (2.50 \text{ m})^2 / 10 = 2.80 \text{ ton/m.}$ $M : wL^2/10$

Tanteamos la sección, hasta hallar la adecuada:

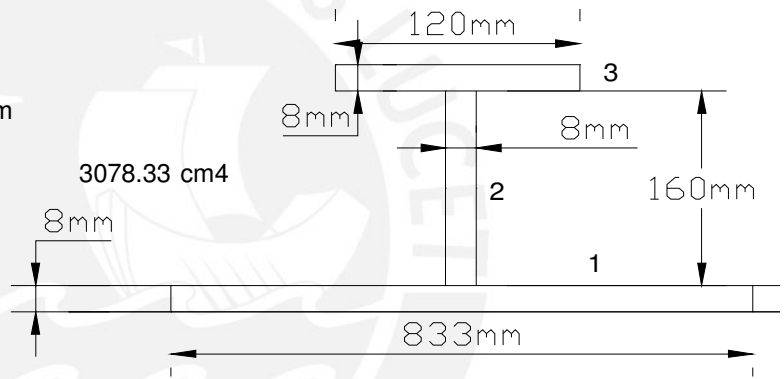
horiz.superior : 120mm x 8mm
vert. : 8mm x 160mm
horiz.inferior : 833mm x 9.5mm

E	Area cm ²	y cm	A*y cm ³	A*y ² cm ⁴	lg cm ⁴	lg + A*y ² cm ⁴
1	66.64	0.40	26.66	10.66	3.55	14.22
2	12.80	8.80	112.64	991.23	273.07	1264.30
3	9.60	17.20	165.12	2840.06	0.51	2840.58
Σ	89.04	26.40	304.42	3841.96	277.13	4119.09

$lg = 3.55 = 1/12 * 83.3 * 0.8^3$
 $273.07 = 1/12 * 0.8 * 16.0^3$
 $0.51 = 1/12 * 12.0 * 0.8^3$

$y = 304.42 / 89.1 = 3.42 \text{ cm}$

$lg = 4119.09 - 89.04 * 3.42^2 = 3078.33 \text{ cm}^4$
 $lg + A*y^2 - A_{total} * y^2$



$f a = 0.12 / 89.04 = 0.0013 \text{ ton/cm}^2$

$f b = \text{Mom} * Y / I = \frac{2.80 \text{ ton-m} * (0.8 + 16 + 0.8 - 3.42) \text{cm}}{3078.33 \text{ cm}^4} = \frac{1289.79 \text{ kg/cm}^2}{1.29 \text{ ton/cm}^2}$

$f a + f b = 0.0013 + 1.29 = 1.29 \text{ ton/cm}^2 < 1.512 \text{ ton/cm}^2 = 0.6F_y$ **ok, Cumple !**

Diagonales :

T : N3,9 = 17.16 ton (tracción)
 $\sigma : F / A = 17.16 / 1.512 = 11.35 \text{ cm}^2 = 1.76 \text{ in}^2$

Utilizamos perfiles como diagonales, tanteamos:

2 ángulos 2 x 2 x 1/4

Area = 1.88 in² = 12.13 cm²
Fenómeno Global = kL/r = 320 / 1.55 = 206.5 < 240 rx = 0.609 in = 1.55 cm
Fenómeno Local = kL/r = 160 / 0.99 = 161.6 < 240 rz = 0.391 in = 0.99 cm
ok, Cumple! (1 atiezador)

Montantes :

P : N8,5 = 14.77 ton (compresión)

Probamos con Angulos :

2 angulos 3 x 3 x 1/4

As = 2.88 in² = 18.58 cm²

kL/r = 200.0 / 2.362 = 84.67 rx = 0.93 in = 2.36 cm

Fenómeno Global :

Cc = 126.1

Fa = 14.83 ksi 1037.89 kg/cm²
1.04 ton/cm²

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(Kl/r)^2}{2 C_c^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8 C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8 C_c^3}}$$

Pa = 1.038 ton/cm² * 18.58 cm² = 19.29ton > 14.77ton = N8,5 **ok, Cumple!**

Fenómeno Local :

P/2 = N8,5 = 14.77 ton / 2 = 7.39 (compresión)

1 angulo 3 x 3 x 1/4

As = 1.44 in² = 9.29 cm²

kL/r = 100.0 / 1.504 = 66.49 rz = 0.592 in = 1.504 cm

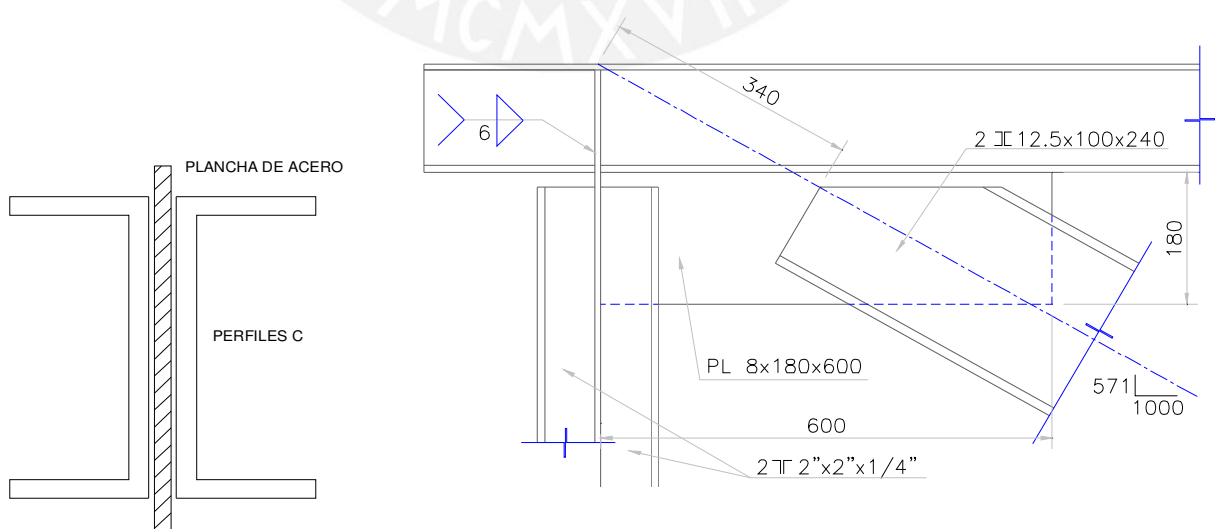
Cc = 126.1

Fa = 16.79 ksi 1175.30 kg/cm²
1.18 ton/cm²

Pa = 1.175ton/cm² * 9.29cm² = 10.916ton > 7.39ton = N8,5 / 2 **ok, Cumple!**

3.2.4 Conexiones Soldadas

Elemento Diagonal de los Tijerales del Pontón



2 canales C : 240 x 100 x 12.5 mm.

Espesor de la Plancha : 8 mm.

Area de canal C : 51.875 cm²

Utilizando la Fuerza Actuante : 82.57 ton

Calculamos la Resistencia de la Soldadura :

$$F_{za \text{ Act}} = \Phi * A_w * F_w$$

$$\Phi = 0.75 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

Resistencia Nominal del Electrodo

$$F_w = 0.6 * 60 \text{ ksi} : \quad 36 \text{ ksi} \\ 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Area Efectiva de la sección Recta de la Soldadura

$$85.57 \text{ ton} = 0.75 * 2520 \text{ kg/cm}^2 * A_w \\ A_w = 43.7 \text{ cm}^2$$

Para espesores de elementos $\geq 1/4"$,
dónde el espesor de garganta (a) máx = espesor - $1/16"$

$$a \text{ min} = 1/8" = 3 \text{ mm} \\ a \text{ máx} = 8 \text{ mm} - 1/16" = 6.4 \text{ mm}.$$

Espesor menor de los elementos a soldar- $1/16"$ (para no sobrepasar el espesor menor.)

Area Efectiva de la sección Recta de la Soldadura

$$A_w = 0.707 * (6 \text{ mm}) * L_{\text{soldadura}} = 43.7 \text{ cm}^2$$

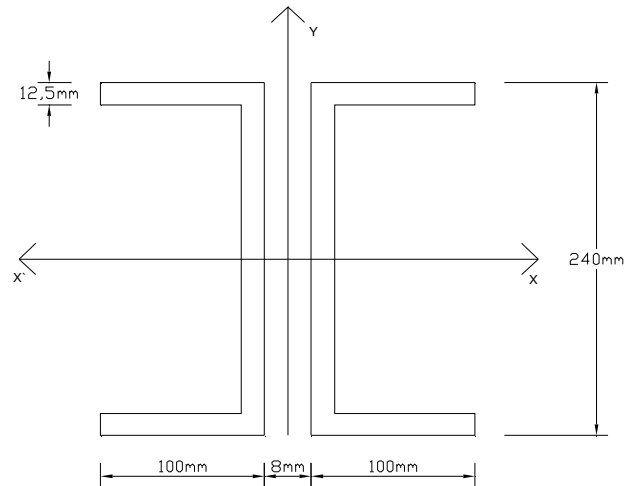
Longitud de la Soldadura

$$L_{\text{soldadura}} = 43.7 \text{ cm}^2 / (0.707 * 6 \text{ mm}) = 103 \text{ cm}$$

Como tenemos las sección compuesta por 2 canales:

$$\text{Soldadura para cada canal C} : \quad 103 \text{ cm} / 2 = 51.5 \text{ cm}$$

La longitud soldada mínima para resistir la Fuerza en el elemento Diagonal es 51.5 cm.



3.3 DEFENSAS DEL MUELLE (Ver Capítulo 5.2)

Según el Estandar Británico BS 6349-4: 1994, Parte 4 relacionado con las defensas y sistemas de amarre de embarcaciones, la velocidad de aproximación de una embarcación está en función de las condiciones de navegación y tamaño de la embarcación.

Considerando un desplazamiento de agua de 1500 toneladas y un atraque bueno y controlado, se obtiene de la figura 1 una velocidad de atraque de 0.16 m/seg.

Curvas en el gráfico:

- a. Buen atraque, protegido.
- b. Difícil atraque, protegido.
- c. Fácil atraque, expuesto.
- d. Buen atraque, expuesto.
- e. Dificiles condiciones de navegación, expuesto.

Seleccionamos la curva a.

Energía total del movimiento de la embarcación:

$$E = 0.5 C_M M_D (V_B)^2 C_E C_S C_C$$

donde :

- C_M : Coeficiente Hidrodinámico de Masa
- M_D : Desplazamiento de la Embarcación
- V_B : Velocidad de la Embarcación Perpendicular al Atracadero
- C_E : Coeficiente de Excentricidad
- C_S : Coeficiente de Blandura
- C_C : Coeficiente de Configuración de Atraque

En este caso :

$$C_M = 1 + 2D / B \quad D : \text{calado de la embarcación}$$

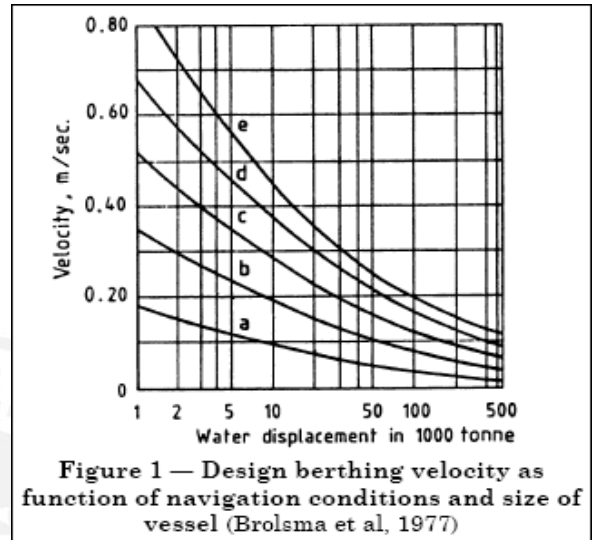
$$C_M = 1 + 2 \cdot 2.1 / 53.00 = 1.079 \quad B : \text{elemento longitudinal de la embarcación}$$

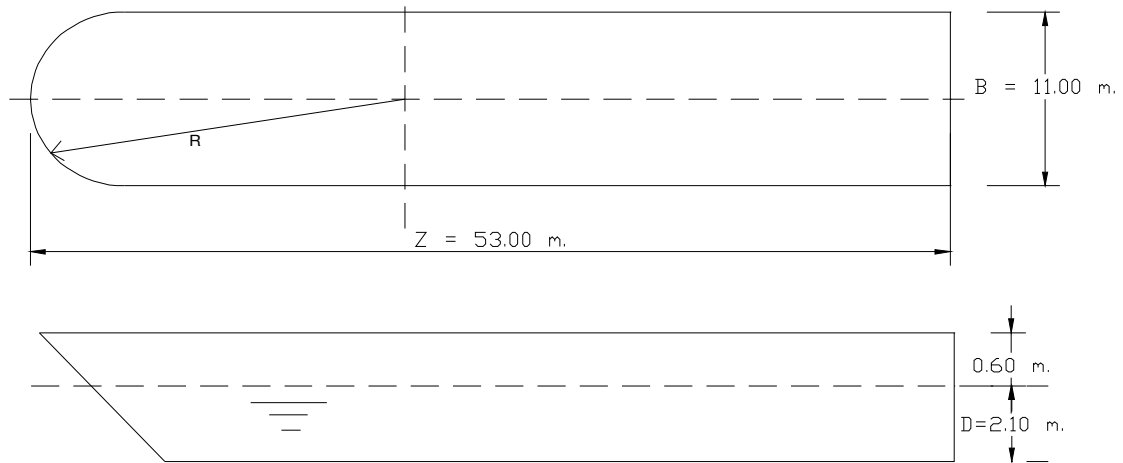
$$C_E = K^2 / (K^2 + R^2) \quad K : \text{radio de giro de la embarcación}$$

$$R^2 = 5.50^2 + 26.50^2 = 27.06 \quad R : \text{distancia del punto de contacto del centro de masas}$$

$$K = (0.19 C_b + 0.11) * L \quad C_b : \text{coeficiente de bloque}$$

$$L : \text{longitud del casco}$$





De la tabla 3 del BS 6349-4: 1994, se obtiene para carga seca $C_b = 0.75$

$$K = (0.19 * 0.75 + 0.11) * 53.00 = 13.38$$

$$C_E = 13.38^2 / (13.38^2 + 27.06) = 0.869$$

$$C_S = 1.0$$

$$C_c = 0.8$$

$$M_D = 1500 / 9.8 = 153.06 \text{ ton} \cdot \text{seg}^2 / \text{m}.$$

$$E = 0.5 * 1.079 * 153.06 * 0.16^2 * 0.869 * 1.0 * 0.8$$

$$E = 1.47 \text{ ton} \cdot \text{m}.$$

Para condiciones externas se utilizará un factor de seguridad de 2.

$$E = 2 * 1.47 = 2.94 \text{ ton} \cdot \text{m}.$$

Se utilizará defensas tipo Arco según el catálogo FENTEK Marine Fendering Systems, de acuerdo a la distribución mostrada en planta.

Suponiendo que al momento del acoderamiento solamente una defensa soportará la colisión.

Table 3 — Typical ranges of C_b

Vessel type	Range of C_b
Tanker/bulk	0.72 to 0.85
Container	0.65 to 0.70
Ro-Ro	0.65 to 0.70
Passenger	0.65 to 0.70
Dry cargo/combi	0.60 to 0.75
Ferry	0.50 to 0.65

Se propone la defensa AN 250 E2 : (Ver Capítulo 5.3)

$$ER = 15.6 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \cdot 2.70 = 42.12 \text{ kN} \cdot \text{m} = 4.30 \text{ ton} \cdot \text{m}.$$

$$RR = 160 \text{ kN} / \text{m} \cdot 2.70 = 432.00 \text{ kN} = 44.08 \text{ ton}$$

Considerando una deflexión del 45%

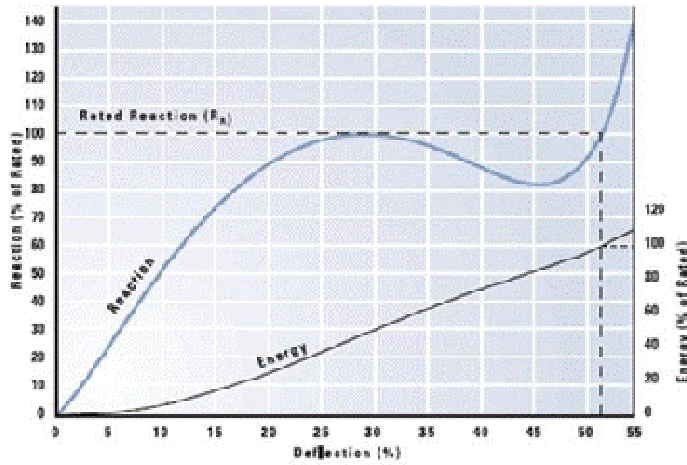
$$E_a = 4.30 * 0.8 = 3.44 \text{ ton} \cdot \text{m} > E; \text{ ok}$$

$$R_a = 44.08 * 0.84 = 37.03 \text{ ton}$$

Se asumirá una fuerza horizontal debida a la fricción entre el acero y la goma y en ambos sentidos considerando un coeficiente de 0.5

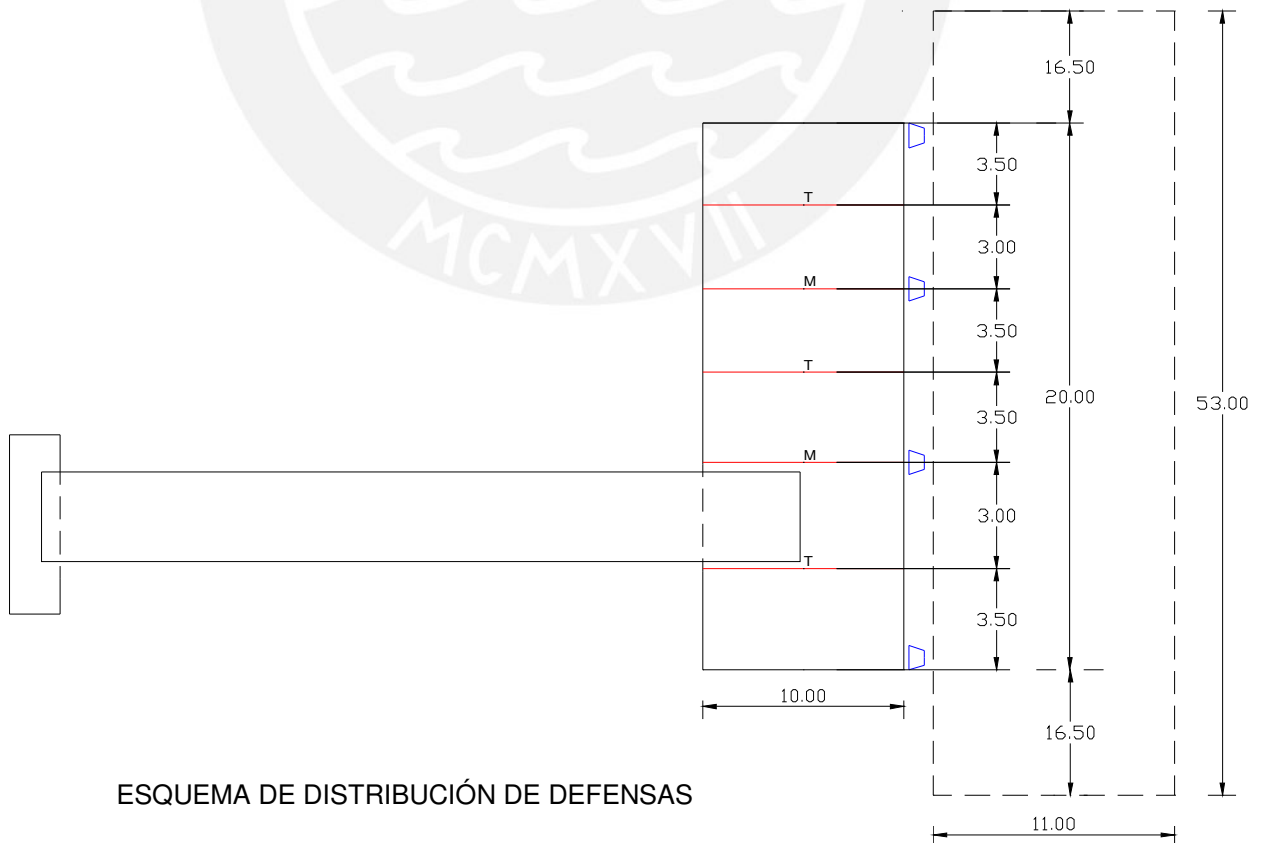
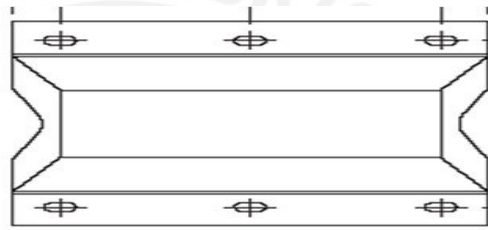
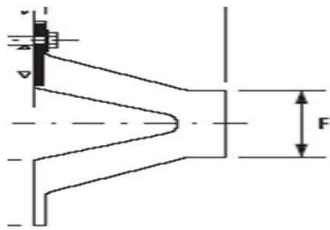
$$F = 37.03 * 0.5 = 18.51 \text{ ton}$$

AN GENERIC PERFORMANCE CURVE



AN ARCH FENDER PERFORMANCE

AN	E1		E2		E3		Efficiency Ratio (ϵ)
	E_R	R_R	E_R	R_R	E_R	R_R	
150	4.3	74	56	96	7.4	127	0.058
200	7.6	99	10.0	128	13.1	169	0.078
250	11.9	123	15.6	160	20.5	211	0.097
300	17.1	148	22.5	192	29.5	253	0.117
400	30.5	197	40.0	256	52.5	338	0.155
500	47.6	247	62.4	321	82.0	422	0.194
600	68.6	296	89.9	385	116	507	0.231
800	122	394	160	513	210	675	0.311
1000	191	493	250	641	328	844	0.389



ESQUEMA DE DISTRIBUCIÓN DE DEFENSAS

3.4 SISTEMA DE ANCLAJE

Analizamos las fuerzas sobre la embarcación, el pontón y el puente de acceso:

Velocidad (V): 100 km/h

$$P_h = 100.00 \text{ kg/m}^2$$

Analizamos en ambos sentidos:

En dirección de la Corriente :

	A (m ²)	F (ton) : P _h x A
Puente	40.00 x 2.50 / 3 : 33.33	3.30
Muelle	10.00 x 1.00 : 10.00	1.00
Embarcación	11.00 x 0.60 : 6.60	0.66

Perpendicular a la Corriente :

	A (m ²)	F (ton) : P _h x A
Embarcación	53.00 x 0.60 : 31.80	3.18

Fuerza de corrientes

$$F_D = 1/2 C_D \rho V^2 A_N \quad \text{Fuerza de Corrientes del British Standard Code}$$

$$F_D : 0.750 \quad \text{Fuerza Hidrodinámica regular (ton/A_N)}$$

Muelle:

$$A \text{ (m}^2\text{)} = (0.92+0.38+0.09)\text{m} \times 10.0\text{m} = 13.9 \text{ m}^2$$

Fuerza = 10.42 ton

Embarcación:

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 2.10\text{m} \times 11.0\text{m} = 23.1 \text{ m}^2$$

Fuerza = 17.32 ton

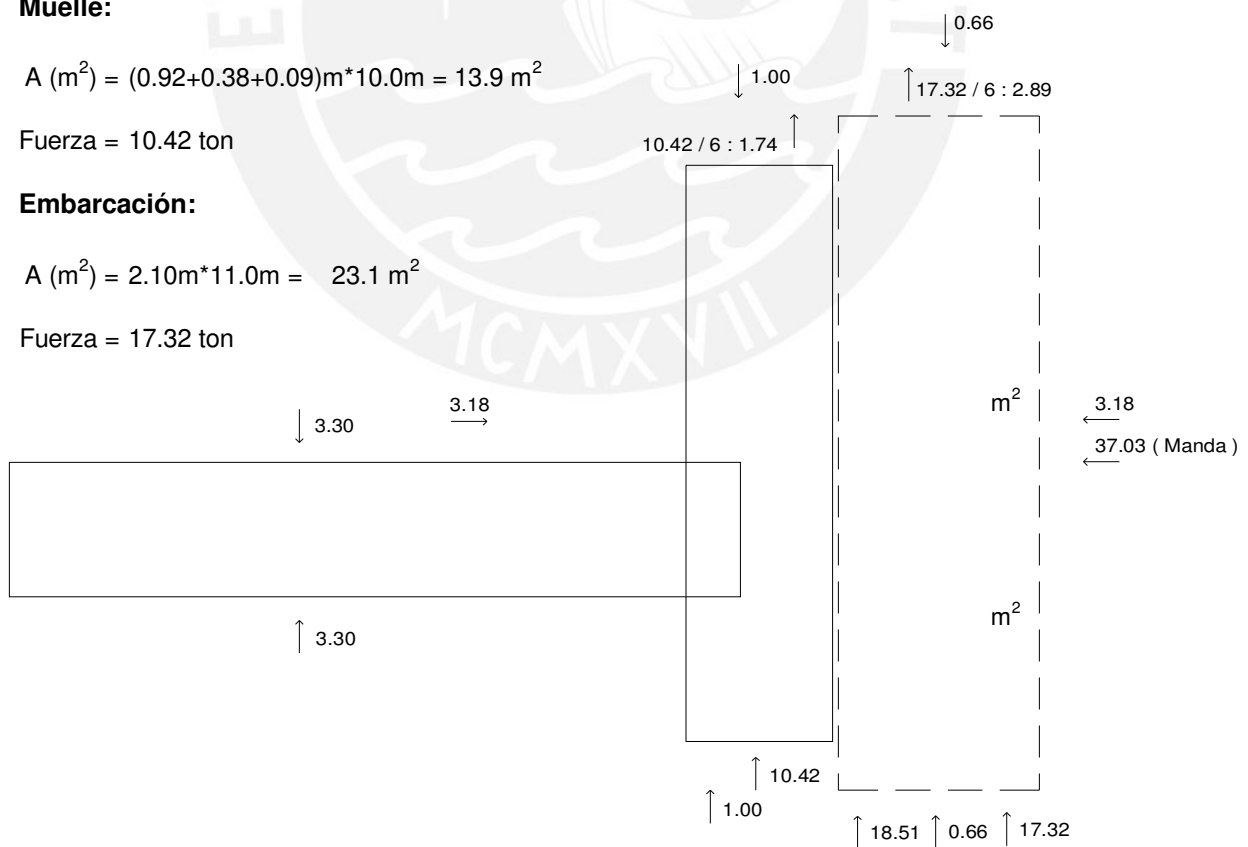
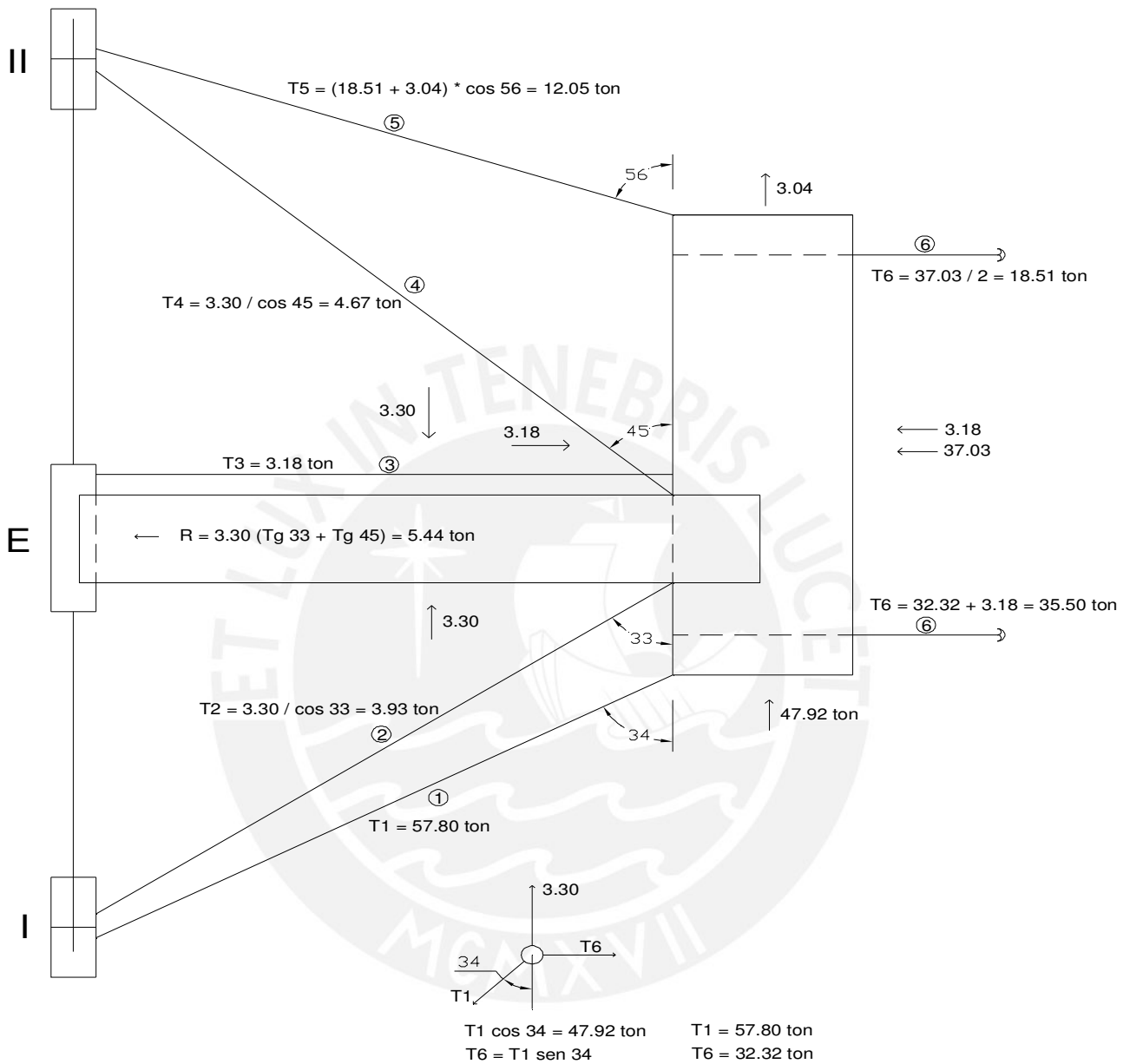


Diagrama de Fuerzas de la Embarcación, Pontón y Puente de Acceso

Fuerzas en los Cables :



Para los Cables de Acero debemos tener en consideración los factores de Seguridad:

El factor de seguridad de un cable de acero es la relación entre la resistencia a la ruptura mínima garantizada del cable y la carga o fuerza de trabajo a la cual esta sujeta. No es posible detallar el factor de seguridad para todas las aplicaciones, porque también hay que considerar el ambiente y circunstancias en el área de trabajo, pero en la siguiente tabla se observa una guía general para la selección del correspondiente factor.

Aplicación	Factor
Tirantes de cable o torones (trabajo estático)	3 a 4
Cables principales para puentes colgantes	3 a 3.5
Cables de suspensión (péndulo para puentes colgantes)	3.5 a 4
Cada cable de operación de una grúa almeja	4 a 5
Palas mecánicas - excavadoras	5
Grúas teclés y polipastos industriales	6 (mínimo)
Ascensores - elevadores - para personal	12 a 15
Ascensores - elevadores - para material y equipos	7 a 10
Grúas con crisoles calientes de fundición	8 (mínimo)

Hay que tomar en cuenta que es necesario aumentar el factor de seguridad donde hay un ambiente muy corrosivo o donde una inspección frecuente es difícil de llevar a cabo.

Ahora, se analizan los Cables de Acero:

Cable 1 :

T 1 = 57.80 ton
 F.S. = 4.00
 F_{diseño} = 231.20 ton

Tipo de Cable	Φ (in)	Resistencia del Cable (ton)	Cables	
			Necesarios	A Utilizar
6 x 37, alma de acero	1	46.90	4.93	5

Cable 2 :

T 2 = 6.93 ton
 F.S. = 4.00
 F_{diseño} = 27.72 ton

Tipo de Cable	Φ (in)	Resistencia del Cable (ton)	Cables	
			Necesarios	A Utilizar
6 x 37, alma de acero	1	46.90	0.59	2

(Se le adicionan 3 ton a la fuerza del cable T2 debido al arreglo mecánico y para restringir el desplazamiento por efectos de las corrientes o vientos del Punteo de Acceso con respecto al Pontón)

Cable 3 :

T 3 = 3.18 ton
 F.S. = 4.00
 F_{diseño} = 12.72 ton

Tipo de Cable	Φ (in)	Resistencia del Cable (ton)	Cables	
			Necesarios	A Utilizar
6 x 37, alma de acero	1	46.90	0.27	3

Cable 4 :

T 4 = 7.67 ton
 F.S. = 4.00
 F_{diseño} = 30.68 ton

Tipo de Cable	Φ (in)	Resistencia del Cable (ton)	Cables	
			Necesarios	A Utilizar
6 x 37, alma de acero	1	46.90	0.65	2

(Se le adicionan 3 ton a la fuerza del cable T4 debido al arreglo mecánico y para restringir el desplazamiento por efectos de las corrientes o vientos del Puente de Acceso con respecto al Pontón)

Cable 5 :

T 5 = 12.05 ton
 F.S. = 4.00
 F_{diseño} = 48.20 ton

Tipo de Cable	Φ (in)	Resistencia del Cable (ton)	Cables	
			Necesarios	A Utilizar
6 x 37, alma de acero	1	46.90	1.03	3

Cable 6 :

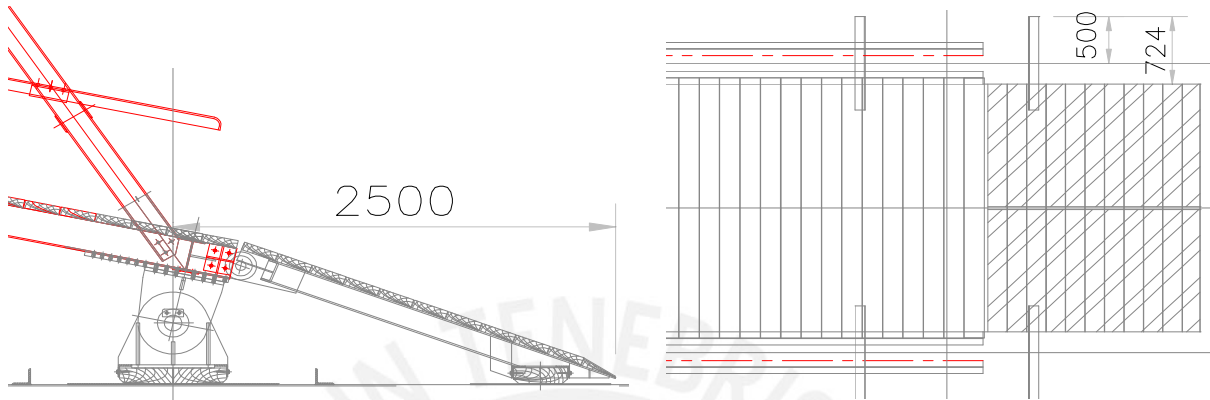
T 6 = 35.50 ton
 F.S. = 4.00
 F_{diseño} = 142.00 ton

Tipo de Cable	Φ (in)	Resistencia del Cable (ton)	Cables	
			Necesarios	A Utilizar
6 x 37, alma de acero	1.7/8	158.00	0.90	1

3.5 RAMPAS

3.5.1 Rampa de Acceso del Puente al Muelle Flotante

La Rampa también tendrá un tablero de madera sobre la estructura de acero.
El diseño del tablero de madera será igual que el considerado para el Puente de Acceso, se utilizará la Madera Quinilla Colorada. (Ver Capítulo 3.1.1, Diseño Tablero de Madera)



Rampa de Acceso, Pontón - Puente.

Vista en planta de la Rampa de Acceso.

Se utilizará los mismos parámetros de diseño que para el Puente de Acceso.

Se determinará los esfuerzos de flexión y corte que actúan sobre la Rampa y se seleccionará la sección más conveniente.

Fuerzas Cortantes y Momentos:

Combinación	Cort. (ton)	Mom. (ton-m)
ResIT+	1.32	1.76
ResIT-	1.32	1.76
ResIIIT+	0.32	0.17
ResIIIT-	0.32	0.17
ResIV	0.53	0.22
ServIT+	0.95	1.05
ServIT-	0.95	1.05
ServII	1.08	1.32

Refuerzo Canal C (60 x 140 x 9.5mm)

Z = 6.66 in³ Modulo Plástico de Sección
 $\Phi_b M_n = 215.78 \text{ kip-in}$ Resist. Flexión Nominal; $\Phi_b M_n = \Phi_b Z F_y$
 $\Phi_b M_n = 2.49 \text{ ton-m}$
 $M_u = 1.76 \text{ ton-m}$ Resist. de Flexión Requerida
 $\Phi_b M_n > M_u$ **ok!**

Se verifican los Esfuerzos de Corte:

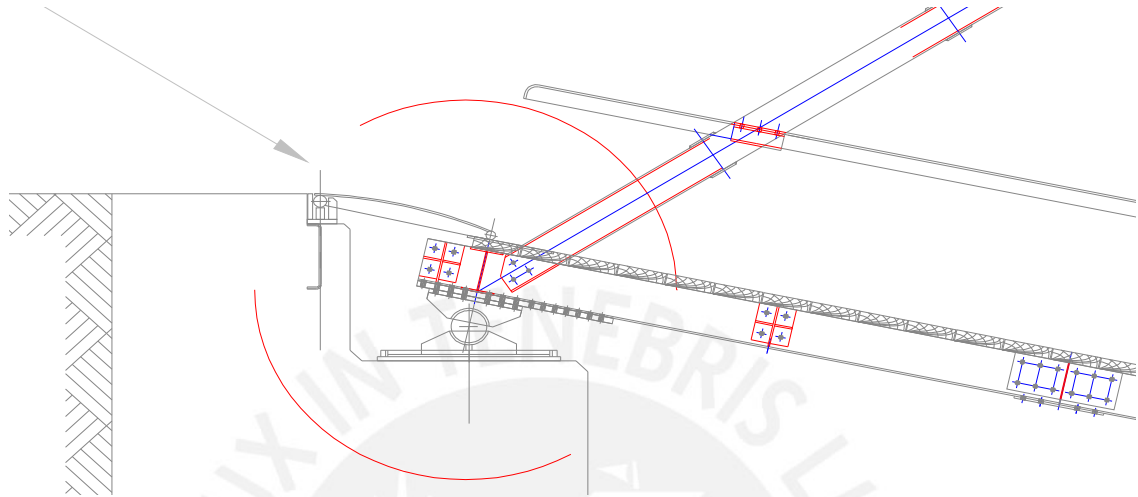
Se debe cumplir que :
 $\Phi_b V_n > V_u$

Φ_b	0.6 F _y (ksi)	A (m ²)	$\Phi_b V_n$ (kN)	$\Phi_b V_n$ (ton)
0.90	21.60	0.0023	308.292	31.437

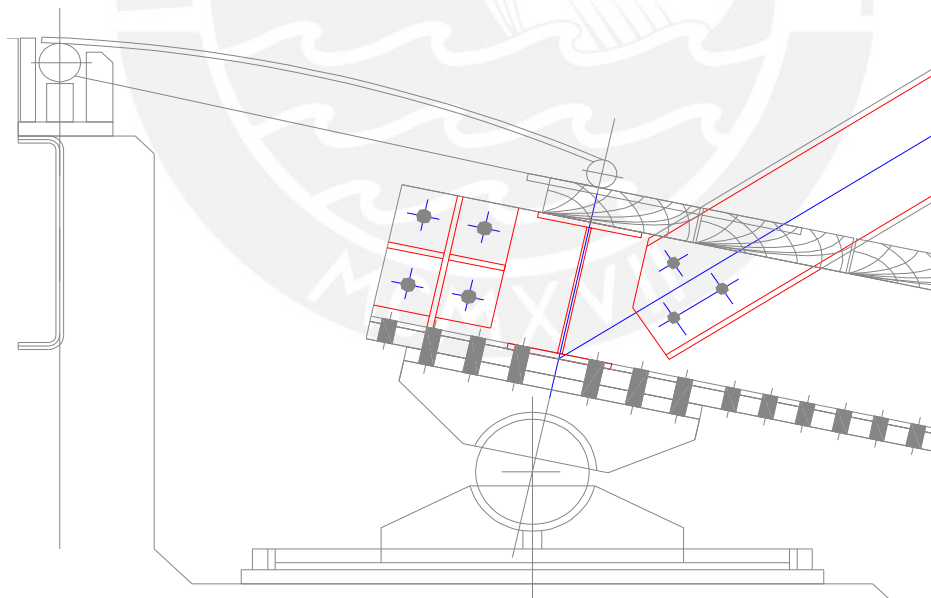
$V_u = 1.32 \text{ ton}$ $\Phi_b V_n > V_u$ **ok!**

3.5.2 Rampa de Acceso de Tierra al Puente

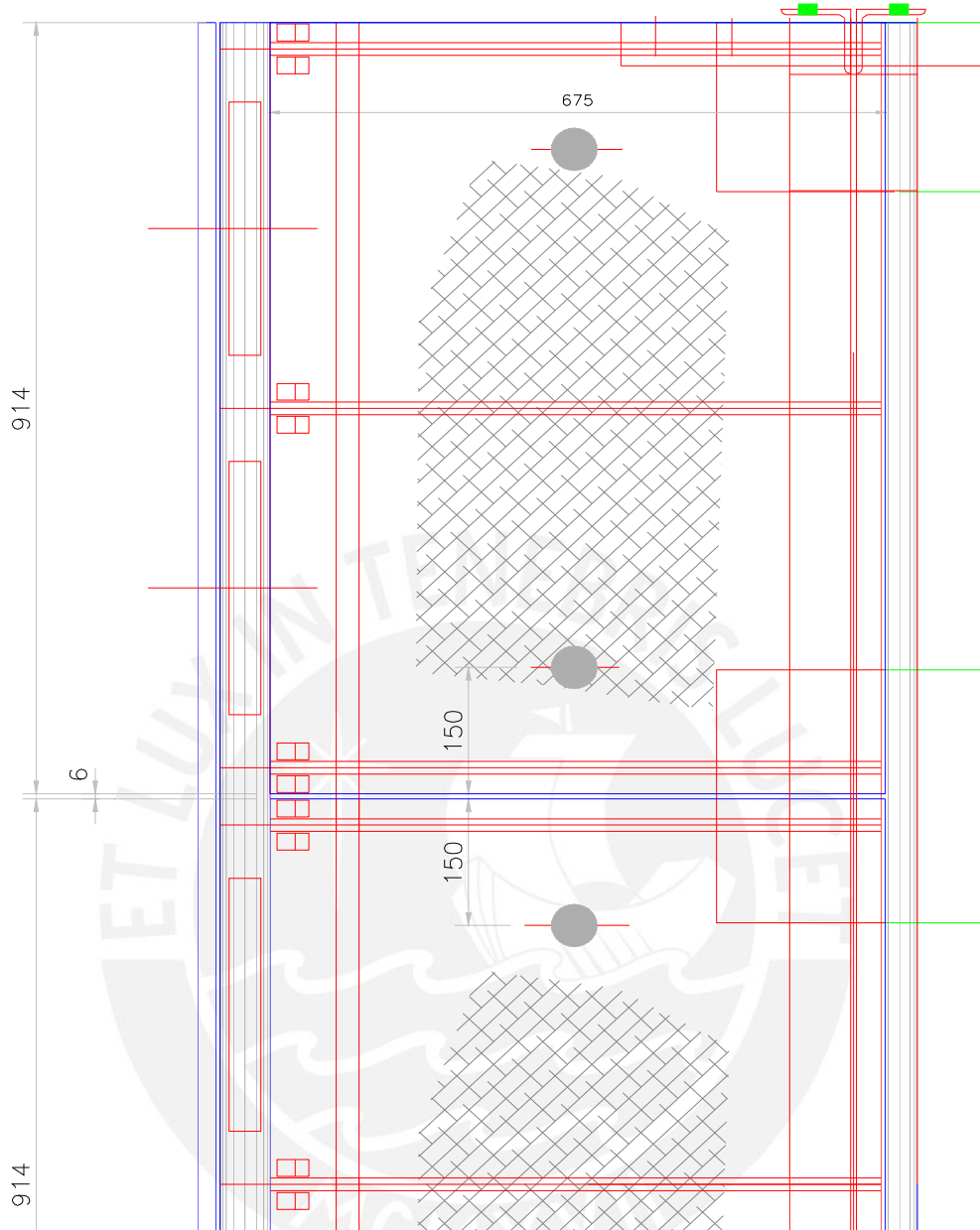
La rampa estará conformada por una plancha estriada apoyada sobre refuerzos a base de platinas verticales



ELEVACIÓN RAMPA DE ACCESO TIERRA - PUENTE.

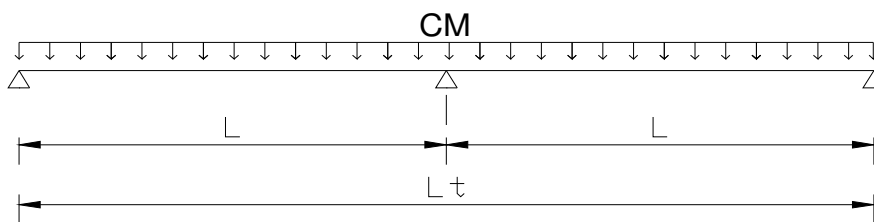


DETALLE DE LA RAMPA DE ACCESO

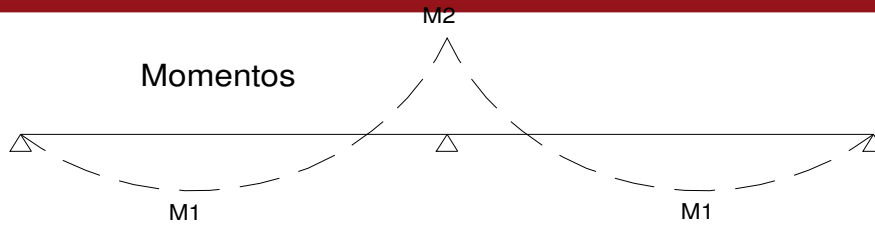


CONFIGURACION DE LA PLANCHA ESTRIADA

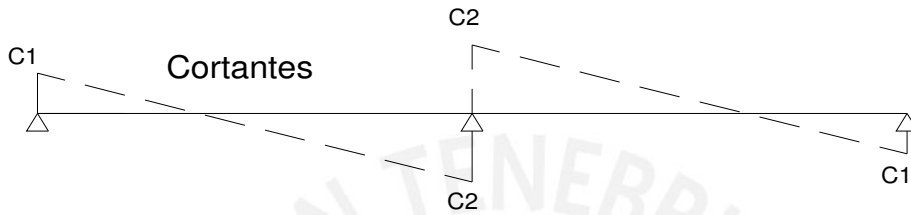
Efectos de la Carga Muerta en el Puente:



- | | | |
|------|---------------|--------------------------|
| CM : | 152.87 kg/ml. | carga muerta por metro |
| L : | 457 mm. | longitud de cada tramo |
| Lt : | 914 mm. | longitud de cada plancha |

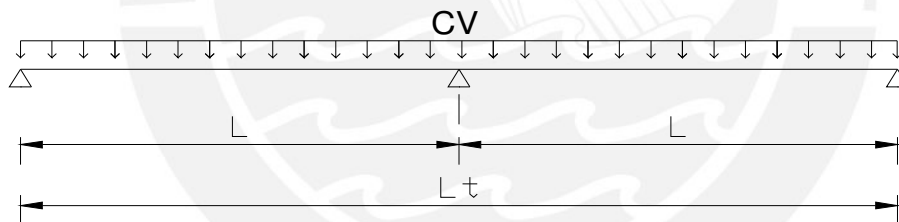


M 1 :	2.24 kg-m.	$0.07 \cdot CM \cdot L^2$
M 2 :	4.00 kg-m.	$0.125 \cdot CM \cdot L^2$

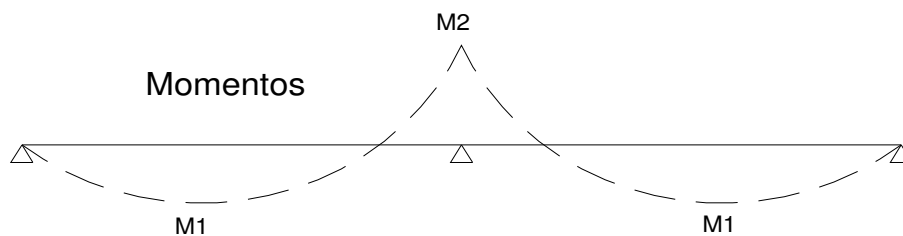


C 1 :	26.20 kg.	$\frac{3}{8} \cdot CM \cdot L$
C 2 :	43.66 kg.	$\frac{5}{8} \cdot CM \cdot L$

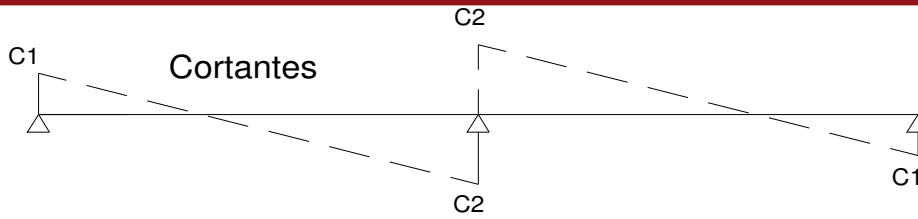
Efectos de la Carga Viva en el Puente:



CV :	344.25 kg/ml.
L :	457 mm.
Lt :	914 mm.



M 1 :	5.03 kg-m.	$0.07 \cdot CM \cdot L^2$
M 2 :	9.00 kg-m.	$0.125 \cdot CM \cdot L^2$



C 1 : 59.00 kg. 3/8*CM*L
C 2 : 98.33 kg. 5/8*CM*L

La carga de Viento y Temperatura se desprecian del análisis, debido a que son valores muy pequeños.

Combinaciones a Utilizar	
RESISTENCIA I	1.25 DC + 1.75 PL
RESISTENCIA IV	1.50 DC
SERVICIO I	1.00 DC + 1.00 PL
SERVICIO II	1.00 DC + 1.30 PL

Determinamos los Momentos Actuantes, según las Combinaciones de Carga:

Combinaciones	Momentos
RESISTENCIA I	20.75 kg-m
RESISTENCIA IV	6.00 kg-m
SERVICIO I	13.00 kg-m
SERVICIO II	4.00 kg-m

Ahora, se procederá a determinar el espesor de la plancha según los momentos obtenidos:

Mom. Max. : 20.75 kg-m.

Usando plancha de 1/4 pulg = 6.35 mm

Inercia = $1/12 * 100\text{cm} * (0.635\text{ cm})^3 = 2.134\text{ cm}^4/\text{m de ancho}$

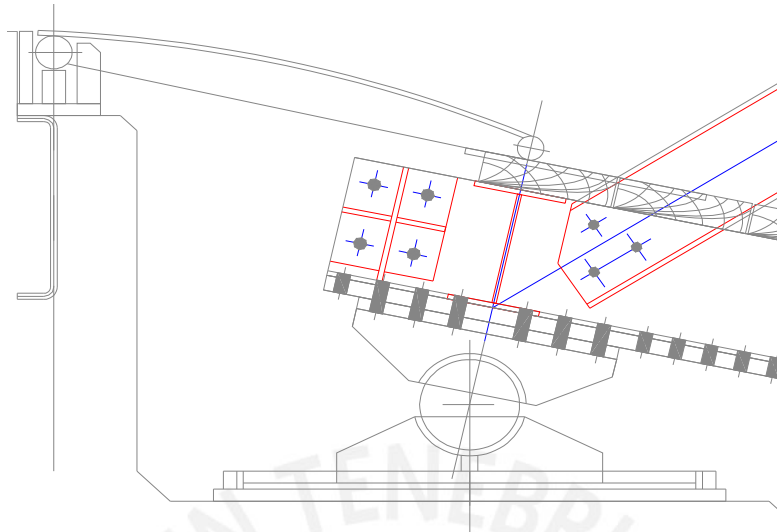
Esfuerzo : $\frac{2075\text{ kg-cm} * 0.635/2\text{ cm}}{2.134\text{ cm}^4} = 308.72\text{ kg/cm}^2 < 1512\text{ kg/cm}^2$
0.6Fy plancha A36

ok, cumple!

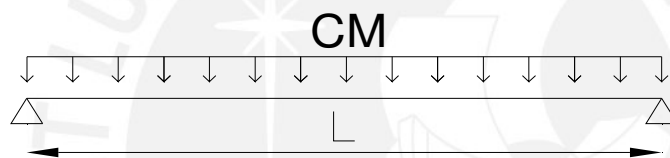
$$\sigma : \frac{M * Y}{I}$$

Se utilizará plancha de 8mm por efectos de la corrosión.

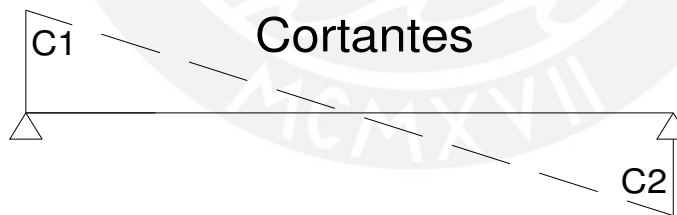
DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL



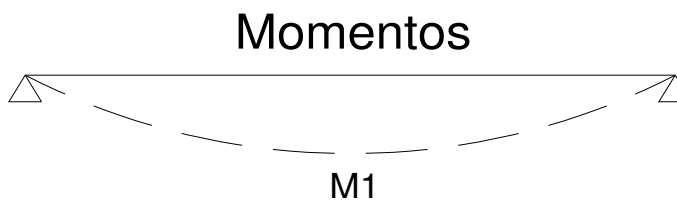
Efectos de la Carga Muerta en el Puente:



CM : 103.51 kg/ml. carga muerta por metro
L : 675 mm. longitud de cada tramo

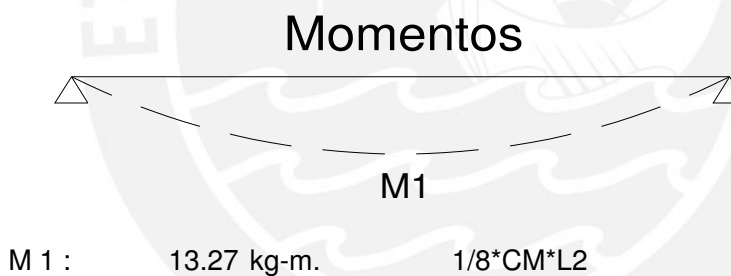
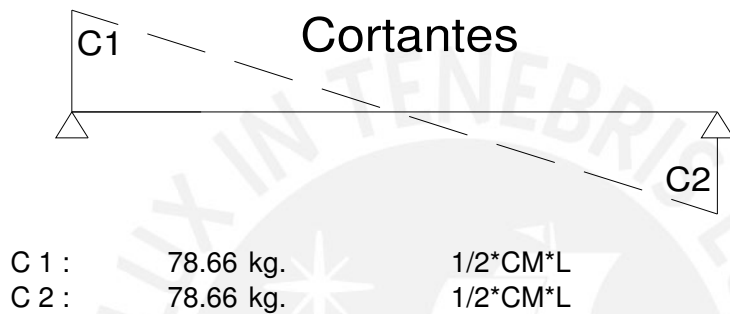
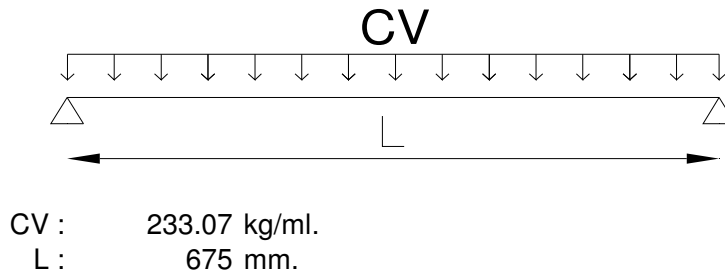


C 1 : 34.93 kg. $1/2 * CM * L$
C 2 : 35.93 kg. $1/2 * CM * L$



M 1 : 5.90 kg-m. $1/8 * CM * L^2$

Efectos de la Carga Viva en el Puente:



La carga de Viento y Temperatura se desprecian del análisis, debido a que son valores muy pequeños.

Combinaciones a Utilizar	
RESISTENCIA I	1.25 DC + 1.75 PL
RESISTENCIA IV	1.50 DC
SERVICIO I	1.00 DC + 1.00 PL
SERVICIO II	1.00 DC + 1.30 PL

Determinamos la Fuerza Cortante y Momento Actuante, según Combinaciones de Carga:

Combinaciones	Fzas. Cortantes	Momentos
RESISTENCIA I	181.30 kg	30.60 kg-m
RESISTENCIA IV	52.40 kg	8.85 kg-m
SERVICIO I	113.60 kg	19.20 kg-m
SERVICIO II	137.20 kg	23.15 kg-m

Momento Máximo : 30.6 kg-m.

Usando plancha de 8 mm con un peralte de 50 mm, como refuerzo longitudinal.

$\gamma =$	7.85 ton/m ³	Peso por Unidad de Volúmen
$E =$	29000 ksi	Módulo de Elasticidad del Acero
$F_y =$	36 ksi	Esfuerzo de Fluencia
$\Phi_b =$	0.9	Factor de Resistencia a Flexión
$\Phi_t =$	0.9	Factor de Resistencia a Tensión
$\Phi_c =$	0.85	Factor de Resistencia a Compresión
$Z =$	1.22 in ³	Modulo Plástico de Sección
$\Phi_b M_n =$	39.63 kip-in	Resistencia de Flexión Nominal; $\Phi_b M_n = \Phi_b Z F_y$
$\Phi_b M_n =$	0.46 ton-m	
$M_u =$	0.03 ton-m	Resistencia de Flexión Requerida
		$\Phi_b M_n > M_u$ Ok!

Se verifican los Esfuerzos de Corte:

Se debe cumplir que :
 $\Phi_b V_n > V_u$

Φ_b	$0.6 F_y$ (ksi)	A (m ²)	$\Phi_b V_n$ (kN)	$\Phi_b V_n$ (kg)
0.90	21.60	0.0004	53.616	5467.22

$V_u =$ 181.30 kg $\Phi_b V_n > V_u$ **Ok!**

4.0 CONCLUSIONES

1. Existen dos sistemas de muelles para ríos, uno de ellos es el sistema fijo y el otro es el sistema basculante que se acomoda a las fluctuaciones del nivel del río.
El segundo sistema es el más conveniente ya que facilita el sistema de carga y descarga de productos.
2. El puente se ha proyectado reticulado con conexiones empernadas con el fin de aminorar los problemas de transporte de elementos de grandes luces. Adicionalmente, para restringir las conexiones soldadas en campo, que son más complicadas de controlar su calidad.
3. En el muelle se ha proyectado dos mamparas intermedias que permitirán tener tres compartimentos estancos. Este sistema es con el propósito que cualquier avería solamente sea local y que no produzca una inundación total del muelle y por tanto su hundimiento.
Dentro del pontón de acero se han colocado unas mamparas hechas con planchas de acero para dividirlo en compartimentos, esto es debido a un tema estrictamente de seguridad y mantenimiento, ya que para realizar algunas reparaciones dentro del pontón no será necesario paralizar las acciones de embarque y desembarque de personas, sino solo se tendrá que restringir el acceso a la zona donde se desea reparar, para acceder a estos compartimentos se han dejado unos accesos en la parte superior del pontón.
4. El sistema de anclaje propuesto también se adecúa a la variación de los niveles del río, ya que se están considerando elementos de fijación en el muelle que permiten el tensionado constante de los cables que van hacia las anclas del río.
5. Se está considerando un sistema deflector de troncos aguas arriba, con el propósito de evitar que elementos no considerados en el diseño dañen las estructuras proyectadas en el río.
6. Se seleccionó la madera tipo Quinilla Colorada para el tablero de madera en el Puente y Rampa de Acceso que da al Pontón, ya que presenta un mejor comportamiento ante los esfuerzos de Flexión y Corte, que otras maderas de la zona, tales como Copaiba y Quina Quina; Otro punto importante para la selección del tipo de madera es que se encuentra en las zonas cercanas a dónde se realizará la construcción del Muelle Flotante de Acero.
7. Para los elementos Diagonales y las Bidas Superiores se utilizaron dos canales C unidos en algunos puntos para lograr un mejor comportamiento, aumentando la inercia en ambos sentidos, brindando rigidez a la estructura, controlando los esfuerzos y deformaciones generados por los efectos del viento, es decir se obtuvo un comportamiento tipo cajón en las diagonales y bidas.

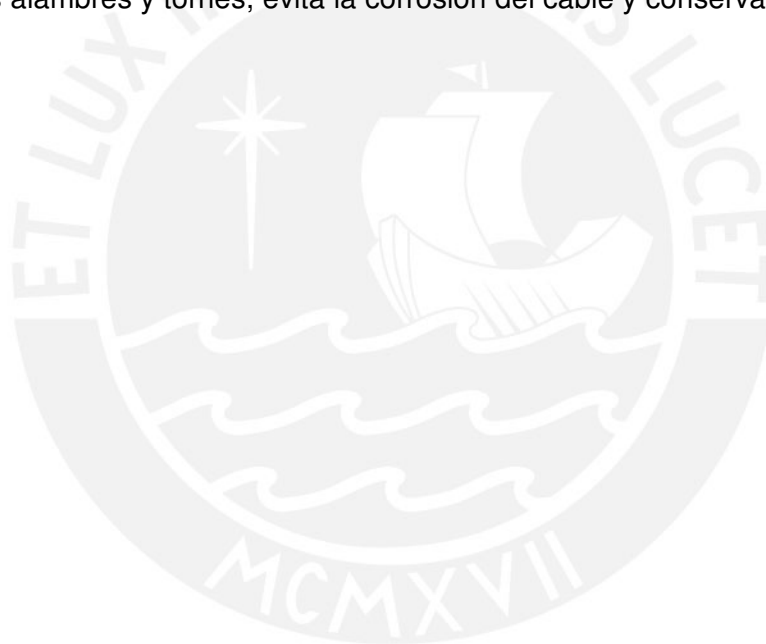
8. Se ha decidido poner en el techo del puente de acceso refuerzos diagonales y transversales al sentido longitudinal del puente debido a que la acción del viento genera grandes deformaciones y deflexiones transversales en las bridas superiores.
9. Se escogió para el puente de acceso una configuración reticulada porque es la solución más práctica y económica, así como la más liviana, porque presenta armaduras formadas por elementos delgados, y pueden soportar cargas verticales y transversales; de tal manera que le produce un peso menor al pontón que flota sobre el agua, y no se hace que el hundimiento sea un punto crítico y que impida el desarrollo del proyecto, así como por su propia configuración es un puente que se diseña como simplemente apoyado, que para efectos del diseño es la mejor opción puesto que tendremos un extremo en tierra y el otro sobre el pontón.
- 10 Para la estabilidad y el hundimiento utilizamos el Principio de Arquimides que nos afirma que todo cuerpo sumergido en un fluido experimenta un empuje vertical y hacia arriba igual al peso de fluido desalojado.
Puesto que la porción de fluido se encuentra en equilibrio, la resultante de las fuerzas debidas a la presión se debe anular con el peso de dicha porción de fluido. A esta resultante la denominamos empuje y su punto de aplicación es el centro de masa de la porción de fluido, denominado centro de empuje.
Debido a las cargas presentes en el pontón por efectos de la grúa, puente de acceso al mismo y sobrecargas, es necesario analizar la estabilidad y el hundimiento del muelle flotante, ya que la acción de estas fuerzas podría ocasionar un descenso excesivo del pontón y generar un problema en el uso normal para el que fue concebido el proyecto. Para el análisis que se presenta en el acápite del pontón se analizan ambas situaciones a fin de determinar los valores mas críticos de los mismos y así desarrollarlos en el diseño.
- 11 Se han utilizado tijerales como elementos estructurales principales del pontón, esto es debido a que presentan un buen comportamiento frente a las solicitaciones existentes, y además por su propia configuración son elementos livianos que ayudan a no aumentar peso a la estructura y hacer que el hundimiento sea mayor. En ambos tijerales T1 y T2 se busco mantener una configuración conservadora, es decir con bridas superior e inferior, montantes y diagonales, estos tijerales deben soportar no solo las cargas verticales, sino también las cargas laterales producidas por el viento, la fuerza de la corriente y la presión del agua.
- 12 En el presente proyecto se prestó la atención debida a los efectos del viento, las corrientes y a la presión del agua, esto debido a que un mal análisis en éstos podría ocasionar el colapso parcial o total del puente o del pontón mismo, por lo que se tomo el detenimiento necesario para determinar su fuerza y acción sobre los elementos estructurales.
Por los resultados de la fuerza de corrientes se observa que se debe tener más en consideración junto con la presión del agua, ya que la fuerza del viento solo ejerce sobre la estructura en la parte que sobresale del agua, pero para efectos del diseño se analizan los tres efectos sobre las estructuras.

13 La determinación de las defensas del muelle están en función de la velocidad de ataque de las embarcaciones que es el factor más importante, estas defensas serán las encargadas de absorber la energía que se produce en el acoderamiento por acción de las embarcaciones, para este proyecto se determinó que las condiciones que se presentan son para un buen ataque, por lo que se determina la velocidad en función de la curva de la Figura 1 de capítulo 5.2, y con esto se determinan las características que deben tener las defensas.

Dada su sencilla construcción, la versatilidad de usos en diferentes tipos de muelles y embarcaderos, y las características que presenta es la mejor elección, tiene un buen comportamiento para condiciones de fricción media a baja, además que necesita un mínimo mantenimiento y es resistente a condiciones adversas.

14 Para los cables que controlan el desplazamiento del pontón se seleccionó cables con alma de acero, ya que para la flexibilidad y la tracción que existen presenta un mejor el comportamiento.

También se seleccionó los que presentan lubricación, que es una de las fases más importantes en la construcción de un cable ya que permite la disminución del rozamiento interno de los alambres y tornes, evita la corrosión del cable y conserva su alma.



5.0 INFORMACIÓN TÉCNICA

5.1 Fuerzas generadas por corrientes

BS 6349-1:2000

Section 5

In addition, the effect of waves (see clause 39) and wave run-up (see clause 28) should be considered in relation to overtopping and hydrostatic pressures.

When considering the effects of buoyancy on a structure, it is usually preferable to represent the buoyancy and gravitational loads as separate systems.

Reduced safety factors are appropriate in relation to soil pressures, mooring and berthing forces, forces from other floating objects and wave forces, when considered in conjunction with extreme water levels.

NOTE For guidance on methods of assessing the relationship between astronomical data and surge tide levels, reference can be made to the Proudman Oceanographic Laboratory, Bidston, Birkenhead, England.

38 Currents

38.1 General

For design purposes the current speed should be the maximum value expected at the site during the design life of the structure. It should be established primarily in relation to the purpose of the structure and the accepted probability of occurrence (see 21.4), but should normally have a return period of not less than 50 years for permanent works. Methods of determining water movement are described in clause 11.

Loads imposed directly by tidal or fluvial currents on maritime structures can be classified as:

- a) drag, or in-line, forces, parallel to the flow direction; or
- b) cross-flow forces, transverse to the flow direction.

Current drag forces are principally steady and the oscillatory component is only significant when its frequency approaches a natural frequency of the structure. Cross-flow forces are entirely oscillatory for bodies symmetrically presented to the flow. For asymmetrical flow, the cross-flow forces should be determined from model tests or from similar situations.

38.2 Steady drag force

For uniform prismatic structural members immersed in a uniform current, the steady drag force, which acts at the centroid of the area normal to the flow, can be calculated from the expression:

$$F_D = \frac{1}{2} (C_D \rho V^2 A_n)$$

where

- F_D is the steady drag force in kilonewtons (kN);
- C_D is the dimensionless time-averaged drag force coefficient;
- ρ is the water density in tonnes per cubic metre (t/m^3);
- V is the incident current velocity in metres per second (m/s);
- A_n is the area normal to flow in square metres (m^2).

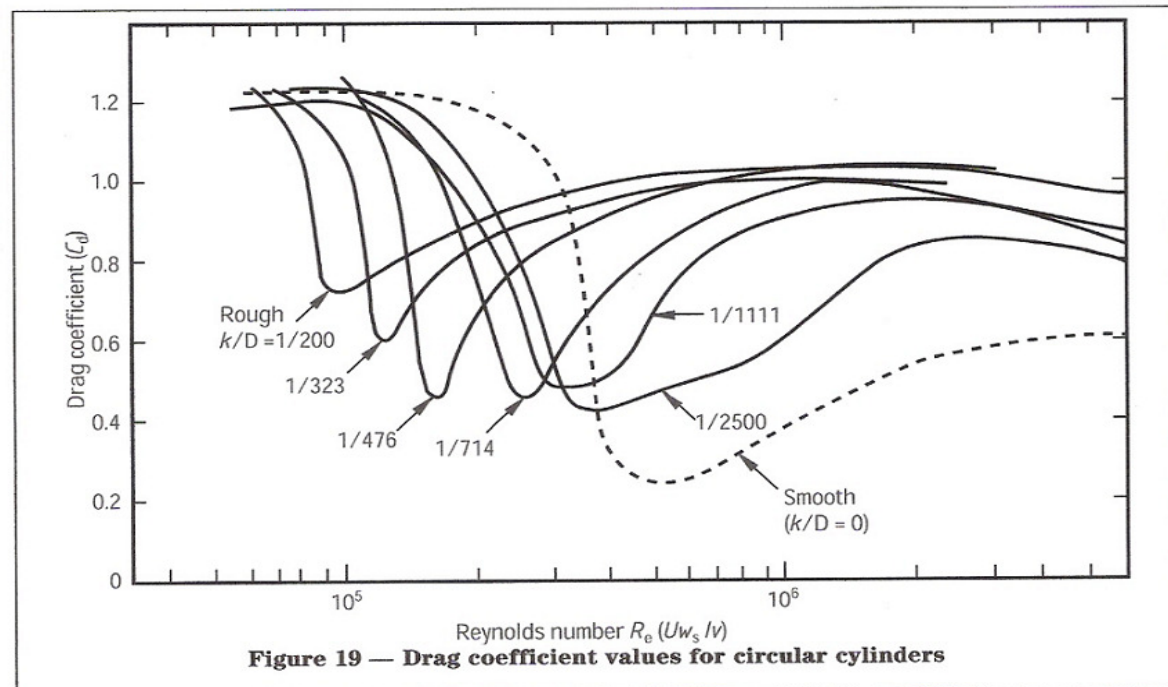


Figure 19 — Drag coefficient values for circular cylinders

The values used for C_D and A_n in the previous expression should be determined taking due account of the effect of marine growth on cross-sectional dimensions. Values of C_D are discussed as follows for various cross-sectional shapes. Guidance on marine growth in British coastal waters is given in 47.2.2.

Where the incident current velocity is non-uniform or the structural member is gently tapered, the total force and the line of action can be determined by integration. Where the structure is fully submerged and end effects can be significant, or where it is floating or of significantly non-uniform shape, it might be necessary to measure the drag force on models.

Where waves combine with a current to increase the drag force on a structure, the water particle velocities should be added vectorially and the result used to calculate the drag force from the formula given previously. Inertial forces might also need to be considered in such situations (see 39.4).

Values of current drag force coefficients for circular section piles, tubes and cylinders are dependent on Reynolds number and surface roughness. Suggested values for use in the expression given previously are given in Figure 19 for circular cylinders with different degrees of surface roughness, due to surface finish or marine growth.

Values of current drag force coefficients for non-circular sections are usually independent of Reynolds number, but depend on the angle of incidence. Values are given in Table 6 for various common non-circular pile shapes. For other shapes, values of C_D should be obtained from hydraulic tests, if not available from reliable published data.

38.3 Flow-induced oscillations

38.3.1 Circular sections

A bluff cylinder, such as a pile situated in a current, experiences fluctuating forces, both in-line and cross-flow, due to the shedding of vortices downstream of the cylinder. The frequencies of the fluctuating forces are directly related to the frequency of the vortex shedding. When the cylinder is in any mode in which it is free to oscillate, the amplitude of the fluctuating force increases as its frequency approaches the natural frequency of the

cylinder or that of the whole structure. This is done by a feedback system known as locking on. If, however, the inherent damping of the cylinder is sufficient to suppress the motion developing, then the locking on will not occur.

Piled structures are particularly vulnerable to this type of oscillation during construction and it might be necessary to provide restraint to the pile heads immediately after driving to prevent the possibility of oscillation in the cantilever mode.

The critical flow velocity V_{crit} is given by the expression:

$$V_{crit} = K f_N W_s$$

where

- f_N is the natural frequency of the cylinder;
- W_s is the diameter of the cylinder;
- K is a constant equal to:
 - 1.2 for the onset of in-line motion;
 - 2.0 for maximum amplitude in-line motion;
 - 3.5 for the onset of cross-flow motion;
 - 5.5 for maximum amplitude cross-flow motion.

In the previous expression the values for f_N and W_s should be derived taking due account of the effect of marine growth. Because the critical condition for flow-induced oscillation usually occurs during construction, however, this is likely to be negligible.

Guidance on the calculation of the natural frequencies of structural members is given in 47.2.2.

The most common type of structure has vertical thin-walled steel piles fixed at the bottom and pinned at the top, flooded and fully immersed in water with negligible marine growth. Critical flow velocities for the onset of in-line motion occurring in this structure are given in Figure 20. The curves are conservative in that they assume water surface is at the top of the pile. For piles that are similar, but which have a different fixity and/or different motion conditions, the critical velocities can be obtained by applying the modification factors given in Table 7 to the values obtained from Figure 20.

Table 6 — Modification factors for critical flow velocity

Motion	Pinned to fixed bottom	Cantilever	Pinned top and bottom	Fixed top and bottom
Onset of in-line motion	1	0.23	0.64	1.46
Maximum in-line motion	1.67	0.38	1.07	2.43
Onset of cross-flow motion	2.92	0.67	1.87	4.25
Maximum cross-flow motion	4.58	1.05	2.94	6.68

5.2 Diseño de defensas

BS 6349-4:1994

4.4 Materials and workmanship

Fender systems incorporate some or all of the conventional construction materials of steel, iron, concrete and timber together with natural or synthetic rubber, nylon and other man-made fibres. All these materials and the associated workmanship should be in accordance with the relevant British Standards, or other equivalent internationally recognized standards, and with clauses 56, 58, 59, 60, 61, 67, and 68 of BS 6349-1:1984.

4.5 Vessel size

Dimensions and tonnages, etc. relating to fully laden vessels are given in BS 6349-1.

NOTE For ease of reference, 17.2 of BS 6349-1:1984 has been reproduced as Annex A in this Part.

Where vessels are berthed in a partially laden condition, reference can be made to builder's plans, load-displacement curves or tables to ascertain draught and displacement values.

For berths dedicated to loading operations it is considered imprudent to design for vessels berthing only in ballast or part laden condition. If contemplating such an approach, the designer should first satisfy himself as to the risk of a more heavily laden vessel having to be accommodated, and the possibility of a fully laden vessel having to return to the berth should not be overlooked.

4.6 Berthing velocities

The velocity with which a ship closes with a berth is the most significant of all factors in the calculation of the energy to be absorbed by the fendering system. Particular attention should therefore be given to obtaining the most appropriate value. Suggested values of transverse berthing velocities are given in Table 6 of BS 6349-1:1984, but these values only apply to sheltered conditions. In more difficult conditions velocities may be estimated from Figure 1 on which five curves are given corresponding to the following navigation conditions.

- a) Good berthing, sheltered.
- b) Difficult berthing, sheltered.
- c) Easy berthing, exposed.
- d) Good berthing, exposed.
- e) Navigation conditions difficult, exposed.

Although based on observations, Figure 1 gives low approach velocities for large ships which can easily be exceeded in adverse conditions. Where there are unfavourable cross currents berthing velocities of up to 0.25 m/s may occur.

Where adequate statistical data on berthing velocities for vessels and conditions similar to those of the berth being designed are available, then the velocity should be derived from these data in preference to the tabulated values.

For ship velocities at Ro-Ro and ferry berths see 4.7.6.

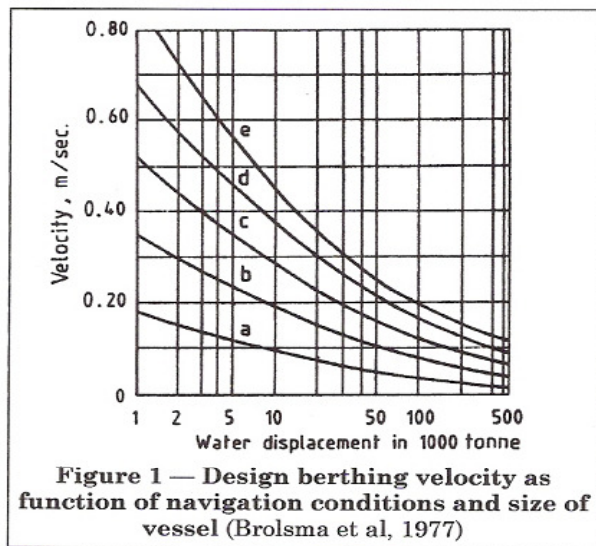


Figure 1 — Design berthing velocity as function of navigation conditions and size of vessel (Brolsma et al, 1977)

4.7 Berthing energies

4.7.1 General

Details of the assessment of the total energy of the moving vessel and its associated hydrodynamic mass are given in clause 41 of BS 6349-1:1984.

This value may need to be modified to assess the amount of energy E (in kN m) to be absorbed by the fender system by addition of factors C_E , C_S and C_C , giving the following equation:

$$E = 0.5C_M M_D (V_B)^2 C_E C_S C_C$$

where

- C_M is the hydrodynamic mass coefficient;
- M_D is the displacement of the ship (in t);
- V_B is the velocity of the vessel normal to the berth (in m/s);
- C_E is the eccentricity coefficient;
- C_S is the softness coefficient;
- C_C is the berth configuration coefficient.

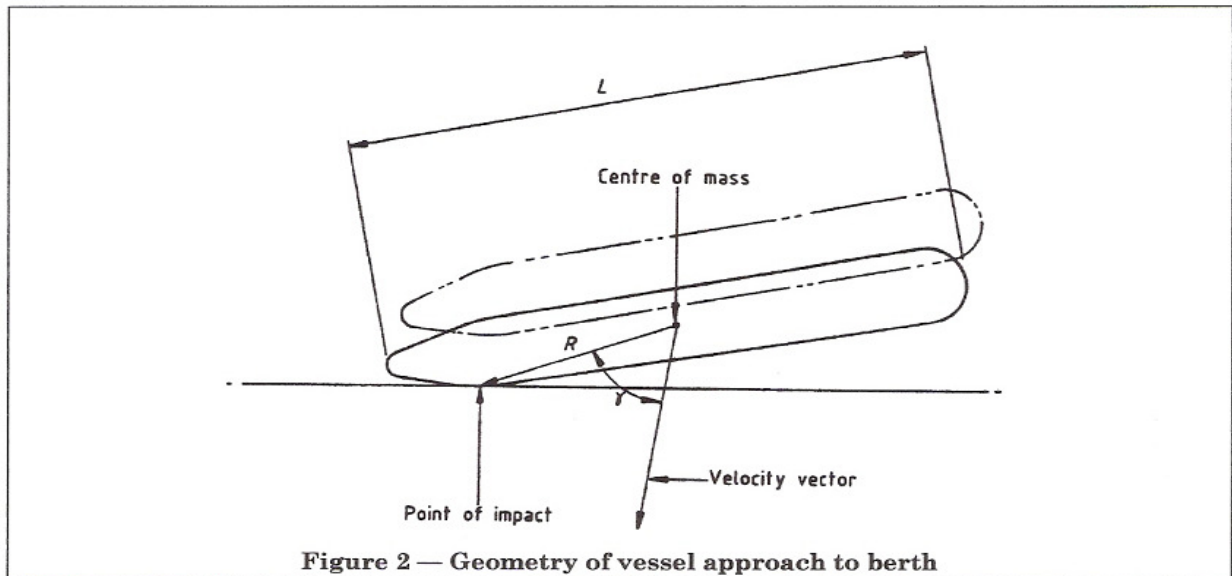


Figure 2 — Geometry of vessel approach to berth

Each fender should be designed to absorb the above berthing energy. For this purpose a “fender” may comprise any one of the following:

- a) a single elastomeric or pneumatic unit, dolphin pile, or other energy absorbing unit;
- b) a number of energy absorbing units coupled together to form a composite energy absorbing unit;
- c) a number of energy absorbing units in sufficiently close proximity that they can be considered to act together if located at the first point of impact of the ship.

4.7.2 Hydrodynamic mass coefficient

The hydrodynamic mass coefficient allows the movement of water around the ship to be taken into account when calculating the total energy of the vessel by increasing the mass of the system. The hydrodynamic mass coefficient C_M may be calculated from the following equation (see bibliography [1]):

$$C_M = 1 + \frac{2D}{B}$$

where

- D is the draught of the ship (in m);
- B is the beam of the ship (in m).

Use of this formula will generally lead to values of C_M in the range 1.3 to 1.8.

In general, a reduced underkeel clearance will increase this coefficient but the correct value to be used in a particular situation is uncertain. It is recommended that the calculated energy to be absorbed by the fender system be compared with records from a neighbouring berth, if available, or with data such as that given by PIANC (see bibliography [6]).

4.7.3 Eccentricity coefficient

The eccentricity coefficient C_E allows for the reduction in energy transmitted to the fender system when the point of impact is not opposite the centre of mass of the vessel and may be calculated by means of the following equation:

$$C_E = \frac{K^2 + R^2 \cos^2 \gamma}{K^2 + R^2}$$

where

K is the radius of gyration of the ship and may be calculated from the formula:

$$K = (0.19C_b + 0.11) L$$

where

- L is the length of the hull between perpendiculars (in m);
- C_b is the block coefficient (see Table 3). $C_b = \text{displacement} / (\text{length of hull between perpendiculars} \times \text{beam} \times \text{draught} \times \text{density of water})$.
- R is the distance of the point of contact from the centre of mass (in m);

BS 6349-4:1994

γ is the angle between the line joining the point of contact to the centre of mass and the velocity vector (see Figure 2).

The above expression is often simplified by assuming $\gamma = 90^\circ$, resulting in:

$$C_E = \frac{K^2}{K^2 + R^2}$$

Table 3 lists typical ranges of value for the block coefficient for various modern types of ships.

Table 3 — Typical ranges of C_b

Vessel type	Range of C_b
Tanker/bulk	0.72 to 0.85
Container	0.65 to 0.70
Ro-Ro	0.65 to 0.70
Passenger	0.65 to 0.70
Dry cargo/combi	0.60 to 0.75
Ferry	0.50 to 0.65

4.7.4 Softness coefficient

The softness coefficient allows for the portion of the impact energy that is absorbed by the ship's hull. Little research into energy absorption by ship hulls has taken place, but it has been generally accepted that the value of C_S lies between 0.9 and 1.0. For ships which are fitted with continuous rubber fendering C_S may be taken to be 0.9. For all other vessels $C_S = 1.0$.

4.7.5 Berth configuration coefficient

The berth configuration coefficient allows for the portion of the ship's energy which is absorbed by the cushioning effect of water trapped between the ship's hull and quay wall. The value C_C is between the ship's hull and quay wall. The value of C_C is influenced by the type of quay construction, and its distance from the side of the vessel, the berthing angle, the shape of the ship's hull, and its under keel clearance. A value of 1.0 for C_C should be used for open piled jetty structures, and a value of C_C of between 0.8 and 1.0 is recommended for use with a solid quay wall.

4.7.6 Berthing energies in ferry and Ro-Ro berths

4.7.6.1 General

The three modes of berthing for ferries and Ro-Ro ships in common use are as follows:

- a) making a transverse approach to berth alongside a quay and using the ship's own ramps for vehicle access;

- b) making a transverse approach to a row of breasting dolphins and after coming to rest then moving slowly longitudinally to berth end-on against a shore ramp structure;

- c) making a direct longitudinal approach to berth end-on against a shore ramp structure but using side breasting dolphins as a guide.

These three modes of berthing are illustrated in Figure 3 a), Figure 3 b) and Figure 3 c).

The berth layouts for modes b) and c) are similar and therefore both types of approach could occur at the same berth.

Mode a) is most likely to be adopted by the larger Ro-Ro vessels where bow and stern are not specifically designed for berthing forces. Mode c) is most likely to be adopted by ferries where bow or stern are designed for end berthing. It is important that the berthing provision is conformable with the ship's characteristics and the appropriate method of approach.

4.7.6.2 Mode a)

The fendering should be designed to absorb energies calculated in accordance with 4.7.1.

4.7.6.3 Mode b)

4.7.6.3.1 Side fenders

Berthing energy for the side fenders should be calculated as in mode a).

4.7.6.3.2 End fenders

The end fenders should be designed to absorb the total energy E (in kN m) of the ship. This energy is calculated from the following equation:

$$E = 0.5 MV^2$$

where

V is the velocity of the vessel in the direction of approach (in m/s);

M is the mass of the vessel (in t).

NOTE 1 In the absence of factual data, V may be taken as 0.15 m/s.

NOTE 2 The values C_M , C_S , C_C and C_E may each be taken as unity for end-on berthing.

4.7.6.4 Mode (c)

4.7.6.4.1 Side fenders

The energy E (in kN m) to be absorbed by the side fenders should be calculated from the equation:

$$E = 0.5M_D C_M C_S C_C C_E (V \sin \alpha)^2$$

where

M_D is the displacement of the vessel (in t);

C_M is the hydrodynamic mass coefficient;

C_S is the softness coefficient;

C_C is the berth configuration coefficient;

- C_E is the eccentricity coefficient, calculated in accordance with mode a);
- V is the velocity of the vessel in the direction of approach (in m/s);
- α is the angle of approach [see Figure 3c)].

A minimum value of 15° is recommended for α except in cases where the berth geometry restricts the vessel to a less angled approach.

Due to the high power of most ferries and rapid turn-round times, operating speeds are generally higher than for other vessels. It is therefore recommended that the velocity V should be taken as follows [see Figure 3 c)]:

- outer end dolphin 2.0 m/s to 3.0 m/s;
- inner end dolphin 0.5 m/s to 1.0 m/s.

4.7.6.4.2 End fenders

The end fenders should be designed to absorb the total energy E (in kN m) of the ship. This energy is calculated from the following equation:

$$E = 0.5M(V \cos \alpha)^2$$

where

- M is the mass of the vessel (in t);
- V is the velocity of the vessel in the direction of approach (in m/s);
- α is the angle of approach.

NOTE 1 In the case of ferries V should be taken in the range 0.5 m/s to 1.0 m/s.

NOTE 2 The values C_M , C_S , C_C and C_E may each be taken as unity for end-on berthing.

4.8 Berthing reactions and load distribution

4.8.1 General

Berthing reactions are a function of the berthing energy and the deformation characteristics of the fender system. Typical reaction/deformation curves for fender types are given in clause 5. Berthing loads should be distributed in such a manner that:

- a) contact pressures on the ship's hull are kept within acceptable limits;
- b) direct contact between hull and berth structure is prevented;
- c) the capacity of the fender is not exceeded.

4.8.2 Hull pressures

The maximum acceptable contact pressure between the hull and fender is influenced by many factors, including the type and size of ship, nature of the fender bearing surface (i.e. rigid or flexible) and the position of the contact area relative to the hull frames.

For LNG/LPG tankers and very large crude carriers (VLCC's), acceptable contact pressures will generally be between 15 t/m^2 and 20 t/m^2 .

4.8.3 Fender reaction due to angular berthing

Unless the point of impact is on the straight run of the hull and the vessel is parallel to the berth at impact the fender unit will receive an angular loading. The hull geometry over the impact area should therefore be considered in both horizontal and vertical planes (see Figure 4 and Figure 5) to establish:

- a) the angle of application of load to individual fenders;
- b) deflection of individual energy absorbing units within the fender and hence the aggregate amount of energy absorbed by the complete fender;
- c) clearance between hull and berth structure.

Most manufacturers of proprietary elastomeric units and pneumatic fenders supply correction factors to the performance data of their units for use under angular berthing conditions. For flexible elastic dolphins, gravity fenders, etc., the effects of angular berthings should be analysed from first principles.

Where circumstances dictate that angled approaches will be the general practice at a particular berth, consideration may be given to angling the individual fender elements relative to the berth in order to create a closer approximation to parallel berthing conditions and hence more efficient performance of the fender (see Figure 6).

4.8.4 Fender frames

Where a fender frame is used to reduce the contact pressure, or to couple a series of units into a single fender, the fender frame should be one of the following:

- a) a proprietary type as produced by the fender manufacturer and demonstrated by him as being adequate to carry the applied loads;
- b) a purpose designed steel frame with stresses and constructional details in accordance with BS 449-2 or BS 5950-1;
- c) a purpose designed timber frame with stresses in accordance with BS 5268-2 treating berthing impacts as short term loadings.

Steel frames should be faced with suitable materials to minimize abrasive contact with the hull of the vessel. Facing materials may be of timber or polymers. In cases of particularly high wear the use of steel plate facing may be considered. Fixings should be such that worn or damaged facing panels can be easily and rapidly replaced. The heads of fixing bolts, set crews, etc. should be recessed into the wearing face to avoid direct contact with the hull plating, with an allowance for wear of the facing panels.

5.3 Defensa típica del muelle

Arch Fender

Fomtek Arch Fenders have been consistently popular for many years. Their rugged construction, simplicity and versatility suits them to a wide variety of berths and wharves where they will give many years of trouble-free service under even the most adverse of conditions. The latest AN and ANP series Arch Fenders offer improved efficiency and angular performance, whilst the new anchor layout pattern give better stability and a stronger attachment to the supporting structure even under very heavy impacts. All Arch Fenders share the same single piece construction with encapsulated steel mounting plate vulcanised into the base flanges. The AN Fender has a rubber contact face ideal for all general purpose applications. The higher friction of the rubber surface can be used to good effect to dampen the movements between vessel and wharf in sea swells and similar conditions. Where friction must be low or when a facing panel is required, the ANP Fender is ideal with its encapsulated steel head plate with integral bolting points. The ANP has two fixing arrangements to suit either UHMW-PE low-friction face pads or

CORE ATTRIBUTES

- Rugged single piece moulding for long service life
- Strong bolting arrangement is easy and quick to install
- Choice of AN and ANP designs
- Excellent shear resistance means shear chains rarely needed

for attaching to a steel fender panel or pile. A major benefit of the ANP design is strength under static and dynamic shear loads – this allows large panels to be supported without chains. AN and ANP Arch Fenders are available in many sizes from 150mm to 1000mm high and in lengths of 100mm to 3000mm (in 50mm increments). Energy Indices E1, E2 and E3 are available as standard. For special or unusual applications, AN and ANP fenders can be made in intermediate compounds, non-standard lengths, with special end profiles and different bolting patterns. Please consult Fomtek for further details. Fomtek also makes special Arch fenders for wharf corner protection. For retrofitment programmes, the previous A-H and A-HTP series Arch Fenders are available upon request.

All Sullins Tug Harbours (EGYPT) ▶

AN & ANP ARCH FENDERS BODY DIMENSIONS

Body Dimensions	H	A	B	W	F	D	K	E	P x D	Anchors	Weight (kg/m)
AN 150	150	108	240	326	98	16	50	500	20 x 40	M16	28
AN 200	200	142	320	422	130	18	50	500	25 x 50	M20	45
AN 250	250	164	400	500	163	26	62.5	500	28 x 55	M24	68
AN 300	300	194	480	595	195	24	75	500	28 x 55	M24	106
AN 400	400	266	640	808	260	20	100	500	35 x 70	M30	185
AN 500	500	318	800	981	325	26	125	500	42 x 84	M36	278
AN 600	600	373	960	1160	390	28	150	500	48 x 96	M42	411
AN 800	800	489	1300	1550	520	41	200	500	54 x 108	M48	770
AN 1000	1000	580	1550	1850	650	52	250	500	54 x 108	M48	1298

All dimensions in millimetres.

AN ARCH FENDER

ANP ARCH FENDER

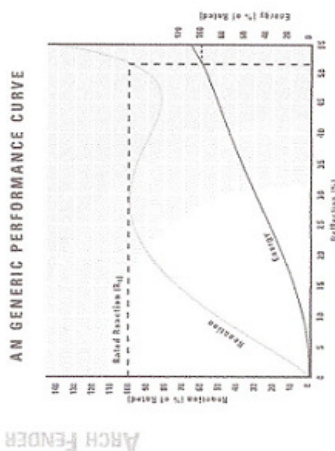
UHMW-PE Face Pads	Steel Frame Connection
X	Y
60-70	330-410
70-80	250-300
80-90	330-410
90-100	250-300
100-110	330-410
110-120	250-300
120-130	330-410
130-140	250-300
140-150	330-410
150-160	250-300
160-170	330-410
170-180	250-300
180-190	330-410
190-200	250-300
200-210	330-410
210-220	250-300
220-230	330-410
230-240	250-300
240-250	330-410
250-260	250-300
260-270	330-410
270-280	250-300
280-290	330-410
290-300	250-300

Anchors

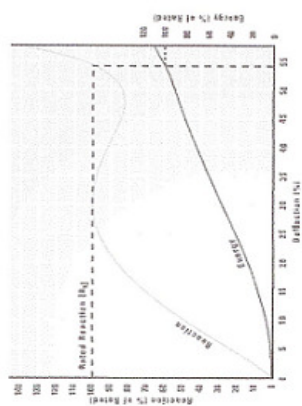
L	Anchors
1000	6 No
1500	8 No
2000	10 No
2500	12 No
3000	14 No

Non-standard lengths, profiles and bolting patterns available upon request.

All dimensions in millimetres.



AN ARCH FENDER PERFORMANCE CURVE



AMP ARCH FENDER PERFORMANCE CURVE

AN ARCH FENDER PERFORMANCE

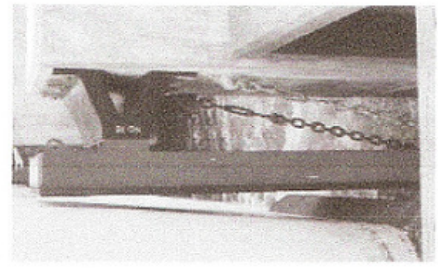
AN	E1	R1	E2	R2	E3	R3	Efficiency Ratio (e)
150	4.3	74	5.6	96	7.4	127	0.058
200	7.6	90	10.0	126	13.1	169	0.078
250	11.9	123	15.6	169	20.5	211	0.097
300	17.1	148	22.5	192	29.5	263	0.117
400	30.5	197	40.0	256	52.5	338	0.135
500	47.6	247	62.4	321	82.0	422	0.194
600	68.6	298	89.3	395	116	507	0.231
800	122	384	160	513	210	675	0.311
1000	181	483	250	641	328	844	0.388

Performance values are for a 1000mm long fender. Energies (E₁, E₂, E₃) are in kNm. Reactions (R₁, R₂, R₃) are in kN. Nominal Rated Deflection is 51.5%. (See p.88) Standard tolerances apply. (See p.88)

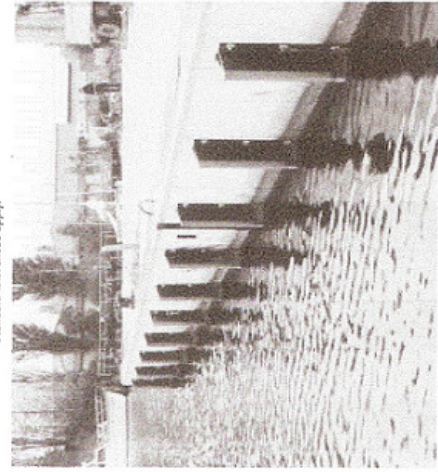
AMP ARCH FENDER PERFORMANCE

AMP	E1	R1	E2	R2	E3	R3	Efficiency Ratio (e)
150	5.6	89	7.3	115	9.5	150	0.053
200	9.9	119	12.9	154	16.8	200	0.084
250	15.6	148	20.2	192	26.3	250	0.105
300	22.4	178	28.1	221	37.8	300	0.126
400	39.6	237	51.7	306	67.2	400	0.168
500	62.1	296	80.8	385	105.0	500	0.210
600	89.3	365	116.0	462	151	600	0.251
800	159	473	207	615	269	800	0.336
1000	249	592	323	799	420	1000	0.420

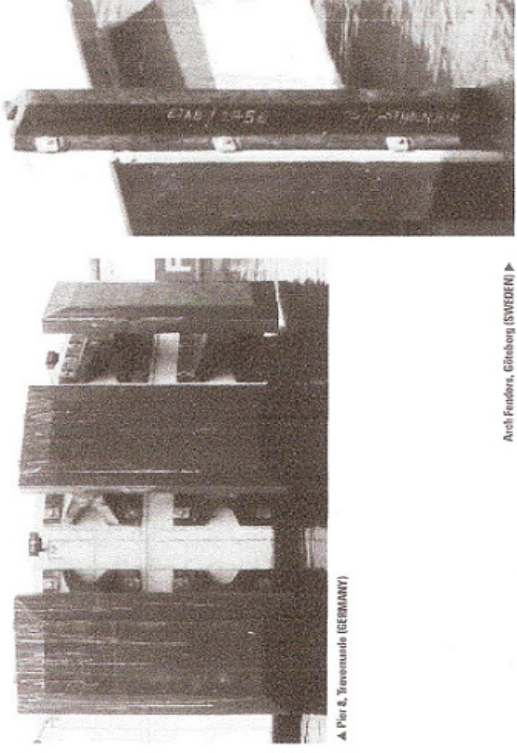
Performance values are for a 1000mm long fender. Energies (E₁, E₂, E₃) are in kNm. Reactions (R₁, R₂, R₃) are in kN. Rated deflection is 51%. Standard tolerances apply.



▲ Aero Fergular (DENMARK)



▲ City Harbour, Hesebeck (GERMANY)



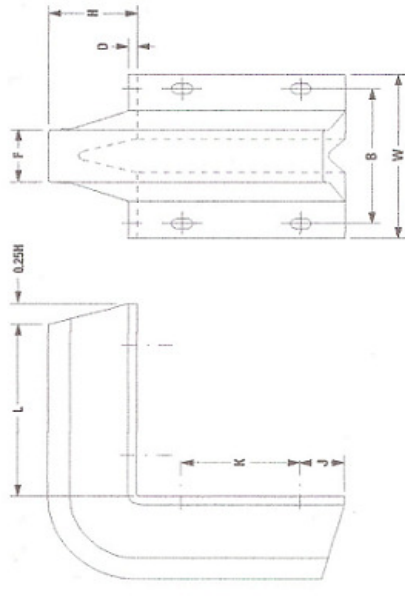
▲ Pir 4, Traveurde (GERMANY)

Arch Fenders, Göteborg (SWEDEN) ▶

CORNER ARCH FENDERS

Both corners are one of the most difficult areas to protect. Corner Arch fenders provide a simple, easily installed solution to prevent damage from smaller vessels.

Corner Arch fenders work on the same principles as the AM-series Arch fender. They are of moulded, single-piece construction with encapsulated steel flanges which provides a strong connection to the supporting structure.



CORNER ARCH FENDER DIMENSIONS

Model	H	L	W	B	D	F	J	K	Anchors	Weight (kg)
CA 150	150	1000	300	240	25	95	110	680	6 x M20	80
CA 250	250	750	500	410	40	160	130	420	8 x M24	142
CA 300	300	700	600	450	44	190	140	360	8 x M30	206

All dimensions in millimetres.

6.0 BIBLIOGRAFÍA

1. MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION
LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN
SECOND EDITION- AISC
AMERICAN INSTITUTE FOR STEEL CONSTRUCTION
VOL 1 STRUCTURAL MEMBERS, SPECIFICATIONS, & CODES
VOL2 CONNECTIONS

2. REGLAMENTO DE PUENTES
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS Y FERROCARRILES
MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
2002

3. BRITISH STANDARD
MARINE STRUCTURES
SECOND EDITION JULY 2000
BS 6349: CODE OF PRACTICE FOR MARITIME STRUCTURES
BS 6349-4: DESIGN OF FENDERING AND MOORING SYSTEMS

4. AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS
AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS
2005

5. APUNTES DE CLASE DE ESTRUCTURAS METALICAS Y DE MADERA
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
ING. LUIS ZEGARRA CIQUERO

6. NORMA TECNICA E-010 MADERA
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE)
08 MAYO DEL 2006, APROBADO POR EL DIARIO OFICIAL EL PERUANO

7. NORMA TECNICA E-020 CARGAS
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE)
08 MAYO DEL 2006, APROBADO POR EL DIARIO OFICIAL EL PERUANO

8. NORMA TECNICA E-090 ESTRUCTURAS METALICAS
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (RNE)
08 MAYO DEL 2006, APROBADO POR EL DIARIO OFICIAL EL PERUANO

9. FLUID MECHANICS AND HYDRAULICS
Mc GRAW HILL
3RA EDICION
RANALD V. GILES
JACK B. EVETT
CHENG LIU

10. MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO
DISEÑO POR ESFUERZOS PRMISIBLES
4TA EDICION
INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCION EN ACERO

11. FENTEK
MARINE FENDERING SYSTEMS CATALOG
TRELLEBORG ENGINEERED SYSTEMS
AGOSTO 2002

