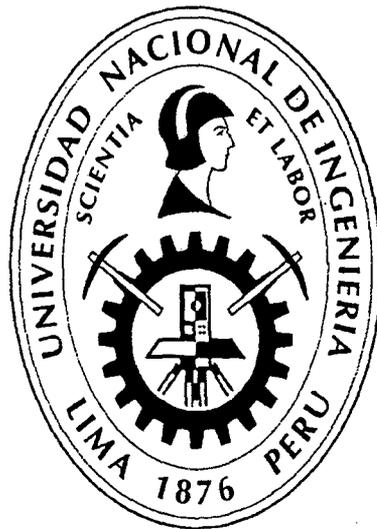


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN MUELLE PARA
EMBARQUE DE MINERALES**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

CARLOS AUGUSTO EYZAGUIRRE ACOSTA

Lima- Perú

2014

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

Dedicatoria:

A mi amada y recordada madre María Lelia, a la cual estaré eternamente agradecido por los valores y principios inculcados, sobre todo por su ejemplo de servicio y compromiso social como profesora en las aulas más humildes de los pueblos aymaras de la ciudad de Tacna.

ÍNDICE

ÍNDICE	1
RESUMEN	4
LISTA DE TABLAS.....	6
INTRODUCCIÓN.....	12
GLOSARIO	13
CAPÍTULO I: DEMANDA DE MINERALES PARA EL DISEÑO DEL MUELLE	15
1.1. CARACTERISTICAS DEL PUERTO SALAVERRY	15
1.2. DEMANDA DE MINERALES.....	17
1.3. RUTA LA MINA AL PUERTO.....	17
1.4. UBICACIÓN DEL MUELLE	19
1.5. ANALISIS DE LA DEMANDA DE MINERALES PARA EL DISEÑO.....	22
1.6. DETERMINAR LAS DIMESIONES DEL MODELO DE BARCO.....	23
1.7. PROPUESTA PRELIMINAR DE ALMACEN.....	24
1.8. TRANSPORTE	32
CAPÍTULO II: FUERZAS POR VIENTO Y CORRIENTE	34
2.1. CONSIDERACIONES GENERALES:.....	34
2.2. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DE LAS FUERZAS ACTUANTES EN EL AMARRADERO.....	36
2.3. CONDICIONES DEL AMARRADERO:.....	36
2.4. CALCULO DE FUERZAS ACTUANTES:.....	38
CAPÍTULO III: MUELLE	45
3.1 PUENTE O PASARELLA.....	45
3.1.1 Consideraciones generales	45
3.1.2 Metodología constructiva.....	45
3.1.2.1 <i>Hincado de pilotes</i>	45
3.1.2.2 <i>Vigas principales prefabricadas</i>	46
3.1.2.3 <i>Vigas secundarias</i>	47
3.1.2.4 <i>Núcleo central</i>	47
3.1.2.5 <i>Losa de la pasarella</i>	48
3.1.3 Diseño estructural del puente.....	48
3.1.3.1 <i>Estructuración</i>	48

3.1.3.2	<i>Propiedades de la estructura</i>	49
3.1.3.3	<i>Cargas</i>	49
3.1.3.4	<i>Calculo del desplazamiento del pórtico</i>	54
3.1.3.5	<i>Diseño estructural de pilotes</i>	58
3.1.3.6	<i>Diseño de la viga principal</i>	67
3.1.3.7	<i>Diseño de la viga tipo T</i>	75
3.1.3.8	<i>Diseño de la losa</i>	82
3.1.3.9	<i>Diseño de la losa del núcleo</i>	82
3.2	CABEZO	84
3.2.1	Consideraciones generales.....	84
3.2.2	Metodología constructiva.....	84
3.2.2.1	<i>Hincado de pilotes</i>	84
3.2.2.2	<i>Vigas principales prefabricadas</i>	85
3.2.2.3	<i>Vigas secundarias</i>	86
3.2.2.4	<i>Núcleo central</i>	87
3.2.2.5	<i>Losa del cabezo</i>	87
3.2.3	Diseño estructural del cabezo.....	87
3.2.3.1	<i>Estructuración</i>	88
3.2.3.2	<i>Propiedades de la estructura</i>	88
3.2.3.3	<i>Cargas</i>	88
3.2.3.4	<i>Cálculo de desplazamiento de pórtico</i>	94
3.2.3.5	<i>Cálculo de la fuerza de ataque</i>	98
3.2.3.6	<i>Diseño estructural de pilotes</i>	98
3.2.3.7	<i>Diseño de la viga principal</i>	107
3.2.3.8	<i>Diseño de la viga tipo T</i>	114
3.2.3.9	<i>Diseño de la losa del cabezo</i>	120
3.2.3.10	<i>Diseño de la losa del núcleo</i>	121
3.2.4	Normas de diseño.....	122
	CAPÍTULO IV: DOLPHIN	123
4.1.	CONSIDERACIONES GENERALES.....	123
4.2.	METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA.....	123
4.3.	DESCRIPCIÓN DE LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES.....	124
4.4.	ESTRUCTURACION.....	124

4.5.	PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA.....	124
4.6.	PARÁMETROS SISMICOS.....	125
4.7.	COMBINACIONES DE CARGA UTILIZANDO	130
4.8.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	130
4.9.	MODELAMIENTO ESTRUCTURAL.....	130
4.9.1.	Modelamiento de la estructura del dolphin	130
4.10.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	132
4.11.	DISEÑO DE LA LOSA DEL NUCLEO	134
4.12.	NORMAS DE DISEÑO.....	135
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	136
	BIBLIOGRAFÍA.....	139
	ANEXOS Y REFERENCIAS.....	140

RESUMEN

Para la presente tesis "Diseño y construcción de un muelle para embarque de minerales", en el norte del país se consideró el puerto de Salaverry y como modelo de nave un buque carguero de 25,000 toneladas de peso muerto (DWT).

Se realizó un análisis de la demanda de transporte de minerales en el norte del país y se determinó un promedio de 810,000 toneladas anuales.

Con el análisis de la demanda elegimos una nave de 25000 DWT, que tiene una eslora 176 m, ancho de 25.1m y Calado de 9.8 m.

Para el cálculo de la fuerza de diseño, el viento considerado para el diseño es de 15.2 nudos con una orientación de 180° y una corriente de 0.50 nudos con una orientación de 350°.

Para el tipo de nave se necesita un ancho de canal de acceso igual a 5 veces la manga (125.5 m) y el diámetro mínimo del área de maniobras es 2 veces la eslora (352m), el puerto de Salaverry cumple con estos requerimientos porque tiene un canal de acceso de 250 m. y un área de maniobras de 535 m.

La nave necesita 9.8 metros de profundidad, el canal de acceso y el área de maniobras deben de cumplir con estos requisitos, en la mayoría de la zona se cumple con el requisito pero existen áreas donde debe realizar el dragado.

El muelle de diseño estará constituido por un puente de 100 metros de largo y 10 metros de ancho y un cabezo de 25 metros y 150 metros.

El puente será construido con un sistema aporticado de vigas y pilotes. Que resistirán el peso de vehículos menores y la sobrecarga de la grúa de hincado. El puente comprende 20 tramos y cada pórtico consta de 3 pilotes de 16" de diámetro unidos por una viga principal que a la vez reciben vigas longitudinales T, sobre la cual se colocará una losa maciza de concreto armado de 20 cm de espesor que actuará como una losa nervada, cada ocho pórticos el bloque cuenta con un núcleo central conformado por cuatro pilotes centrales inclinados que le dan estabilidad a la estructura.

El cabezo estará constituido por 28 tramos aporticados de 5 pilotes y una viga principal que los une, tiene las mismas características del puente pero con una losa superior de 25 cm de espesor.

Finalmente se ha diseñado dos dolphins para el amarre de la nave. Estos están compuestos por un bloque de concreto armado de 4 metros x 4 metros y un metro de altura apoyado sobre un sistema de 16 pilotes de acero distribuidos uniformemente.

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla Nro. 1.1: Datos Pro inversión de carga.	16
Tabla Nro. 1.2: Producción de Cobre.	17
Tabla Nro. 1.3: Dimensiones barcos mineros	23
Tabla Nro. 1.4: Fórmulas para el cálculo volumétrico.	26
Tabla Nro. 1.5: Fórmulas para el cálculo de la pila alargada	28
Tabla Nro. 2.1: Dimensiones barcos mineros.	37
Tabla Nro. 3.1: Coeficiente de viento.	51
Tabla Nro. 3.2: Presiones de Viento.	51
Tabla Nro. 3.3: Factores de zona.	52
Tabla Nro. 3.4: Factores U.	52
Tabla Nro. 3.5: Parámetros del suelo.	53
Tabla Nro. 3.6: Coeficiente de reducción R.	54
Tabla Nro. 3.7: T VRS S.	55
Tabla Nro. 3.8: Valor de Cc	61
Tabla Nro. 3.9: Valores Ca.	62
Tabla Nro. 3.10: Valores de K.	63
Tabla Nro. 3.11: Características del pilote de acero Ø16"	64
Tabla Nro. 3.12: Cálculo de la relación de esbeltez	65
Tabla Nro. 3.13: Características del pilote de acero Ø24	65
Tabla Nro. 3.14: Cálculo de la relación de esbeltez	66
Tabla Nro. 3.15: Cuadro resumen de fuerzas, momentos VP	73
Tabla Nro. 3.16: Resumen de fuerzas, momentos VT.	81

Tabla Nro. 3.17: Cálculo de Z.	90
Tabla Nro. 3.18: Factores de viento.	91
Tabla Nro. 3.19: Factores de zona.	91
Tabla Nro. 3.20: Factores U.	92
Tabla Nro. 3.21: Parámetros del suelo.	92
Tabla Nro. 3.22: Coeficiente de reducción R.	93
Tabla Nro. 3.23: Valores de T VRS Sa.	94
Tabla Nro. 3.24: Valor de Cc.	101
Tabla Nro. 3.25: Valores Ca.	102
Tabla Nro. 3.26: Valores de K.	103
Tabla Nro. 3.27: Características del pilote de acero Ø16".	104
Tabla Nro. 3.28: Cálculo de la relación de esbeltez.	105
Tabla Nro. 3.29: Características del pilote de acero Ø24.	105
Tabla Nro. 3.30: Cálculo de la relación de esbeltez.	106
Tabla Nro. 3.31: Resumen de datos.	113
Tabla Nro. 3.31: Resumen de datos.	119
Tabla Nro. 4.01: Factores de zona.	126
Tabla Nro. 4.02: Factores U.	126
Tabla Nro. 4.03: Parámetros del suelo.	127
Tabla Nro. 4.04: Coeficiente de reducción R.	128

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura Nro. 1.1 - Puerto de Salaverry	16
Figura Nro. 1.2 - Ruta desde Cajamarca al puerto de Salaverry	18
Figura Nro. 1.3 - Nivel de la ruta Cajamarca-Salaverry.	18
Figura Nro. 1.4 - Ubicación del puerto de Salaverry.	19
Figura Nro. 1.5 - Propuesta de alternativas del muelle minero	20
Figura Nro. 1.6 - Propuesta del barco de 25000 DWT.	21
Figura Nro. 1.7 - Acumulación tipo cónica.	24
Figura Nro. 1.8 - Acumulación tipo pila alargada.	25
Figura Nro. 1.9 - Almacén cerrado.	25
Figura Nro. 1.10 - Ángulo de reposo.	26
Figura Nro. 1.11 - Características del cálculo de pila alargada.	27
Figura Nro. 1.12 - Tipo de almacén de minerales.	29
Figura Nro. 1.13 - Tipo de almacén de materiales que se puede usar.	30
Figura Nro. 1.14 - Diseño del almacén.	30
Figura Nro. 1.15 - Diseño del almacén interno.	31
Figura Nro. 1.16 - Propuesta de ubicación del almacén.	32
Figura Nro. 1.17 - Forma de almacenar en el barco.	33
Figura Nro. 1.18 - Forma de almacenar en el barco.	33
Figura Nro. 3.1 - Vista en 3D $Y=0$ (SAP 2000).	51
Figura Nro. 3.2 - Espectro sísmico.	56
Figura Nro. 3.3 - Modelamiento del puente.	56
Figura Nro. 3.4 - Función espectro sap2000.	57
Figura Nro. 3.5 - Desplazamiento del puente para el eje X.	57
Figura Nro. 3.6 - Desplazamiento del puente para el eje 7.	58
Figura Nro. 3.7 - Reacciones de un pórtico del puente.	59

Figura Nro. 3.8 - Características del pilote.	60
Figura Nro. 3.9 - Viga principal pórtico.	67
Figura Nro. 3.10 – Detalles de la viga principal.	68
Figura Nro. 3.11 - Viga principal.	69
Figura Nro. 3.12 - Reacciones - viga principal.	70
Figura Nro. 3.13 - Diagrama de corte, viga principal.	70
Figura Nro. 3.14 - Diagrama de momentos - viga principal.	71
Figura Nro. 3.15 - Cargas puntuales - viga principal.	71
Figura Nro. 3.16 - Reacciones - viga principal.	72
Figura Nro. 3.17 - Diagrama de cortante - viga principal.	72
Figura Nro. 3.18 - Diagrama de momentos - viga principal.	72
Figura Nro. 3.19 - Diagrama de cortantes cargas- VP.	73
Figura Nro. 3.20 - Diagrama de cortantes- VP.	73
Figura Nro. 3.21 - Valores de los momentos.	74
Figura Nro. 3.22 - Valores reforzamiento de acero longitudinal.	74
Figura Nro. 3.23 – Viga T.	75
Figura Nro. 3.24 - Viga T Sección.	75
Figura Nro. 3.25 - Viga T Sección A-A´.	75
Figura Nro. 3.26 - Carga muerta en la viga T.	77
Figura Nro. 3.27 - Carga viva en la viga VIGA T.	78
Figura Nro. 3.28 - Reacciones en la viga T.	78
Figura Nro. 3.29 - Diagrama de corte - viga T.	78
Figura Nro. 3.30 - Diagrama de momentos corte - viga T.	79
Figura Nro. 3.31 - Carga de la grúa - viga T.	79
Figura Nro. 3.32 - Reacciones - viga T.	79
Figura Nro. 3.33 - Diagrama de cortante - Viga T.	80
Figura Nro. 3.34 - Diagrama de momentos - viga T.	80

Figura Nro. 3.35 - Valor del momento de la viga T.	81
Figura Nro. 3.36 - Reforzamiento de acero longitudinal de la viga.	81
Figura Nro. 3.37 - Espectro de la norma.	95
Figura Nro. 3.38 - Modelamiento del cabezo.	96
Figura Nro. 3.39 - El espectro en SAP 2000.	96
Figura Nro. 3.40 - Desplazamiento del cabezo para sismo X.	97
Figura Nro. 3.41 - Desplazamiento del cabezo para sismo Y.	97
Figura Nro. 3.42 - Reacciones en un pórtico.	99
Figura Nro. 3.43 - Características del pilote.	100
Figura Nro. 3.44 - Pórtico - viga principal del cabezo.	107
Figura Nro. 3.45 - Viga principal del cabezo.	107
Figura Nro. 3.46 - Carga de viva en la viga.	110
Figura Nro. 3.47 - Reacciones de las cargas.	110
Figura Nro. 3.48 - Diagrama de cortantes de la VP.	111
Figura Nro. 3.49 - Diagrama de momentos de la VP.	111
Figura Nro. 3.50 - Cargas puntuales en la VP.	112
Figura Nro. 3.51 - Reacciones de los apoyos de la VP.	112
Figura Nro. 3.52 - Diagrama de cortante en la VP.	112
Figura Nro. 3.53 - Diagrama de momentos.	113
Figura Nro. 3.54 - Valores de los momentos.	113
Figura Nro. 3.55 - Valores reforzamiento de acero longitudinal.	113
Figura Nro. 3.56 - Viga T.	114
Figura Nro. 3.57 - Viga T secciones.	114
Figura Nro. 3.58 - Carga muerta en viga T.	116
Figura Nro. 3.59 - Carga viva en viga T.	116
Figura Nro. 3.60 - Reacciones.	116
Figura Nro. 3.61 - Diagrama de cortantes.	117

Figura Nro. 3.62 - Diagrama de momentos.	117
Figura Nro. 3.63 - Carga de la grúa.	117
Figura Nro. 3.64 – Reacciones.	118
Figura Nro. 3.65 - Diagrama de cortantes.	118
Figura Nro. 3.66 - Diagrama de momentos.	118
Figura Nro. 3.67 - Valor del momento de la viga T.	119
Figura Nro. 3.68 - Reforzamiento de acero longitudinal de la viga T	119
Figura Nro. 4.1 - Espectro de aceleraciones SAP 2000.	129
Figura Nro. 4.2 - Modelamiento del dolphin - SAP 2000.	131
Figura Nro. 4.3 - Modelamiento dolphin - vista 3D - SAP 2000.	131
Figura Nro. 4.4 - Diagrama de fuerzas axiales - SAP 2000.	132
Figura Nro. 4.5 - Diagrama de momentos flectores pilotes.	132
Figura Nro. 4.6 - Diagrama de fuerzas cortantes en los pilotes.	133

INTRODUCCIÓN

La presente tesis, tiene como objetivo principal el diseño y construcción de un muelle para el transporte de minerales en el norte de nuestro país.

Para el diseño del muelle, se seleccionó el puerto de Salaverry que se encuentra a 12 km de la ciudad de Trujillo, se usará las características geográficas y climáticas del sitio.

Con la demanda calcula se elige como modelo de diseño, un buque carguero de 25,000 toneladas de peso muerto (DWT) con eslora de 176 metros y manga de 25.10 metros.

Se plantea 3 alternativas de ubicación del muelle, elegimos uno de ellos y desarrollamos el diseño.

El presente trabajo se ha dividido en 4 capítulos:

- En el primero capítulo se calculará la demanda de minerales en la zona norte de nuestro país con ella determinamos el tamaño de la nave, se propone un almacén y una faja transportadora de los minerales (para ingresar al almacén y al barco).
- En el segundo capítulo se determinará las fuerzas viento y corriente marina para ser usada en el diseño estructura del muelle.
- En el capítulo tercero se determinará el muelle que se divide en dos partes el puente y el cabezo. Se diseñará y se hará una descripción de la metodología constructiva de cada uno de ellos.
- En el capítulo cuarto tocamos los dolphins, de acuerdo a la nave y al cabezo del muelle se diseñara y se hará una descripción de la metodología constructiva.

GLOSARIO

Batimetría.- Es el sistema de medición de la profundidad del mar en diferentes puntos, lo cual nos permitirá tener las curvas de nivel del fondo marino.

Cabezo.- Se llama así a la parte más ancha donde termina el muelle. Es la zona donde se efectúan las operaciones de carga y descarga mediante grúas colocadas sobre el muelle u otro tipo de maquinaria que pueda prestar el mismo servicio.

Difracción.- Es el fenómeno típico de las olas que se manifiestan por la transferencia lateral de la energía a lo largo de las líneas de las crestas de las olas, cuando se interrumpe al avance del oleaje mediante barreras, tales como rompeolas, islas, muros marinos, etc.

Dolphin.- Son estructuras que tienen casi las mismas características del muelle, pero que sirven para el amarre de la nave. Deben construirse separado del muelle para que las cargas que lo afecten no sean transmitidas a el muelle.

Espigones.- Son estructuras de protección cuya dimensión predominante es normal a la costa. Se construye aislados o como parte de un conjunto, con la finalidad de captar la arena transportada por el oleaje y evitar pérdidas de arena existente en las playas.

Fricción.- Es la resistencia que presenta el fondo del mar al desplazamiento horizontal de una ola (masa de agua). La fricción está en función de la rugosidad del fondo y la velocidad instantánea.

Molón de Acceso.- Está constituido por un terraplén o plataforma construida con material de relleno afirmado, rodillado y compactado, sus taludes se encuentran protegidos por un enrocado acomodado por la gravedad para protegerlo de la erosión del mar.

Pasarela de acceso o puente.- Es la parte más angosta del muelle que conecta al cabezo con la tierra firme, con la finalidad de facilitar el tránsito de los vehículos y peatones.

Pilotes.- Son elementos estructurales que se introducen en el terreno para transmitir cargas a los estratos inferiores, o para alterar las condiciones físicas del terreno.

Refracción.- Es el fenómeno que se manifiesta por el cambio en la dirección de la ortogonalidad (propagación) de las olas, que puede ser causado entre otros por la variación de la batimetría, por las corrientes marítimas o por algún fenómeno que permite que avance más rápido o más lenta que otra.

Reflexión.- Toda ola incidente reflejará toda o parte de su energía de acuerdo a las condiciones del obstáculo que se encuentra en su trayectoria.

CAPÍTULO I: DEMANDA DE MINERALES PARA EL DISEÑO DEL MUELLE

La presente tesis propone un muelle minero en el puerto de Salaverry, este planteamiento se basa en la demanda de transporte existente, a la ubicación y características de uso del puerto.

En este capítulo determinaremos la demanda de transporte de minerales en la zona norte del país, con esta información determinaremos el tipo de nave que se usará, y los alcances para el diseño del muelle minero.

1.1. CARACTERISTICAS DEL PUERTO SALAVERRY

El puerto de Salaverry se encuentra en el departamento de la Libertad, provincia de Trujillo, distrito de Salaverry. Está a 12 kilómetros de la ciudad de Trujillo y a 8 km de la carretera Panamericana.

Sus coordenadas geográficas son:

Latitud Sur: 08°13'27"

Longitud Oeste: 78°58'52"

El área de influencia se extiende a los departamentos de Cajamarca, Ancash, y el Norte de Lima.

Según la página web de PROINVERSIÓN 2012, la información del puerto es:

- El puerto se encuentra ubicado en el Departamento de Trujillo, Región La Libertad, a 557 kilómetros del Puerto del Callao.
- La instalación portuaria se comunica con la carretera Panamericana Norte, a través de una carretera asfaltada de 8 Km.
- Las facilidades de atraque constan de dos muelles construidos en 1960 y remodelados en el 2000, uno de 225 m. y otro de 230 m, cada uno con dos amarraderos.
- Recientemente se concluyó la tercera ampliación del molón retenedor de arena, obras de dragado para mantener un área operativa acuática de -10 m y un proyecto a nivel preliminar para mejorar la profundidad operativa a -12 m, también mediante dragado.

- Los trabajos de mantenimiento y mejoras en el Terminal Portuario de Salaverry fueron: dragado de mantenimiento, destinado a mantener las profundidades operativas en 32 pies en los amarraderos y área de maniobras; rehabilitación de los muelles N° 1 y N° 2, que consistió en la reparación de pilotes, vigas y renovación de las defensas de jebe, entre otros.

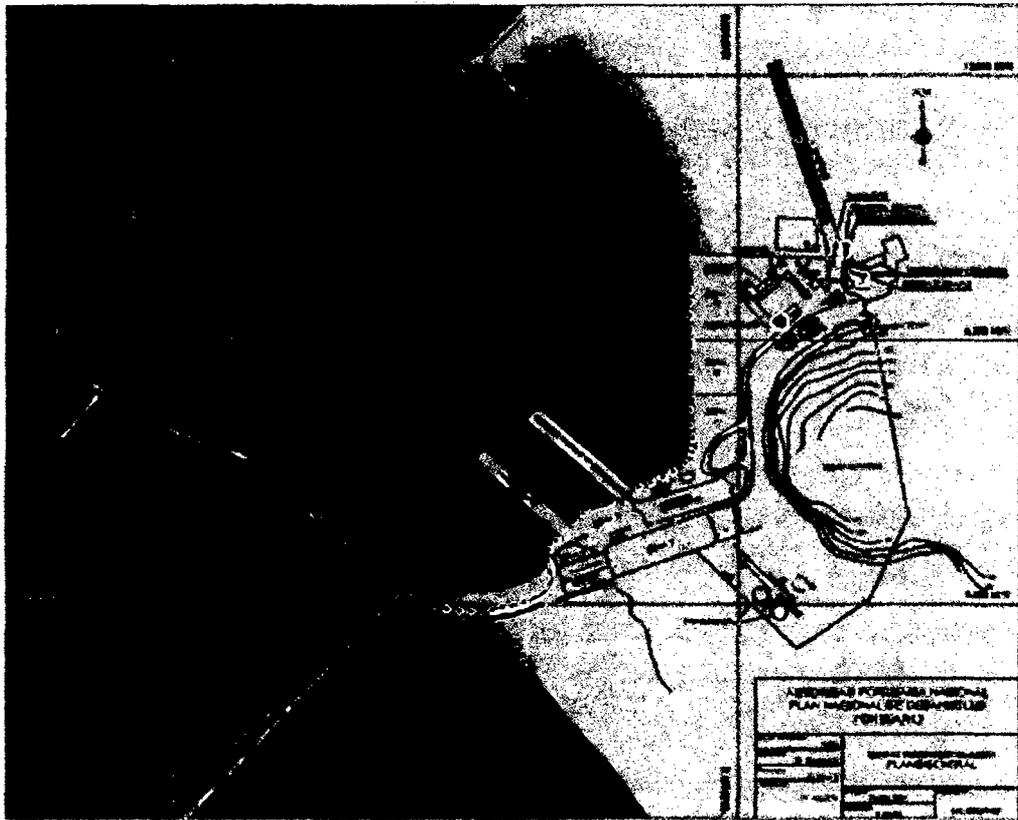


Figura 1.1 - Puerto de Salaverry.

El uso del puerto en los años 1999 y 2005

Tabla 1.1 - Datos Pro inversión de carga.

PERIODO 1999-2005				
Año	Naves:(Unidades)		Carga (TM)	TEU
	Alto Bordo	Menores*		
1999	118	28	714,619	134
2000	133	0	792,017	28
2001	144	0	871,250	352
2002	118	1	853,643	8
2003	141	0	961,426	100
2004	125	0	989,370	82
2005	159	680	1,074,536	9,381
* Menores a 500 UAB				

En la actualidad se están haciendo las gestiones de la compra de una draga.

1.2. DEMANDA DE MINERALES

Beltrán 2012, hace un estudio de la demanda de mineral de cobre en esta área de nuestro país, específicamente la región de Cajamarca.

- El departamento de Cajamarca, tiene los siguientes proyectos mineros para la explotación de cobre en los próximos años 20 años.

Tabla 1.2 - Producción de Cobre.

PRODUCCIÓN DE COBRE	
MINA	TONELADAS
Cerro Corona	500,000
Mina Conga	2,000,000
Mina la Granja	4,000,000
Michiquillay	3,000,000
Galeno	4,000,000
Total	13,500,000

Fuente: Beltrán 2012

- La demanda planteada por Beltrán es de 13'500,000 de toneladas en 20 años, a esta adicionamos una producción del 20% aproximadamente por otros proyectos esto nos da 16'200,000 que nos da un promedio de 810,000 toneladas anuales que tienen que ser transportadas por vía marítima.

1.3. RUTA LA MINA AL PUERTO

Los minerales serán transportados vía terrestre desde la mina hasta el almacén, como observamos las minas principales se encuentran en la región de Cajamarca en la sierra, utilizando el Google Earth mostramos una ruta de llegada desde las minas.

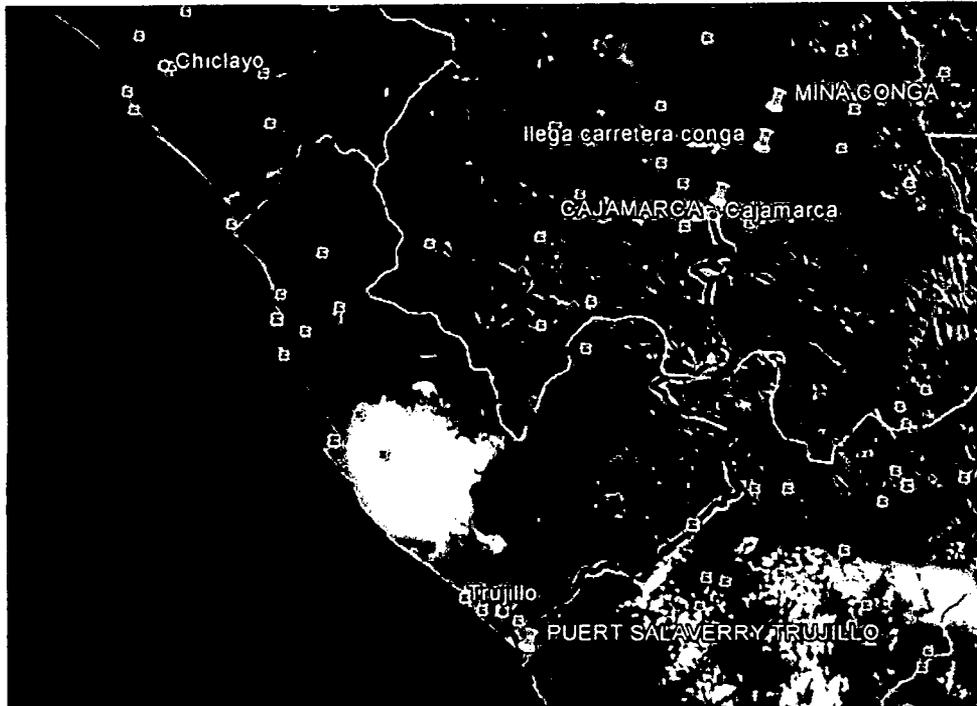


Figura 1.2 - Ruta desde Cajamarca al puerto de Salaverry

Como observamos en una de sus aplicaciones la distancia aproximadamente es 221 km. La llegada al almacén deberá ser vía terrestre a través de camiones, que recorrerán dicha distancia desde una altura de 3600 msnm hasta el puerto de Salaverry.

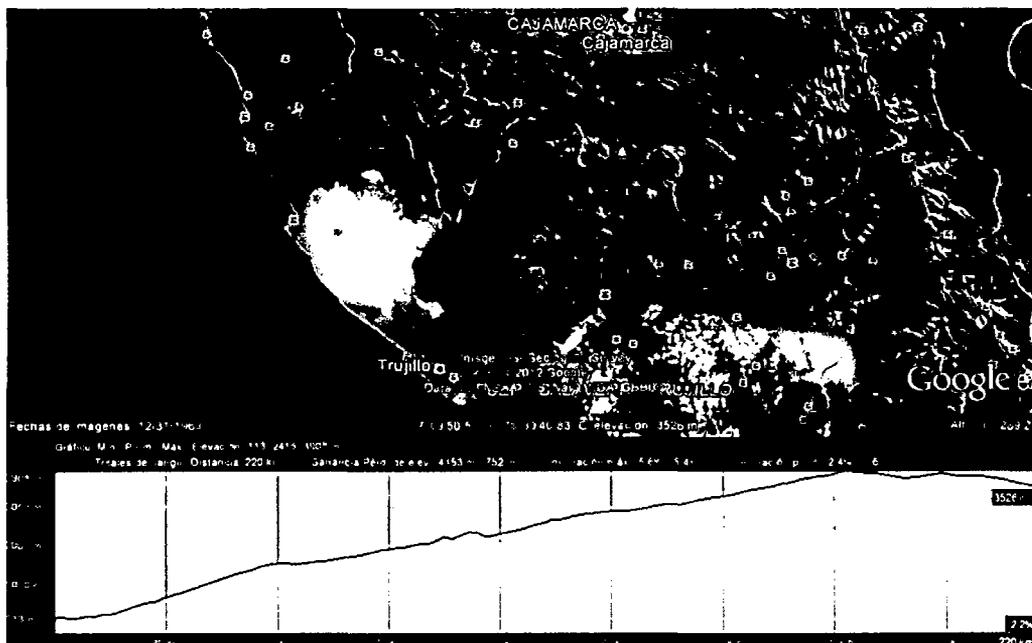


Figura 1.3 - Nivel de la ruta Cajamarca-Salaverry

1.4. UBICACIÓN DEL MUELLE

Actualmente Salaverry cuenta con dos muelles como se ve en la figura que se encuentran en actividad. Se plantea un tercer muelle exclusivo para la actividad minera



Figura 1.4 - Ubicación del puerto de Salaverry

La ubicación del muelle debe darse cerca del área de influencia del área de maniobras de los actuales muelles existentes.

Como observamos en la figura 1.5, se plantean tres alternativas:

ALTERNATIVA 01

Puente de 100 metros x 10 m y cabezo de 150mx 25 m

ALTERNATIVA 02

Puente de 45 metros x 10 m y cabezo de 150mx 25 m

ALTERNATIVA 03

Muelle de 150mx 25 m

Se puede diseñar las tres alternativas, se ha elegido la primera por la cercanía a tierra firme y al almacén

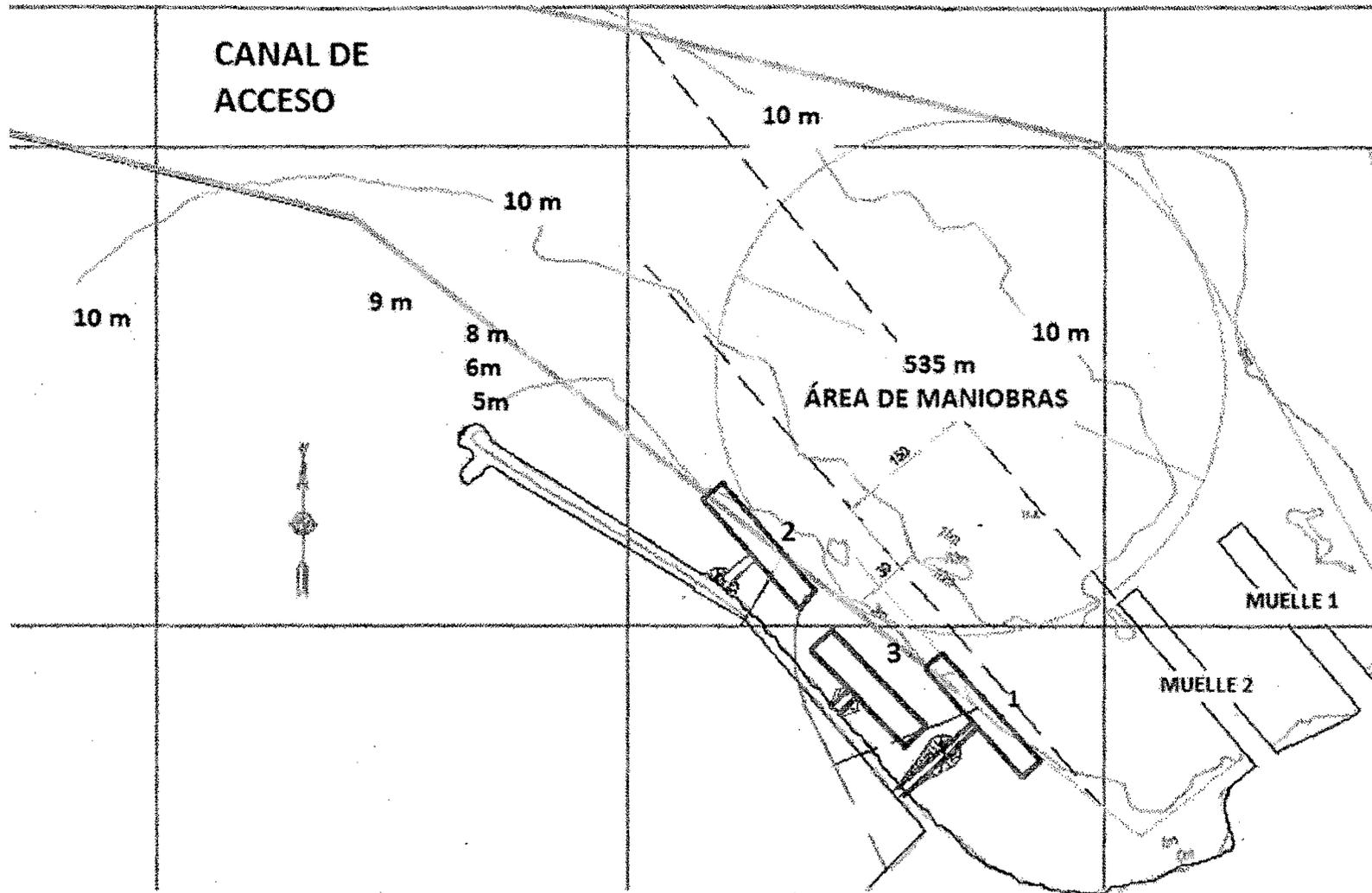


Figura 0.5 - Propuesta de alternativas del muelle minero.

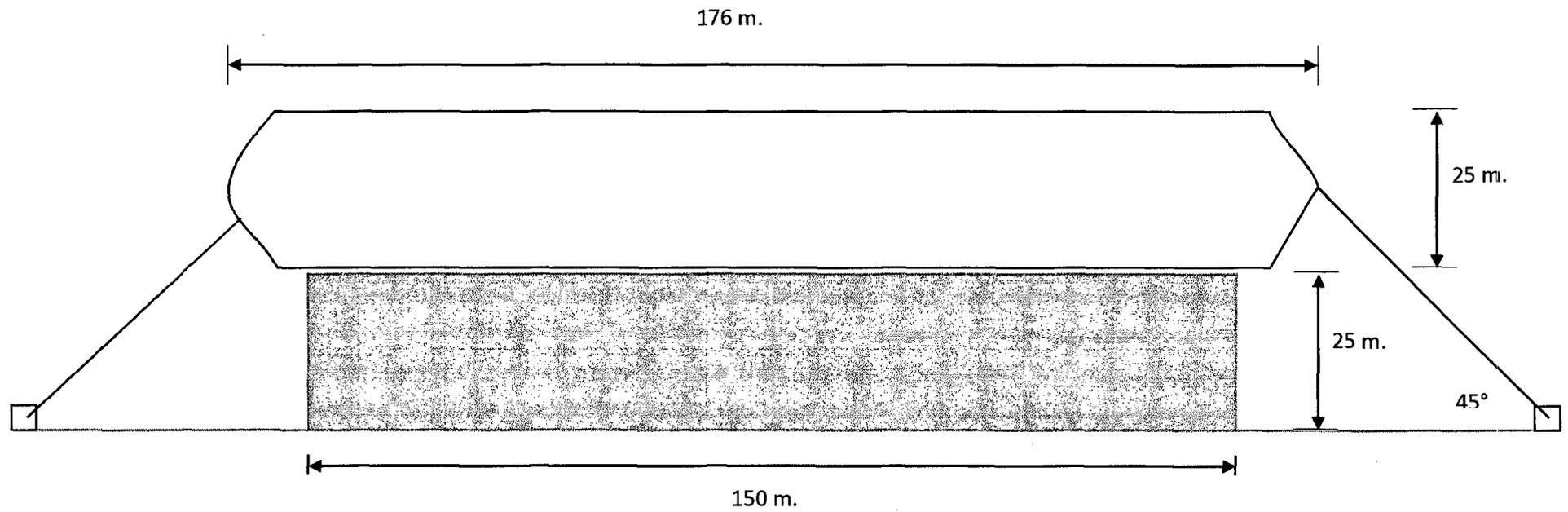


Figura 1.6 - Propuesta del barco de 25000 DWT

1.5. ANALISIS DE LA DEMANDA DE MINERALES PARA EL DISEÑO.

Solo la demanda de transporte de cobre es 810,000 toneladas anuales, con este dato calcularemos y diseñaremos el muelle.

- El tiempo de operación del muelle es aproximadamente 75% (según el directór de la APR de la Libertad, Humberto Flores Cornejo, en el 2011 se ha mantenido 90 días y 8 horas cerrado).
- Según la tabla de ocupación para un amarre debe castigarse por 60% (United nations conferece on trade an developnt).

% DIAS DE TRABAJO	% de ocupación	AÑO	DIAS DE TRABAJO	HORAS DE TRABAJO
75.00%	60.00%	365	164.25	3942

- Con lo cual nos queda 164.25 días (3942 horas de trabajo).
- Si usamos un cargador de 1500 ton./hora, al 80% de eficiencia tenemos 1200 ton./hora.
- Si usamos un barco de 25,000 DWT, entonces lo cargamos en 20.83 horas aproximadamente 1 día, pero también debemos considerar el tiempo de amarre y cambio de bodega por eso usamos 2 días (48 horas).

BARCO WDT	TON/HORA	HORAS	APROX HORAS
25000	1200	20.8333333	48

- Las horas la dividimos entre 48 horas (tiempo en cargar una nave) y obtenemos 82 naves.

HORAS DE TRABAJO	HORAS	NAVES	NAVES
3942	48	82.125	82

- La carga promedio es de 10,000 toneladas por barco es decir 820,000 toneladas por barco con lo cual se satisface la demanda.

CARGA	NAVES	TOTAL DE CARGA
10000	82	820000

- La carga de los barcos puede aumentar con el tiempo y las cargas pueden ser de 15,000 hasta 25,000 toneladas, para lo cual el muelle estará preparado para esa demanda.

Es decir que la demanda estaría cubierta con el diseño de un muelle para una nave de 25000 DWT.

La determinación de las horas de trabajo con mayor precisión deberá ser calculada utilizando un método numérico de operaciones portuarias.

1.6. DETERMINAR LAS DIMENSIONES DEL MODELO DE BARCO MINERO

Usamos la siguiente tabla para determinar el barco con el cual diseñaremos el muelle minero.

Tabla 1.3 - Dimensiones barcos mineros

BARCO MINERO							
TONELAJE DE PESO MUERTO	TONELAJE DE DESPLAZAMIENTO	LONGITUD (m)	ANCHO (m)	PUNTAL (m)	CALADO COMPLETO (m)	PESO ADICIONAL (t)	PESO ESTIMADO (t)
15000	20000.000	149	21.3	11.5	8.6	8867	28.867
20000	26667.000	164	23.4	12.7	9.2	11169	37.836
25000	33333.333	176	25.1	13.6	9.8	13600	46.933
30000	40000.000	187	26.6	14.4	10.3	15962	55.962
40000	53333.333	206	29.2	15.9	11	20055	73.388

Fuente: Fuentes Ortiz 2001

Usamos un barco de 25000 DWT

- Eslora 176 metros.
- Ancho 25.1 metros.
- Calado de 9.8 metros.

1.7. PROPUESTA PRELIMINAR DE ALMACEN

El diseño del almacén es muy importante para la factibilidad del muelle minero, no solo por el tema de almacenamiento de minerales sino por los efectos ambientales.

CALCULOS PARA EL ALMACEN

Para realizar el diseño del almacén, necesitan conocer la cantidad de mineral que vamos almacenar, el ángulo de reposo del mineral, la forma de acumulación y de acuerdo al método numérico de operaciones portuarias que se debe realizar.

LA FORMA DE ACUMULACIÓN

La acumulación del mineral puede ser cónica o apilada alargada, para los dos casos se utilizaría las fajas transportadoras para llevar el mineral.

En las imágenes mostramos las dos formas de acumular los materiales pero en este caso es a campo abierto, para nuestro caso sería dentro del almacén.



Figura 1.7 - Acumulación tipo cónica

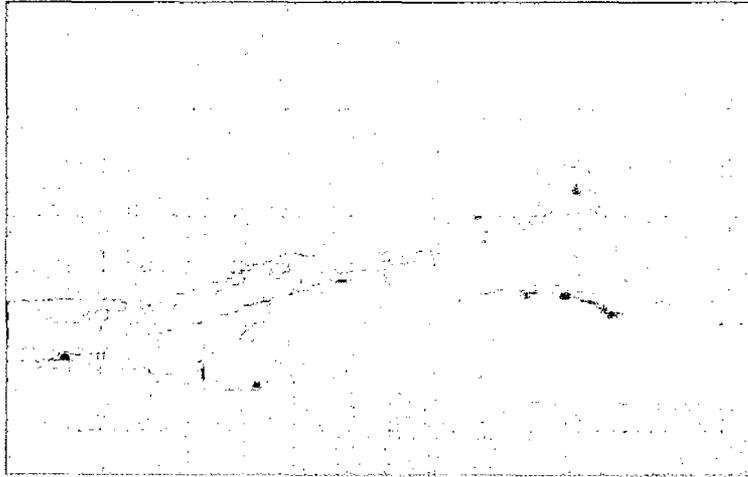


Figura 1.8 - Acumulación tipo pila alargada

El mineral para el diseño es el cobre que será almacenado como una pila alargada, donde el ancho es determinado en función de la altura de descarga y del ángulo de reposo.

Estas descargas mostradas en las figuras anteriores son al aire libre y produce mucha contaminación, para el almacenamiento en el puerto deberá realizarse en lugar herméticamente cerrado, con sistemas de recolección de polvos para cumplir con las normas técnicas y ambientales.

En la imagen se observa un modelo de almacén donde el mineral es trasladado por medio de fajas y acumulado en su interior.

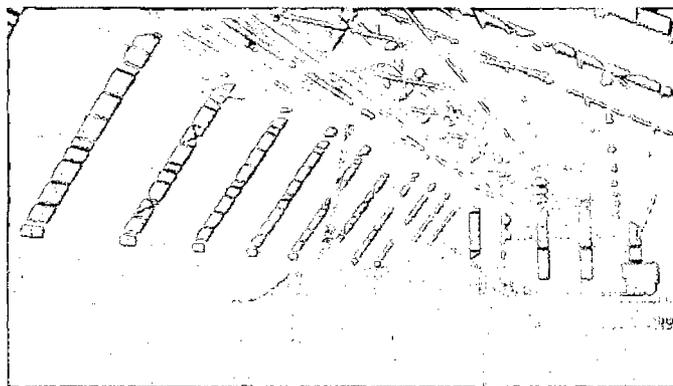


Figura 1.9 - Almacén cerrado

CALCULO DEL PILA ACUMULADA DE MINERAL

Para el cálculo de las dimensiones del almacén podemos utilizar el cuadro del libro de (UNITED NATIONS CONFERENCE ON TRADE AND DEVELOPMENT - New York 1978).

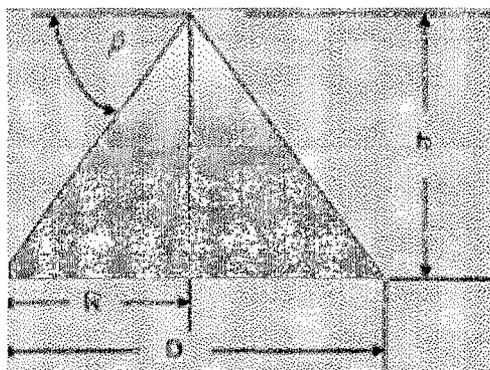
Otra forma es utilizando fórmulas volumétricas.

Tabla 1.4 - Fórmulas para el cálculo volumétrico

SI LA PILA ES CONICA	
Q1=	$3.14 * \tan(\text{ang. Rep.}) * R^3 * D / 3000$
Q1=	Capacidad de almacenamiento
D=	Densidad en kg/m ³
R=	Radio de la pila en metros
Ang. Rep=	Angulo de reposo

SI LA PILA ES ALARGADA	
Q2=	$R^2 * L * D * \tan(\text{ang. Rep.}) / 1000$
Q2=	Capacidad de almacenamiento
Ang. Rep=	Angulo de reposo
D=	Densidad en kg/m ³
R=	Radio de la pila en metros
L=	Longitud de la sección central de la pila metros

Vamos utilizar la fórmula de la pila alargada.



β = Ángulo de reposo

$$\text{Tang}(\beta) = h/R$$

Es decir que el ángulo de reposo nos sirve para calcular la altura o la base del triángulo.

Figura 1.10 - Ángulo de reposo

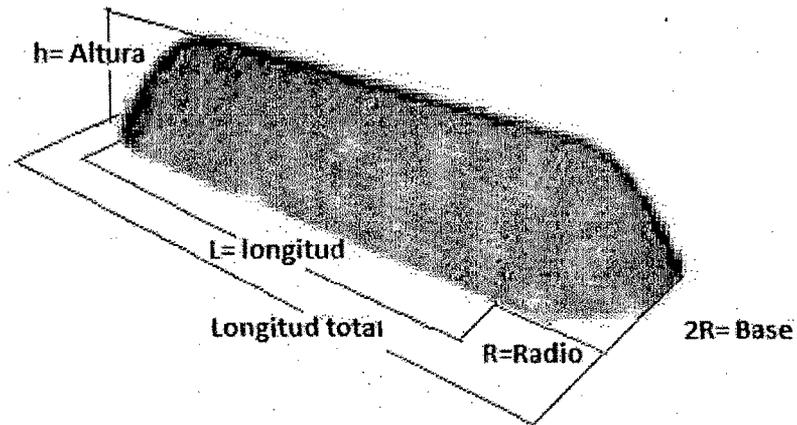


Figura 1.11 - Características del cálculo de pila alargada

Con esta información calculamos:

- La acumulación de los minerales será pila alargada por lo que calcularemos el volumen y lo multiplicaremos por el peso específico, usaremos el peso específico mayor por ejemplo, el cobre 9 ton/m³.
- Al depositar los minerales usaremos los siguientes datos

Tabla 1.05 - Fórmulas para el cálculo de la pila alargada

LA PILA ES CONICA	
Q1=	$3.14 * \tan(\text{ang. Rep.}) * R^3 * D / 3000$
Q1=	Capacidad de almacenamiento
D=	Densidad en kg/m ³
R=	Radio de la pila en metros
Ang. Rep=	Angulo de reposo
Ang. Rep=	40
D=	9000
R=	12.5
L=	25
Q1=	15438.12212
ALTURA	10.48874539
LA PILA ES ALARGADA	
Q2=	$R^2 * L * D * \tan(\text{ang. Rep.}) / 1000$
Q2=	Capacidad de almacenamiento
Ang. Rep=	Angulo de reposo
D=	Densidad en kg/m ³
R=	Radio de la pila en metros
L=	Longitud de la sección central de la pila metros
Ang. Rep=	40
D=	9000
R=	12.5
L=	25
Q2=	24543.69659
ALTURA	10.48874539
T=Q1+Q2=	39981.81871

- Por lo tanto tenemos las áreas de uso de :

BASE	25
LONG	50
AREA (M2)	1250

- Con una altura de 10.5 metros.
- La capacidad de almacenamiento es 50000 toneladas (aproximadamente 2 veces la carga del barco).
- A las dimensiones de la pila alargada del mineral adicionaremos los correspondientes a los servicios como el transporte a la otra faja de salida, como vemos en el modelo de la figura siguiente.

En la figura 1.12, se muestra un modelo de almacén cerrado y los minerales son transportados por fajas y su acumulación son pilas alargadas.

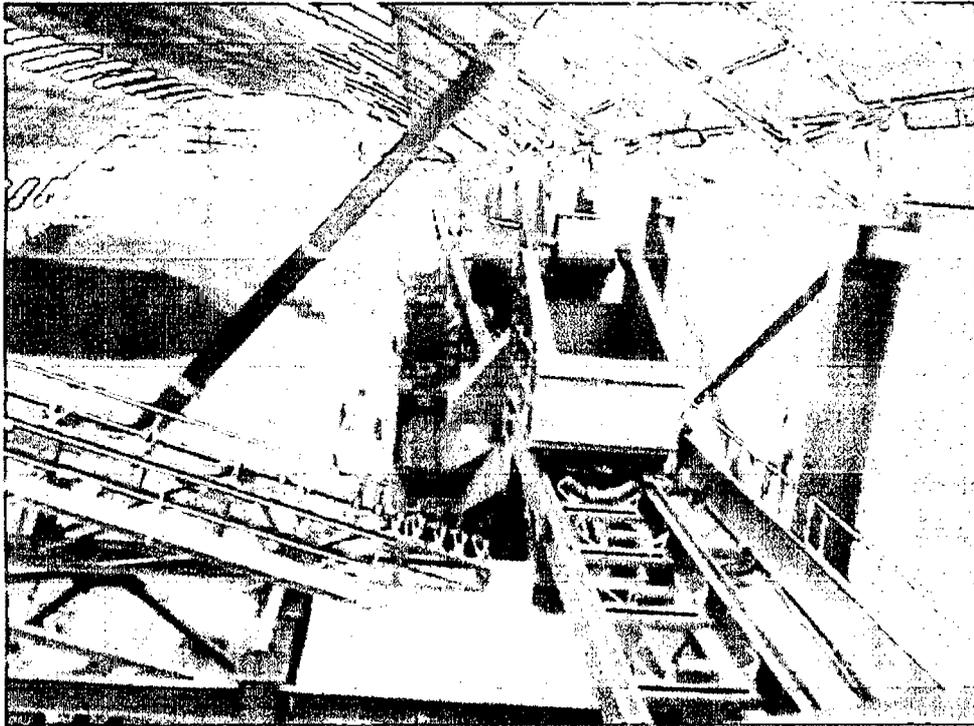


Figura 1.12 - Tipo de almacén de minerales.

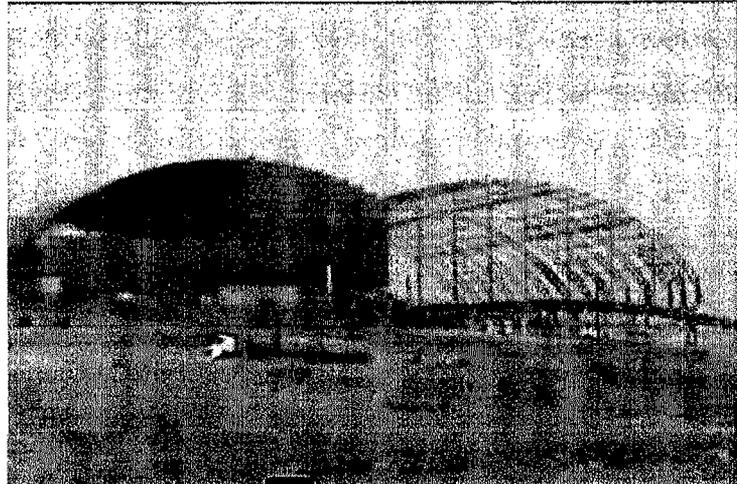


Figura 1.13 -Tipo de almacén de materiales que se puede usar.

DISEÑO PRELIMINAR DEL ALMACÉN

Con la información anterior, predeterminamos las dimensiones del almacén:

Ancho de 40 metros, longitud de 70 metros y altura de 20 metros

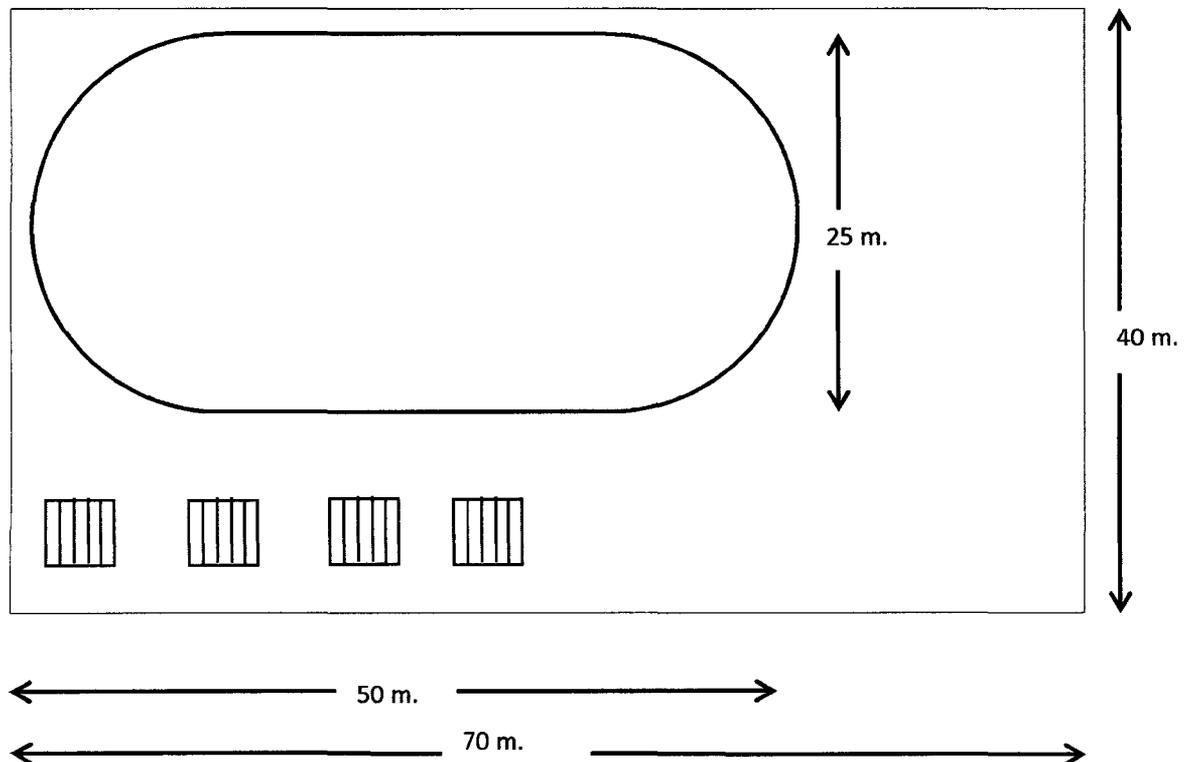


Figura 01.14 - Diseño del almacén.

Distribución interna al almacén.

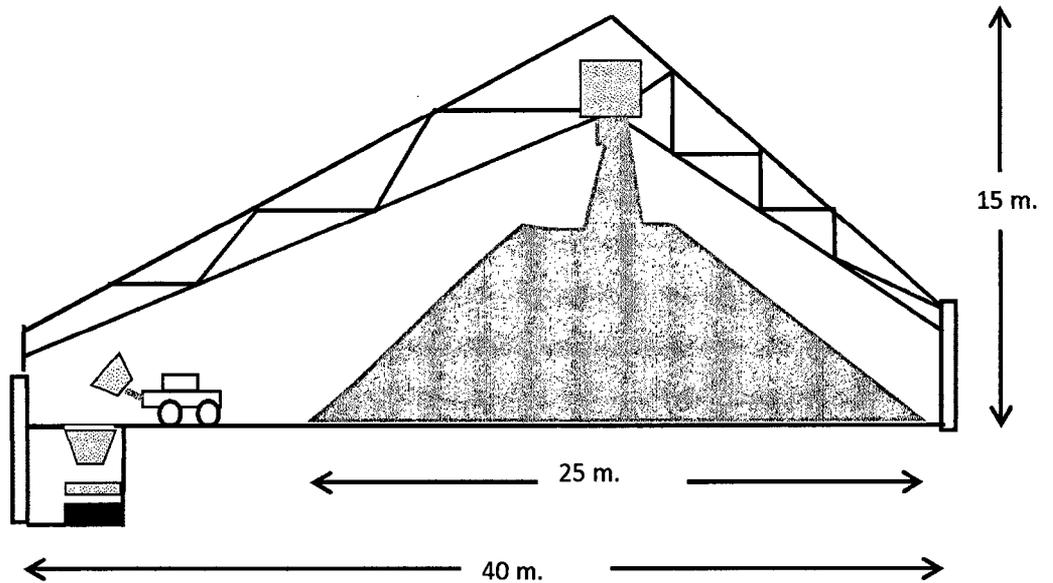


Figura 1.15 - Diseño del almacén interno.

Las características del almacén deberán ser revisadas, luego de realizar el modelo numérico de operaciones portuarias planteado.

1.8. TRANSPORTE

El transporte de los minerales se realizará en camiones y se vaciarán en el almacén donde a través de fajas transportadoras se realizará la acumulación de los minerales en pila alargada, la salida de los minerales del almacén al barco también a través de fajas transportadoras.

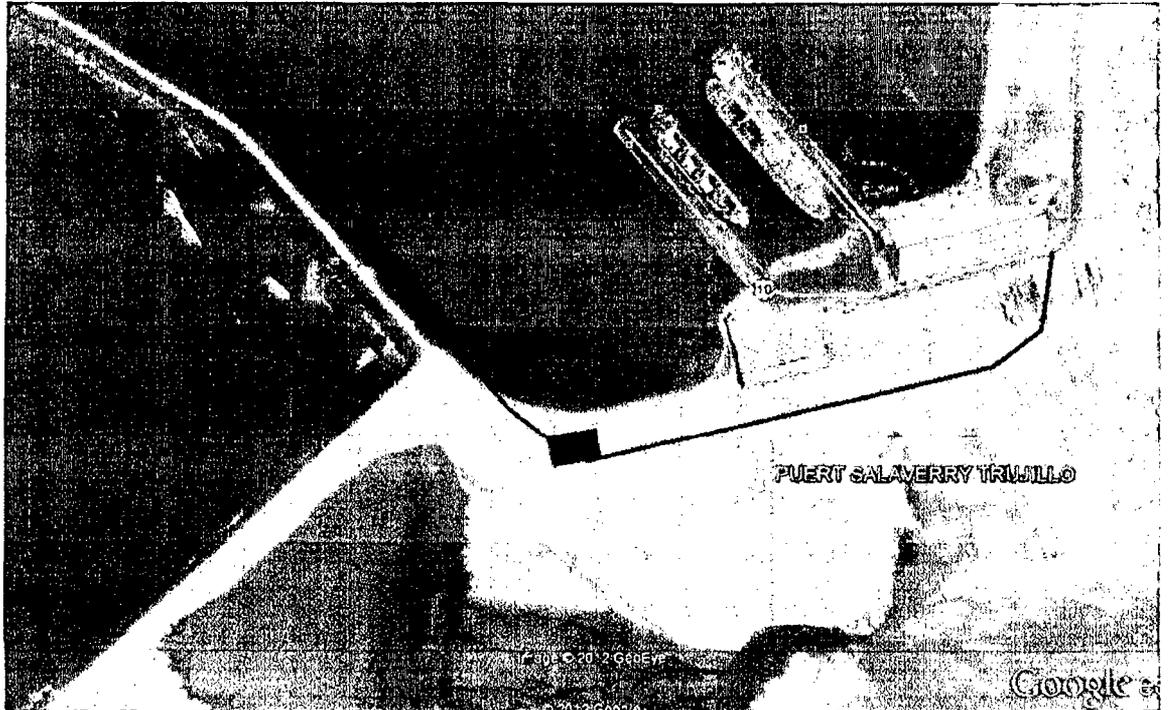


Figura 1.16 - Propuesta de ubicación del almacén.

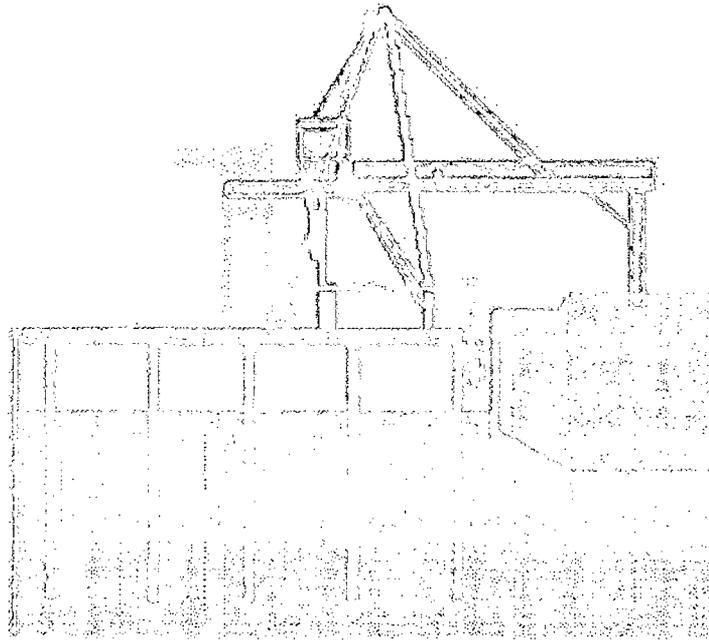


Figura 1.17 - Forma de almacenar en el barco 1



Figura 1.18 - Forma de almacenar en el barco 2

CAPITULO II: FUERZAS POR VIENTO Y CORRIENTE

2.1. CONSIDERACIONES GENERALES:

“Las corrientes son provocados por la acción permanente de los vientos y por el desplazamiento de grandes masas de agua de diferentes temperaturas. La tierra constituye una inmensa máquina térmica; el calor recibido del Sol se distribuye en forma desigual entre los Polos y el Ecuador, lo que provoca en último término una circulación que afecta tanto a la atmósfera como a los mares y océanos. Las diferencias de las temperaturas entre los Polos y el Ecuador provocan la circulación general de la atmósfera; los vientos a su vez ponen en movimiento las masas de agua, y éstas corrientes marinas. ”
(Fuentes Ortiz - 2001).

En el país las corrientes que afectan nuestros mares son: La corriente de Humbolt (Corriente Peruana) que circula de sur a norte de nuestro litoral con una velocidad de 28 km/día y tiene un ancho entre 185 y 370 km., la otra corriente es la corriente del niño que procede del golfo de Guayaquil llegando hasta el norte de nuestro país y recorre de norte a sur hasta Piura, las otras corrientes son las inducidas por el viento y por el oleaje.

Para determinar la intensidad y dirección de estas corrientes se utilizará instrumentos llamados correntómetros. Las metodología que se utilizan son dos el método euleriano que consiste en medir la corriente en un punto fijo y el otro es el método lagrangiano que mide el flujo a través de un instrumento flotante que se desplaza con la corriente.

Entonces en este caso se necesita determinar las fuerzas de estas corrientes en los puntos donde se ha establecido la ubicación del muelle y el tránsito de las naves. La medición de las corrientes está zonificada en el país y se usará los datos que se encuentren más cercanos a nuestros puntos, al usarlos se le adicionará un porcentaje.

Cálculo de fuerzas provocadas por viento y corriente sobre un buque de carga de minerales de 25,000 toneladas de peso muerto (DWT) y determinación de las cargas en cada línea de amarre; habiéndose tomado las siguientes consideraciones generales:

- a) La disposición del muelle y su orientación para el presente cálculo son las indicadas en el esquema del anexo (1). Para el presente caso, el buque quedará amarrado al muelle y orientado al 135° (SE).
- b) Las dimensiones generales y características del buque de diseño de 25,000 DWT han sido obtenidas extrapolando las dimensiones de buques de porte similar. [Ref. (a)]
- c) El viento de diseño se ha tomado de la estadística de vientos mensuales multianuales de la estación meteorológica de Huanchaco – Trujillo operada por CORPAC. Siendo la velocidad media multianual del viento de 10.1 nudos y su dirección predominante del SUR.
- d) Se asume para el puerto de Salaverry un 50% adicional es decir una velocidad de diseño de 15.2 nudos proveniente del SUR.
- e) La corriente de diseño se ha tomado de un estudio previo de la zona del amarradero del terminal del Consorcio ubicado al norte del puerto de Salaverry. Siendo que la corriente promedio en esta zona se presenta con las siguientes características:

Corrientes superficiales: Marea Ascendente 0.192 m/s al 019°

Marea Descendente 0.142 m/s al 352°

Corrientes Sub-superficiales: Marea Ascendente 0.059 m/s al 020°

Marea Descendente 0.033 m/s al 325°

Se asumirá para la zona del muelle la corriente de diseño la velocidad de 0.25 nudos con dirección al 350°.

- f) El cálculo será efectuado considerando al buque amarrado a cuatro puntos, dos por proa y dos por popa simulando el amarre a los dolphins y a las boyas y de acuerdo al procedimiento indicado en la referencia (b).

2.2. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DE LAS FUERZAS ACTUANTES EN EL AMARRADERO

El procedimiento para el análisis de las fuerzas actuantes en el amarradero es el siguiente:

- A. Verificación de las condiciones de la zona del amarradero:
- Buque de Diseño
 - Viento de diseño.
 - Corriente de diseño.
 - Tipo de amarradero.
 - Características del fondo en la zona escogida.
 - Profundidad del amarradero y amplitud de mareas en la zona.
- B. Cálculo de las fuerzas actuantes:
- Cálculo de las fuerzas generadas por el viento, (Buque Cargado – en Lastre).
 - Cálculo de las fuerzas generadas por la corriente, (Buque Cargado – en Lastre)
 - Determinación de la mayor fuerza horizontal en cada línea de amarre.

2.3. CONDICIONES DEL AMARRADERO:

- a) BUQUE DE DISEÑO: **25,000 DWT**
Usamos un barco de 25000 DWT
- Eslora 176 metros.
 - Ancho 25.1 metros.
 - Calado de 9.8 metros.

Tabla 2.1 - Dimensiones barcos mineros

BARCO MINERO							
TONELAJE DE PESO MUERTO	TONELAJE DE DESPLAZAMIENTO	LONGITUD (m)	ANCHO (m)	PUNTAL (m)	CALADO COMPLETO (m)	PESO ADICIONAL (t)	PESO ESTIMADO (t)
15000	20000.000	149	21.3	11.5	8.6	8867	28.867
20000	26667.000	164	23.4	12.7	9.2	11169	37.836
25000	33333.333	176	25.1	13.6	9.8	13600	46.933
30000	40000.000	187	26.6	14.4	10.3	15962	55.962
40000	53333.333	206	29.2	15.9	11	20055	73.388

Fuente: Fuentes Ortiz 2001

- b) VIENTO DE DISEÑO: De acuerdo a los párrafos anteriores, el viento de diseño asumido es de: (50% más que el indicado para la localidad de Huanchaco).

Velocidad Huanchaco 10.1 nudos

Para nuestro caso se aumentará 50%= $10.1 \times 1.5 = 15.2$ nudos

Velocidad 15.2 nudos **Dirección** del 180°

- c) CORRIENTE DE DISEÑO: De acuerdo a los párrafos anteriores, la corriente de diseño asumida es de : (100% más que la indicada para la zona del terminal de boyas)

Velocidad 0.5 nudos **Dirección** al 350°

- d) TIPO DE AMARRADERO: Buque amarrado a cuatro puntos, dos por proa con un ángulo de 90° entre ellos y dos por popa también con un ángulo de 90° entre ellos.
- e) CARACTERÍSTICAS DEL FONDO: El fondo característico de la zona del muelle es arenoso, con una profundidad actual que varía alrededor de los 9.80 metros y con una amplitud de marea de 1.50 metros.

2.4. CALCULO DE FUERZAS ACTUANTES:

En el análisis a efectuarse, se tomarán las condiciones de carga extremas del buque de diseño, plena carga y liviano, en la orientación del amarradero.

a) FUERZAS GENERADAS POR EL VIENTO:

Fuerza Lateral : $F_{YW} = \frac{1}{2} \rho_a V_W^2 A_Y C_{YW} f_{YW}(\theta_W)$

- Donde :
- ρ_a Densidad del aire
 - V_W Velocidad del viento
 - A_Y Área lateral proyectada
 - C_{YW} Coef. lateral de arrastre del viento
 - θ_W Angulo del viento con la proa del buque
 - $f_{YW}(\theta_W)$ Factor de forma para fuerza lateral

Siendo: $C_{YW} = 0.92 [(h_S / h_R)^{2/7} A_S + (h_H / h_R)^{2/7} A_H] / A_Y$

- Donde :
- h_S Altura promedio de la superestructura
 - h_H Altura promedio del casco
 - h_R Altura de referencia para el viento (10.0m)
 - A_S Área lateral proyectada, solo superestructura
 - A_H Área lateral proyectada, solo casco

y: $f_{YW}(\theta_W) = 1.0526 (\text{sen } \theta_W - 0.05 \text{ sen } 5\theta_W)$

Entonces para la condición de plena carga y trabajando con unidades inglesas, se obtiene lo siguiente:

$$\rho_a \quad 0.00237 \text{ slugs/ft}^3 \text{ a } 68^\circ \text{ F} \quad V_w \quad 24.93 \text{ ft/sec (15.2 nudos)}$$
$$\theta_w \quad 45^\circ$$

La fuerza lateral del viento en la condición de plena carga $F_{WLF} = 5969.05$ pnds.

o lo que equivale a : 2.71 t.

Fuerza Longitudinal : $F_{XW} = \frac{1}{2} \rho_a V_w^2 A_x C_{XW} f_{XW}(\theta_w)$

Donde :

- ρ_a Densidad del aire
- V_w Velocidad del viento
- A_x Área frontal proyectada
- C_{XW} Coeficiente de arrastre del viento
- $f_{XW}(\theta_w)$ Factor de forma para fuerza longitudinal

El coeficiente de arrastre C_{XW} varía dependiendo del tipo de buque, la ubicación relativa y tamaño de su superestructura y del ángulo por donde recibe al viento (si es por proa o por popa), para nuestro caso tratándose de un buque donde la superestructura se ubica a popa y recibe el viento por proa, se recomienda el valor de 0.780. [Ref. (b), pág. 40]

El factor de forma $f_{XW}(\theta_w)$ así mismo, difiere según el viento llegue por proa o por popa y las características de la superestructura, cuando las cargas de proa y popa se equilibran en función al ángulo de incidencia del viento, a este ángulo se le denomina θ_{WZ} , para nuestro caso se recomienda 100° .

[Ref. (b), Tabla 12, pág. 41]

Así tenemos:

$$f_{xw}(\theta_w) = -\cos \theta \quad \text{siendo } \theta = (90^\circ / \theta_{wz}) \theta_w \quad \text{para } \theta_w < \theta_{wz}$$

Entonces se obtiene lo siguiente:

$$\rho_a \quad 0.00237 \text{ slugs/ft}^3 \text{ a } 68^\circ \text{ F} \quad V_w \quad 24.93 \text{ ft/sec (15.2 nudos)}$$

$$\theta_w \quad 45^\circ \quad \theta_{wz} \quad 100^\circ$$

La fuerza longitudinal del viento en plena carga $F_{xwF} = -1891.07$ pnds.

o lo que equivale a : -0.858 t.

Momento de Borneo : $M_{xyw} = \frac{1}{2} \rho_a V_w^2 A_y L C_{xyw}(\theta_w)$

Donde : ρ_a Densidad del aire

V_w Velocidad del viento

A_y Área lateral proyectada

L Eslora total

$C_{xyw}(\theta_w)$ Coeficiente de borneo normalizado

Similarmente, el coeficiente normalizado de borneo $C_{xyw}(\theta_w)$ varía dependiendo del tipo de buque, la ubicación relativa y tamaño de su superestructura; para buques con superestructura en popa y el ángulo de incidencia del viento se obtiene de tablas el valor de 0.025

[Ref. (b), fig. 53, pág. 41]

Reemplazando se obtiene lo siguiente:

El momento de borneo del viento en plena carga $M_{xwF} = 1.479 \text{ E}+05$
pnds-ft

o lo que equivale a : 2.203 E+02 t-m.

b) FUERZAS GENERADAS POR LA CORRIENTE:

Fuerza Lateral : $F_{YC} = \frac{1}{2} \rho_w V_C^2 L_{WL} T C_{YC} \text{sen}(\theta_C)$

Donde : ρ_w Densidad del agua

V_C Velocidad de la corriente

L_{WL} Eslora de flotación

T Calado del buque

C_{YC} Coef. de arrastre lateral de la corriente

Siendo : $C_{YC} = C_{YC|_0} + (C_{YC|_1} + C_{YC|_0}) e^{-k(w_d/T - 1)}$

Donde : $C_{YC|_0}$ Valor límite del coef. para w_d / T

$C_{YC|_1}$ Valor límite del coef. para $w_d / T = 1$

e 2.718

k Coef. tipo de casco

w_d Profundidad del fondo

Por lo que la fuerza lateral de la corriente será:

$F_{YCF} = 34903.42 \text{ pnds.}$ o lo que equivale a : **15.847 t.**

Fuerza Longitudinal : $F_{XC} = F_{X \text{ FORMA}} + F_{X \text{ FRICCION}} + F_{X \text{ PROP}}$

Donde : $F_{X \text{ FORMA}}$ Relativa al arrastre por la forma

$F_{X \text{ FRICCION}}$ Relativa al arrastre por película

$F_{X \text{ PROP}}$ Relativa al arrastre por hélices

Siendo : $F_{X \text{ FORMA}} = -\frac{1}{2} \rho_w V_C^2 B T C_{XCb} \text{cos}(\theta_C)$

$F_{X \text{ FRICCION}} = -\frac{1}{2} \rho_w V_C^2 S C_{XCa} \text{cos}(\theta_C)$

$$F_{X\text{PROP}} = -\frac{1}{2} \rho_w V_C^2 A_P C_{\text{PROP}} \cos(\theta_C)$$

Donde : ρ_w Densidad del agua

V_C Velocidad de la corriente

B Manga del buque

T Calado del buque

C_{XCb} Coef. Longitudinal de arrastre debido a la forma = 0.10

S Superficie mojada o de carena

C_{XCa} Coef. Longitudinal de arrastre por película

$C_{XCa} = 0.075 / (\log R_n - 2)^2$, y : R_n es el Número de Reynolds

$$R_n = V_C L_{WL} \cos(\theta_C) / \nu$$

ν es la viscosidad cinética del agua = $1.4 \text{ E-}05 \text{ ft}^2/\text{sec}$

L_{WL} es la Eslora de Flotación del buque

A_P Area desarrollada de la hélice

$$A_P = 1.1933 (L_{WL} B / A_R), \text{ y } A_R \text{ es una relación de áreas}$$

C_{PROP} Coef. Longitudinal de arrastre debido a las hélices = 1.00

Reemplazando datos se tiene que:

$$F_{X\text{FORMA}} = -145.90 \text{ pnds. } (-0.066 \text{ t.})$$

$$F_{X\text{FRICCION}} = -104.74 \text{ pnds. } (-0.048 \text{ t.})$$

$$F_{X\text{PROP}} = -130.42 \text{ pnds. } (-0.059 \text{ t.})$$

Por lo tanto, la fuerza longitudinal de la corriente será $F_{XC} = -381.06 \text{ pnds.}$

lo que equivale a : **-0.173 t.**

Momento de Borneo : $M_{XYC} = F_{YC} (e_c / L_{WL}) L_{WL}$

Donde: e_c / L_{WL} Relación de excentricidad de corriente, la misma que depende del tipo de buque y se encuentra en función del ángulo de incidencia de la corriente.

Para nuestro caso e_c / L_{WL} es equivalente a 0.025

Ref. (b), Fig. 59, pág. 47]

El momento de borneo del viento en plena carga $M_{XYCF} = 2.586 \text{ E}+02$
pnds-ft

o lo que equivale a : **3.852 E-01 t-m.**

Las fuerzas resultantes combinadas de viento y corriente se obtienen sumando las fuerzas correspondientes, es decir:

$$F_{XT} = F_{XW} + F_{XC} = - 1.031 \text{ t.}$$

$$F_{YT} = F_{YW} + F_{YC} = 18.557 \text{ t.}$$

$$M_{XYT} = M_{XYW} + M_{XYC} = 2.2068 \text{ E}+02 \text{ t-m}$$

c) FUERZA HORIZONTAL:

Con los resultados obtenidos de acuerdo al párrafo anterior, se calculan las fuerzas horizontales en cada línea de amarre, según lo indicado anteriormente y a la siguiente formulación para el sistema (ANEXO 01):

$$H1 = - F_{XT} / 2 \cos \phi + (F_{YT} / 2 + M_{XYT} / L_{OA}) 1 / \sin \phi = \underline{15.624 \text{ t.}}$$

$$H2 = + F_{XT} / 2 \cos \phi + (F_{YT} / 2 - M_{XYT} / L_{OA}) 1 / \sin \phi = \underline{10.6195 \text{ t.}}$$

$$H3 = + F_{XT} / 2 \cos \phi + (- F_{YT} / 2 + M_{XYT} / L_{OA}) 1 / \sin \phi = - \underline{12.0775 \text{ t.}}$$

$$H4 = - F_{XT} / 2 \cos \phi + (- F_{YT} / 2 - M_{XYT} / L_{OA}) 1 / \sin \phi = - \underline{14.166 \text{ t.}}$$

El ángulo ϕ en este caso se refiere a la mitad del ángulo que forman las líneas de amarre de proa y de popa, y las fuerzas H1, H2, H3 y H4, corresponden a

las fuerzas horizontales en proa estribor, popa estribor, popa babor y proa babor respectivamente, siendo las líneas de estribor las que se sujetarán a los dolphin.

Este procedimiento se repite para la condición de buque lastrado, asumiendo que el buque se va lastrando conforme se descarga.

CAPÍTULO III: MUELLE

3.1 PUENTE O PASARELLA

3.1.1 Consideraciones generales

El muelle propuesto por la siguiente tesis está conformado por un puente y un cabezo, en esta sección nos centramos en el puente o pasarella.

La estructura es un puente de acceso, necesario para alcanzar la profundidad de agua requerida, será de 100m de largo y 10m de ancho, conformado por un sistema aporticado de pilotes y vigas. La estructura es necesaria para el paso de vehículos medianos y será diseñada para que resista la sobrecarga de la grúa de montaje (Anexo 04,05 y 06).

3.1.2 Metodología constructiva.

Para el proyecto se debe usar un sistema constructivo de eficaz técnica y probado en otros escenarios similares, para que produzca un ahorro de costo y de tiempo.

Para la construcción de nuestra pasarela o puente de acceso se determinará previamente trabajar con un sistema estructural de 3 pilotes unidos por una viga principal, estos pórticos a la vez soportaran a las vigas longitudinales sobre la cual se colocara losas macizas de concreto.

La pasarela tiene las dimensiones de 100 metros x 10 metros y se encuentra a distancias diferentes respecto al fondo del mar que va desde la orilla hasta los 10 metros.

3.1.2.1 Hincado de pilotes.

Según el diseños del muelle, tenemos tres pilotes en cada uno de los ejes, a 4.5 metros de distancia entre ellos y además existe una distancia entre ejes a 4.983 m, teniendo un total de 20 tramos.

Pilotes de acero

La infraestructura de la pasarela está basada en un sistema de pilotes tubulares de acero con el extremo inferior abierto y con diámetro de 16". Específicamente los pilotes de acero de los ejes de pasarela en la playa tendrán 16" de diámetro, ½ " de espesor y un peso aproximado de 120 kg/m

“Las guías para los pilotes estarán ubicadas casi en el extremo de las plantillas, siendo éstas unas canastillas construidas también con tubos de acero estándar de 4” de diámetro que llevan rodillos de jebe para evitar el deterioro del forro de polietileno de los pilotes de acero. Para conservar la verticalidad de los elementos en la zona de rompiente, se colocara sobre las canastilla de la plantilla uno tubos de acero de 4” de diámetro, de 1.6 metros de longitud y con rodillos de jebe ubicados en la parte superior”.
(FUENTES ORTIZ 2001)

Para el hincado de estos pilotes necesitamos dos grúas de 50 y 70 toneladas, un martillo Delmag, una plantilla de hincado, un equipo de corte y uno de soldar.

El hincado de pilotes se realizará utilizando un martillo cuyo dispositivo provee energía en el impacto, el tipo de martillo y la forma se encuentra detallado en el ANEXO 02

3.1.2.2 Vigas principales prefabricadas

Las vigas principales según el diseño tienen las siguientes características.

- Son de concreto armado y prefabricadas (Las vigas principales deben ser construidas de acuerdo a los diseños preestablecidos).
- Las dimensiones son de 0.40 x 0.70 metros teniendo un adicional de 0.30 metros a la altura donde se hace contacto con los pilotes según diseño **(ANEXO 09, 10)**.
- Para su transporte se consideró dos izajes.

Procedimiento

Una vez colocados los tres pilotes adecuadamente.

1. Con el uso de un camión plataforma de 4x2 122 hp de 8 toneladas, se transportar la vigas hasta los pilotes.
2. Se usa una grúa de 70 ton. y usando los izajes diseñados en la viga prefabrica se procede a colocar la viga sobre los tres pilotes de tal forma que ingresen con perfección en ellos constituyendo el pórtico.
3. Una vez colocado se procederá a unir la viga con los tres pilotes, utilizando concreto $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$.

3.1.2.3 Vigas secundarias

Las vigas secundarias tienen las siguientes características:

- Son vigas T de concreto armado 1.1 x 0.6 metros con una altura superior de 0.20m y un ancho inferior de 0.40 metros (ANEXO 10).
- Las vigas T, también son prefabricas y tenemos dos tipo de viga las de los extremos y las internas que son propiamente vigas T, mientras que las primeras son medias T.

Procedimiento

Una vez colocados los pórticos adecuadamente procedemos:

- 1) De acuerdo al diseño de los planos construiremos las vigas secundarias cerca del muelle.
- 2) Con el uso de un camión plataforma transportamos las vigas T.
- 3) Existen dos fases para la colocación de las vigas T
 - a. Una de ellas es colocarlas para que sirva de paso para los vehículos de transporte y de esta forma continuar con el hincado y construcción de los pórticos, en los ejes siguientes y
 - b. La segunda etapa es ya para colocar todas las vigas principales en esperar e la construcción de la losa.
- 4) Usando una grúa de 70 tn. se procede a colocar las vigas T prefabricadas sobre las vigas principales teniendo en cuenta las distancias determinadas en los planos de diseño.

3.1.2.4 Núcleo central

Cada 8 secciones se construye un núcleo central, para darle mayor estabilidad al puente, este núcleo es sostenido por cuatro pilotes inclinados.

El núcleo central tendrá dimensiones 4.7 x 4.983 (5m) de área y de altura de 0.60 m. (ANEXO 12)

Procedimiento:

- 1) Se coloca los cuatro pilotes inclinados centrales distanciados 0.606 metros entre ellos (de acuerdo al diseño detallado en los planos).
- 2) Se arma el encofrado.

- 3) Se ubica los refuerzos de acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de $\frac{3}{4}$ " de acuerdo al diseño descrito en los planos.
- 4) Se vacía el concreto de $f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$ por tramos.

3.1.2.5 Losa de la pasarella

La losa proyectada de nuestra pasarella es de 10 metros x 100 metros es de 20 cm que descansará sobre las vigas T.

Una vez instalado el encofrado, se procederá a colocar los refuerzos de acero de acuerdo al diseño descrito en los planos.

Luego se debe vaciar el concreto premezclado de $F_c' = 245 \text{ kg/cm}^2$, por tramos.

3.1.3 Diseño estructural del puente

Para el diseño, el puente es considerado como un conjunto de pórticos unidos por plataformas y vigas, sometidos a cargas de gravedad, cargas sísmicas y cargas móviles, con la finalidad de obtener el máximo desplazamiento horizontal en algunos de los pórticos (análisis tridimensional); desplazamiento que es considerado como el más desfavorable.

Con las envolventes de momentos y cortantes obtenidos del análisis anterior se procede al diseño de cada elemento. Previamente se diseñan las losas nervadas, las que junto con las vigas longitudinales conforman las plataformas del puente.

3.1.3.1 Estructuración

El puente está formado por un sistema aporcionado de 20 tramos. Cada pórtico consta de tres pilotes unidos por una viga principal. Esta viga principal recibe a su vez a vigas longitudinales (vigas T) sobre las cuales se coloca una losa maciza de 20 cm. de espesor, lo cual proporciona un comportamiento de losa nervada.

Cada ocho pórticos, el bloque cuenta con un núcleo de concreto conformado por cuatro pilotes extremos y cuatro pilotes inclinados adicionales situados en la parte central de dicho tramo.

Los pilotes de los pórticos son de acero y tienen un diámetro de 16". La losa nervada ha sido dimensionada para resistir el peso de la grúa de montaje y una sobrecarga de 500 kg/m².

3.1.3.2 Propiedades de la estructura

La estructura existente presenta las siguientes características:

Resistencia Mecánica del Concreto Armado:

Resistencia a la fluencia del Acero Grado 60 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Resistencia a la compresión del Concreto en pilotes $f'_c = 310 \text{ Kg/cm}^2$.

Resistencia a la compresión del Concreto losas y vigas $f'_c = 245 \text{ Kg/cm}^2$.

Sobrecarga de 500 kg/cm².

Resistencia Mecánica de Estructura Metálica de acuerdo:

Pilotes de Acero. Tubos Metálicos A36 con forro

3.1.3.3 Cargas

La verificación estructural de la estructura se basa fundamentalmente para fuerzas producidas por la carga muerta, cargas variables y carga por la acción del sismo.

Cargas por peso propio

Se considera el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio, que se supone sean permanentes.

Cargas variables

Son aquellas por las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas incluyen los pesos de los

vehículos y las personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas de empuje de agua y supresiones.

Cargas vivas de vehículos

La carga viva de diseño será la correspondiente a la suma de camión de diseño tomándose aquello que produce los efectos más desfavorables y las sobrecarga distribuida.

- El camión de diseño es el tipo HS 20.

La sobrecarga distribuida es de 500 kg/m² sobre la estructura y en las zonas donde genere los mayores efectos.

Para el análisis se considerara dos vías de tránsito.

Fuerzas de frenado y aceleración

Las fuerzas de frenado y aceleración se supondrán iguales al 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones de diseño. Se supondrá que las fuerzas de frenado actúan horizontalmente, en dirección longitudinal y aplicada a 1.8m sobre el nivel de la losa del tablero.

Cargas de viento

Las presiones originadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. Para puentes con menos de 10m medidos desde el nivel de agua o desde la parte más baja del terreno se considera constante. Para alturas mayores será determinado mediante:

$$V_z = C V_{10} L_n \left(\frac{z}{z_0} \right) \geq V_{10}$$

V_z = Velocidad del viento a la altura z

V_{10} = Velocidad del viento a una altura de 10m.

Z = Altura por encima del terreno o agua.

C y Zo de acuerdo a la tabla siguiente.

Tabla Nro. 3.1 Coeficiente de viento.

CONDICIÓN	PUEBLOS ABIERTOS	SUBURBANOS	CIUDAD
C(Km/h)	0.330	0.380	0.485
Zo(m)	0.070	0.300	0.800

Las presiones horizontales de la estructura serán dadas por la expresión:

$$P = P_B \left(\frac{V_z}{100} \right)^2$$

Donde:

P = Presión del viento en KN/m²

PB = Presión básica correspondiente a una velocidad de 100 Km./h dada en la tabla siguiente. En KN/m².

Tabla Nro. 3.2 - Presiones de Viento.

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m ²)	Presión por Sotavento (kN/m ²)
Armaduras, Columnas y Arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.5	NA

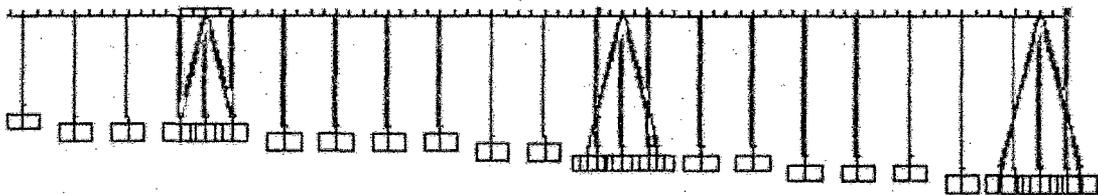


Figura Nro. 3.1 - Vista en 3D Y=0 (SAP 2000)

Carga sismo

De acuerdo a la norma técnica E030 diseño sismo resistente (Anexo 21), aplicaremos la fuerza de sismo para el diseño.

- Fuerza Cortante en la Base:

La fuerza cortante en la base de la estructura será determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Teniendo en cuenta que el valor de C/R debe ser como mínimo: $\frac{C}{R} \geq 0.125$

- Zonificación:

Tabla Nro. 3.3 - Factores de zona

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Fuente: Norma E030

En nuestro caso nos encontramos en la tercera zona con un factor igual a $z=0.4$

- Categoría de las edificaciones (factor U)

El factor U es el coeficiente de uso e importancia el cual nos indica cómo deben ser clasificada cada estructura de acuerdo a las categorías indicadas en la tabla que se encuentra a continuación.

Tabla Nro. 3.4 Factores U

CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	EDIFICACIONES ESENCIALES	1.5
B	EDIFICACIONES IMPORTANTES	1.3
C	EDIFICACIONES COMUNES	1
D	EDIFICACIONES MENORES	(*)

Fuente: Norma E030

En nuestro caso al tratarse de un muelle el factor U o factor de importancia es para edificaciones esenciales por lo que el factor es equivalente a $U=1.5$

- Microzonificación sísmica y estudios de suelos:

Tabla Nro. 3.5 - Parámetros del suelo

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	Tp (s)	S
S1	Roca o suelo muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

Fuente: Norma E030

En nuestro caso consideraremos un perfil S2 con un $S= 1.2$ y $Tp=0.6$

- Factor de Amplificación Sísmica (C)

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T}; \quad C \leq 2.5$$

En la cual T es el periodo fundamental definido por:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

De acuerdo a las características de nuestro proyecto elegimos $C_t=45$

$$\text{Con } h_n = 10 \rightarrow T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{10}{45} = 0.222$$

$$T = 0.222 \rightarrow C = 2.5 * \frac{T_p}{T} = 2.5 * \frac{0.6}{0.222} = 6.7506$$

Como $C \leq 2.5$ nos quedamos con el valor de $C = 2.5$

- Sistemas Estructurales (R)

Tabla Nro. 3.6 - Coeficiente de reducción R.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*)(**)
Concreto Armado	
Pórticos(1)	8
Dual(2)	7
De muros estructurales (3)	6

Fuente: Norma E030

Elegimos R= 8

Luego de hallar los valores necesarios para determinar la fuerza cortante en la base reemplazamos:

Z=0.4, U=1.5, C=2.5 y S=1.2

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.4*1.5*2.5*1.2}{8} * P = 0.225P$$

Este valor usaremos para aplicar la carga de sismo estática.

3.1.3.4 Cálculo del desplazamiento del pórtico.

3.1.3.4.1 Cálculo del desplazamiento por carga de sismo dinámica.

Modelamos el puente en 3D y lo sometemos a una fuerza espectral calculada de acuerdo a la norma de sismo.

Calculamos los valores.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2,5$$

Tenemos:

Z=0.4,

U=1.5,

$C=2.5$

$S=1.2$

$R=8$

$g=9.81.$

Elaboramos la tabla

Tabla Nro. 3.7 - T VRS S

T	Sa
0	2.21
0.1	2.21
0.2	2.21
0.3	2.21
0.4	2.21
0.5	2.21
0.6	2.21
0.7	1.89
0.8	1.66
0.9	1.47
1	1.32
1.1	1.2
1.2	1.1
1.3	1.02
1.4	0.95
1.5	0.88
1.6	0.83
1.7	0.78
1.8	0.74
1.9	0.7
2	0.66

Obtenemos la gráfica el espectro.

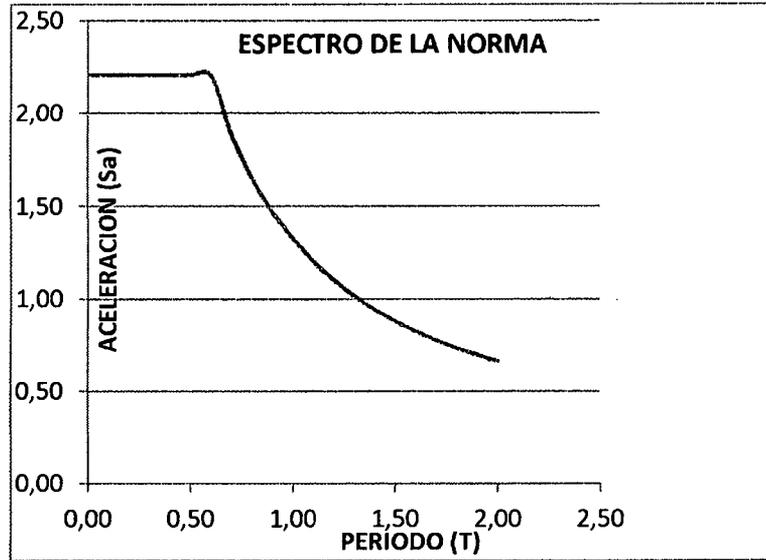


Figura Nro. 3.2 - Espectro sísmico

Modelamos el puente en 3D en SAP 2000

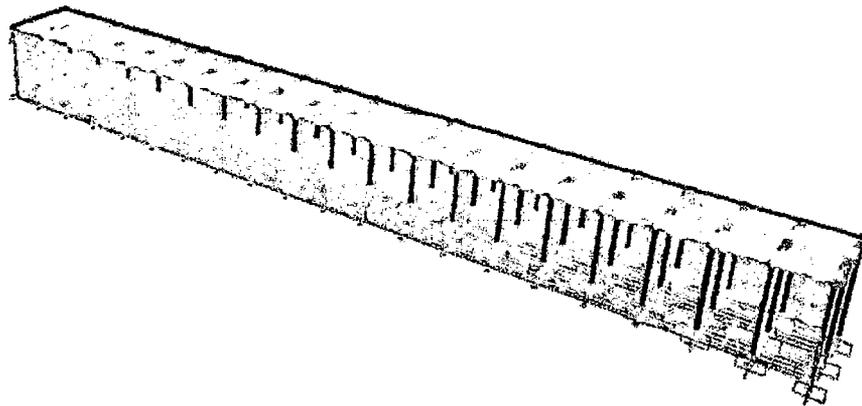


Figura Nro. 3.3 - Modelamiento del puente

Adicionamos el espectro.

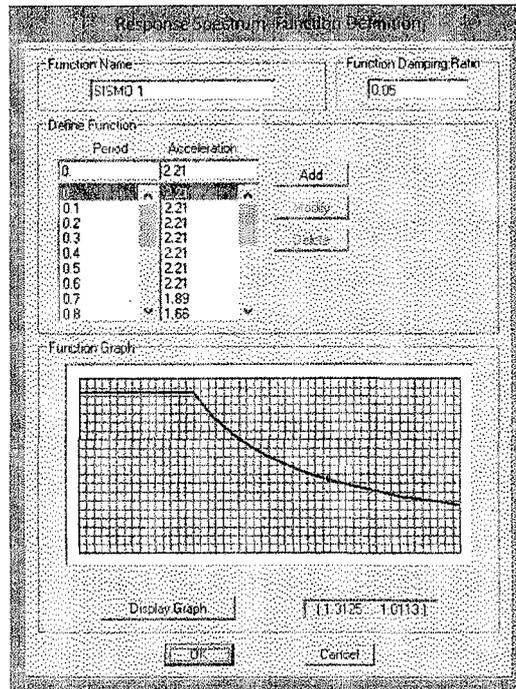


Figura Nro. 3.4 - Función espectro sap2000

Y aplicamos el espectro con las combinaciones de carga.
Para el sismo en el eje x.

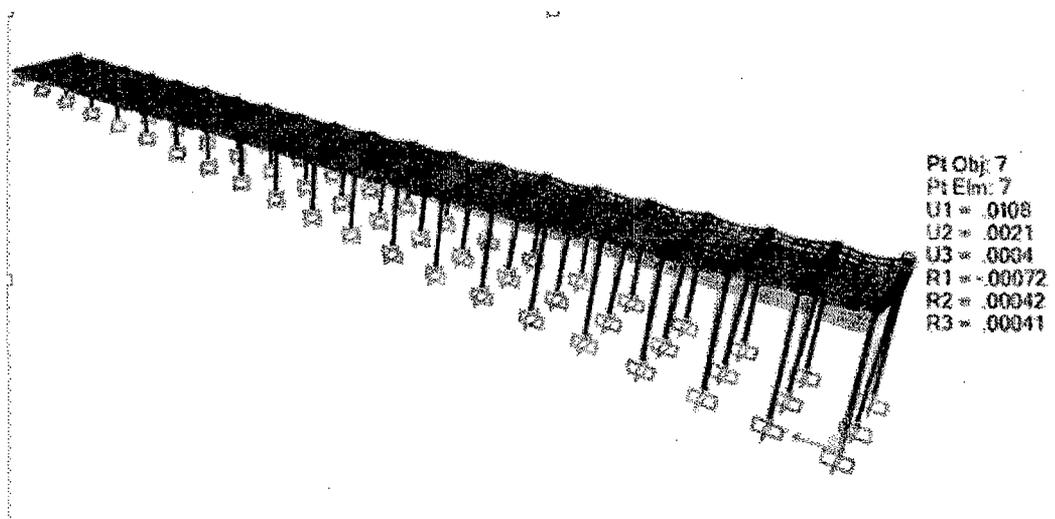


Figura Nro. 3.5 - Desplazamiento del puente para el eje X.

Encontramos el desplazamiento:

$$U1 = X = 0.0108 \text{ m}$$

$$U2 = Y = 0.0021 \text{ m}$$

$$U3 = Z = 0.0004 \text{ m}$$

Para el sismo en el eje y.

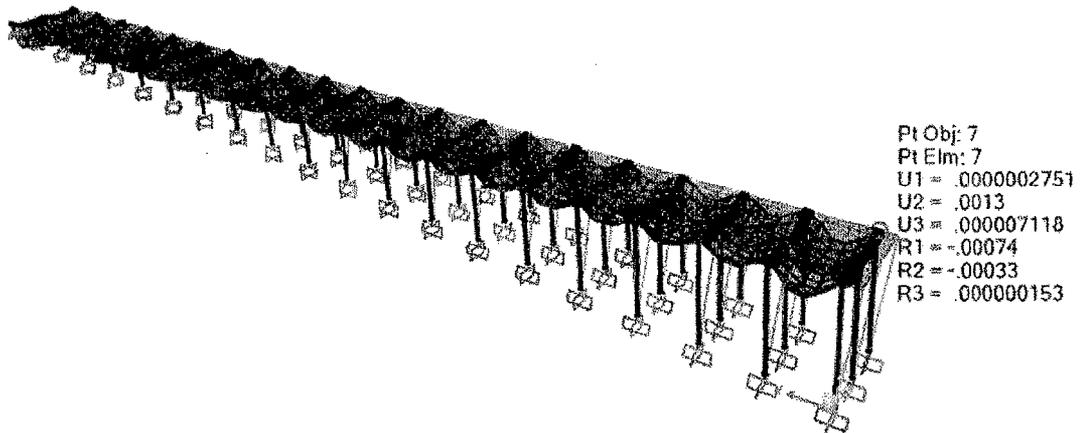


Figura Nro. 3.6 - Desplazamiento del puente para el eje Y.

Encontramos el desplazamiento:

$$U1 = X = 0.000000275 \text{ m}$$

$$U2 = Y = 0.0013 \text{ m}$$

$$U3 = Z = 0.000007118 \text{ m}$$

Es decir que el desplazamiento obtenido no supera el límite permitido.

3.1.3.5 Diseño estructural de pilotes.

La estructura del puente está compuesto por pórticos de tres pilotes unidos por una viga principal, sobre se une los pórticos con vigas secundarias y sobre se vacea una losa de 0.20 m.

Toda esta estructura es soportada por los pilotes como observamos el figura 3.7 encontramos el más crítico con un valor de $P_u = 51,812.68 \text{ kgf}$.

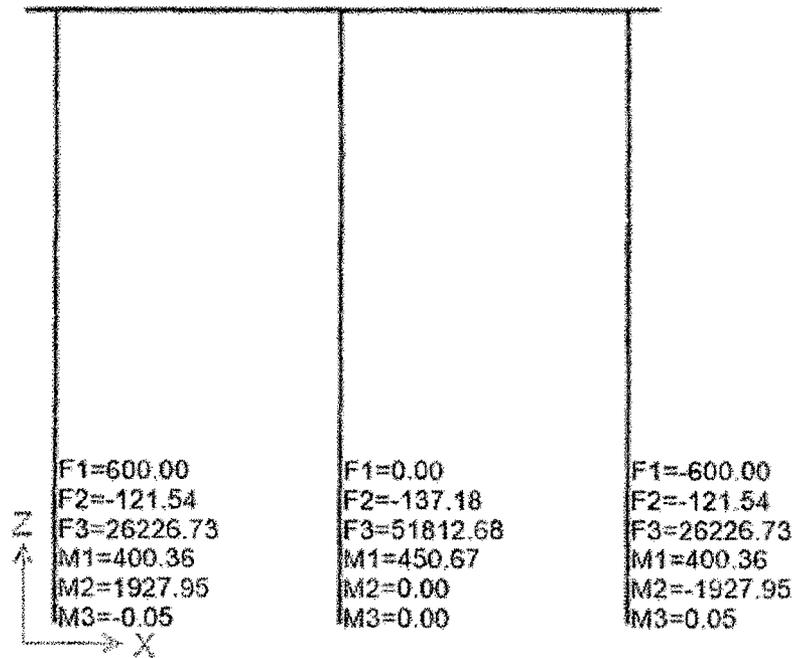


Figura Nro. 3.7 - Reacciones de un pórtico del puente.

Calcularemos la capacidad portante de los pilotes de acero de diámetros de 16" y 24"

CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE LOS TUBOS (PILOTES)

DISEÑO DE PILOTES			
$F_y =$	4200	kg/cm ²	
$F_y =$	60	kib/pul ²	
$E =$	38322250	lb/pul ²	
$E =$	2700000	kg/cm ²	
Propiedades del suelo			
ϕ	25°		
N_{60}	25.1		
N_{60}	12.7		
N_{y2}	9.7		

Figura Nro. 3.8 - Características del pilote.

FUNDAMENTOS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (P ADMISIBLE)

La capacidad admisible que soportará el pilote depende de:

$$P_{ad} = F_a \times A \quad \text{donde:} \quad F_a \text{ es el factor admisible}$$

$A =$ Área transversal del pilote

$$F_a = C_a \times F_y \quad \text{si} \quad \frac{KL}{r} \leq C_c$$

$$F_a = 12 \pi^2 \times \frac{E}{23 \times \frac{KL^2}{r}} \quad \text{si} \quad \frac{KL}{r} \geq C_c$$

Entonces es necesario calcular C_c y este depende del f_y , para este cálculo usamos la tabla de valores C_c .

PRIMER CASO

Tabla Nro. 3.8 - Valor de Cc.

Tabla: Valores Cc			
Fuente: American Institute of Steel Construction			
Libro: Ingeniería Portuaria /César Fuentes Ortiz/Pág 219			
Fy (ksi)	Cc	Con la tabla encontramos	
33	131.7	Ace ro	
35	127.9	Fy=	60
36	126.1		
39	121.2	Cc=	97.7
40	119.6		
42	116.7	Libra=	0.45359237
45	112.8		
46	111.6		
50	107		
55	102		
60	97.7		
65	93.8		
90	79.8		
100	75.7		

Fuente: Fuentes Ortiz 2001.

Entonces tenemos el valor Cc= 97.7

Asumimos:

KL/r=	60
Cc=	97.7

(KL/r)/Cc=	0.61412487
------------	------------

Si $KL/r \leq Cc$ → $Fa = Ca \cdot Fy$

Entonces utilizamos la siguiente tabla, para encontrar el valor de Ca

Tabla Nro. 03.09 - Valores Ca.

Tabla: Valores Ca			
Fuente: American Institute of Steel Construction			
Libro: Ingeniería Portuaria /César Fuentes Ortiz/Pág 219			
(KL/r) ≤ Cc (Fa=CaFy)			
(KL/r)/Cc	Ca	Fy=	60 KL/pulg2
0.33	0.529		
0.34	0.527	Ca=	0.434
0.35	0.524		
0.36	0.521	Fa=Ca*Fy	26.04 KL/pulg2
0.37	0.518		
0.38	0.515	A=Pu/Fa	
0.39	0.512		
0.40	0.509		
0.41	0.506		
0.42	0.502		
0.43	0.499		
0.44	0.496		
0.45	0.493		
0.46	0.489		
0.47	0.486		
0.48	0.483		
0.50	0.460		
0.60	0.440		
0.61	0.434		
0.62	0.432		

Fuente: Fuentes Ortiz 2001.

Con el valor $(KL/r)/Cc = 0.614$ usamos el valor $Ca = 0.434$

Encontramos entonces en valor de $Fa = Ca * Fy = 0.434 * 60 = 26.04 \text{ KL/pulg}^2$

SEGUNDO CASO

Si $Kl/r > Cc \rightarrow Fa = 12 * \pi^2 * E / (23 * (kl/r)^2)$

NOTA:

Para ambos casos necesitamos conocer el KL/r

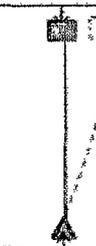
Para el diseño de elementos sujetos a compresión axial usamos las normas propuestas por el manual de diseño en acero, elaborado por el American Institute of Steel Construction AISC 89.

Diseño de pilotes de acero sometidos a carga axial de compresión.

La relación de esbeltez relativa (kl/r) depende de la longitud (L) no apoyada del pilote y el radio (r) de su sección transversal.

K depende de la condición de los extremos.

Tabla Nro. 03.10 - Valores de K

						
K						
TEORICO	0.50	0.70	1.00	1.00	2.00	2.00
DISEÑO						
RECOMENDAD	0.65	0.80	1.20	1.00	2.10	2.00

Fuente: Fuentes Ortiz 2001.

Usaremos $k=0.8$

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA PILOTES DE 16" DE DIÁMETRO.

Tabla 03.11 - Características del pilote de acero Ø16"

CARACTERÍSTICAS DE LOS TUBOS		CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES	
Diametro	16 pulgadas	Datos de los suelos	
D1	40.64	teta=	25°
D2	38.24	alfa=	20°
		ro=	0.8 t/m ³
		k=	0.45 kg/cm ³
		nh=	0.495 kg/cm ³
		nh=	495 t/m ³
		nh=	15.0480169 lb/pulg ³
		Estimación del punto fijo	
		Ls=	1.8 T
		Le=	4T
		T=(EI/nh) ^{.20}	
		T=	70.7323544 pulg
		T=	179.66018 cm
		T=	1.7966018 m
		Ls=	3.23388324 m
		Le=	7.18640721 m

Necesitamos encontrar KL/r, de la tabla encontramos r= 13.95 cm y Ls= 3.23m.

El valor L=L1+Ls

Usamos una hoja de cálculo para encontrar los valores de KL/r para las diferentes alturas.

Con este valor lo comparamos con Cc=97.7 y si:

$$Kl/r < Cc \implies Fa = Ca \cdot Fy$$

$$Kl/r > Cc \implies Fa = 12\pi^2 E / (23(KL/r)^2)$$

Con estos datos encontramos Fa y Padm=Fa*A

El valor $L=LI+Ls$

Usamos una hoja de cálculo para encontrar los valores de KL/r para las diferentes alturas.

Con este valor lo comparamos con $Cc=97.7$ y si:

$$Kl/r < Cc \implies Fa = Ca \cdot Fy$$

$$Kl/r > Cc \implies Fa = 12\pi^2 E / (23(KL/r)^2)$$

Con estos datos encontramos Fa y $Padm = Fa \cdot A$

Tabla Nro. 03.14 - Cálculo de la relación de esbeltez

CÁLCULO DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ:								
$l_f = m$	2	4	6	8	10	12	14	16
$L = l_i + l_s$	6.149188737	8.14918874	10.14918874	12.14918874	14.1491887	16.1491887	18.1491887	20.1491887
$L = l_i + l_s$	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5	16.5	18.5	20.5
$K = 0.8$								
$r = 21.132 \text{ cm}$								
KL/r	24.60652059	32.1777577	39.7489948	47.32023191	54.891469	62.4627061	70.0339432	77.6051803
$Cc = 97.7$	$kl/r < Cc$	$kl/r < Cc$	$kl/r < Cc$	$kl/r < Cc$	$kl/r < Cc$	$kl/r < Cc$	$kl/r < Cc$	$kl/r < Cc$
	Si $Kl/r < Cc \implies Fa = Ca \cdot Fy$				Si $Kl/r > Cc \implies Fa = 12\pi^2 E / (23(KL/r)^2)$			
$(KL/r) / Cc$	0.251857939	0.32935269	0.406847439	0.484342189	0.56183694	0.63933169	0.71682644	0.79432119
Ca	0.550437589	0.52962932	0.506532585	0.481276905	0.45395409	0.42461761	0.39328159	0.35991923
$Fa = klb$	33.02625534	31.777759	30.39195508	28.87661427	27.2372453	25.4770565	23.5968955	21.5951539
$Padm = Fa \cdot A = klb$	761.1319034	732.358722	700.4211157	665.4981667	627.716832	587.151049	543.820357	497.687686
$Padm = \text{ton}$	345.243624	332.192328	317.7056739	301.8648907	284.727565	266.327236	246.672765	225.747337

De la tabla encontramos:

$Padm = 345.24 \text{ ton.}$ Para una altura de 2 metros hasta

$Padm = 225.74 \text{ ton.}$ Para una altura de 16 metros.

Tenemos una carga de $P_u = 51.812$ toneladas, en la parte más profunda a (10 m)

El pilote de 16" de diámetro tiene la capacidad portante va de 333.35 a 164.97 ton.

El pilote de 24" de diámetro tiene la capacidad portante va de 345.24 a 225.74 ton.

La altura que tenemos va desde 4 metros hasta 10 metros, entonces usamos el pilote de 16".

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

Los pilotes estarán cimentados en arenas limosas y densas. Las características de ellos son:

$\phi =$	25°	$c(\text{kg/m}^3) =$	0.30
$\gamma (\text{kg/m}^3) =$	1760	$f_s(\text{kg/cm}^2) =$	0.35
$N_c =$	25.1	$N_q =$	12.7
$N_y =$	9.7		

3.1.3.6 Diseño de la viga principal

La viga principal es la que va sobre los pilotes de acero y conforma un sistema aperticado, sobre ella se encuentran las vigas secundarias que unen los porticos y sobre ella un losa de 0.20 m de espesor.

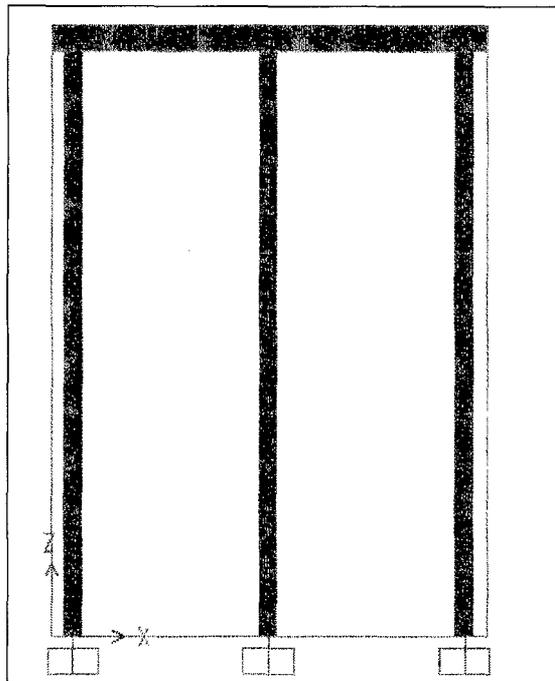


Figura Nro. 03.09 - Viga principal pórtico

La viga principal es de concreto armado:

$$f'c = 245 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 234787 \text{ kgf/cm}^2$$

y sus dimensiones son de es de 0.70x0.40x 5.00.

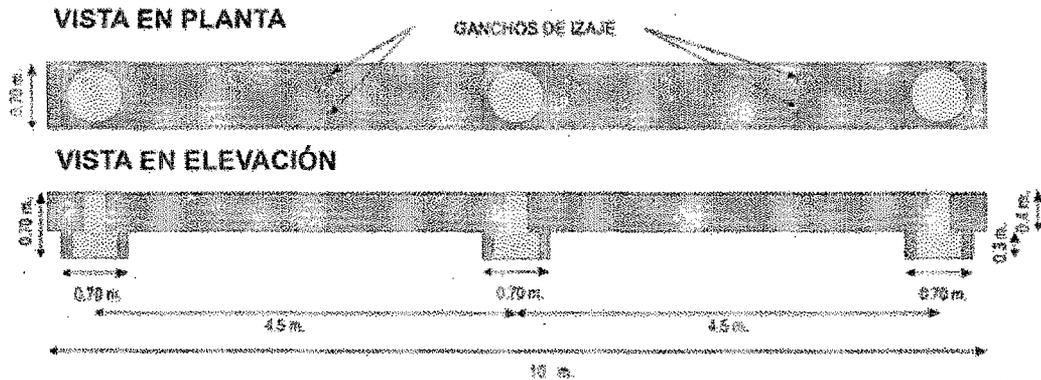


Figura Nro.- 03.10 – Detalles de la viga principal

3.1.3.6.1 Cargas muertas y vivas que soporta la viga principal

Calculamos las cargas que actúan en la viga principal:

Carga Muerta propia:

$$\text{La viga principal} = 0.4 \times 0.7 \times 2400 = 672 \text{ kgf/m}$$

Carga Muerta Adicionales:

$$\text{Las vigas secundarias} = 0.309 \times 5 \times 2400 = 3708 \text{ kgf/m}$$

$$\text{La losa} = 0.20 \times 5 \times 2400 = 2400 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Cargas adicionales} = 6108 \text{ kgf/m}$$

Carga Viva: 500 kg/m²

$$\text{La sobrecarga} = 500 \times 5 = 2500 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Carga total de carga muerta. CM} = 6780 \text{ Kgf/m}$$

$$\text{Carga total de carga viva. CV} = 2500 \text{ Kgf/m}$$

Para diseñar por flexión

La viga principal es de 0.70 x 0.40, usamos un peralte total de la viga menos 6.25 centímetros.

El área de acero mínimo exigido por la Norma E.060, para secciones rectangulares, viene dada por la fórmula:

$$As_{min} = 0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{d}{fy}$$

Reemplazando en la fórmula anterior, con $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$, $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $b = 70 \text{ cm}$ y $d = 33.75 \text{ cm}$, se obtiene un área mínima de 9.51 cm^2 .

Para diseñar por corte

Para determinar el acero de los estribos la cortante la castigamos dividiendo entre 0.8

$$Vn = Vdu / 0.8 =$$

La cortante es la suma de la cortante que soporta el acero + la cortante del concreto

$$Vn = Vc + Vs$$

Lo que soporta el concreto

$$Vc = 0.53 \times (f'c^{1/2}) \times bw \times d$$

Entonces lo que soporta el acero es.

$$Vs = Vn - Vc$$

El cálculo del acero será

$$S = Av \times Fy \times d / Vs$$

3.1.3.6.2 Análisis para la viga del pórtico

La viga principal la trabajaremos como una viga simplemente apoyada, como mostramos en la figura nro. 03.17.

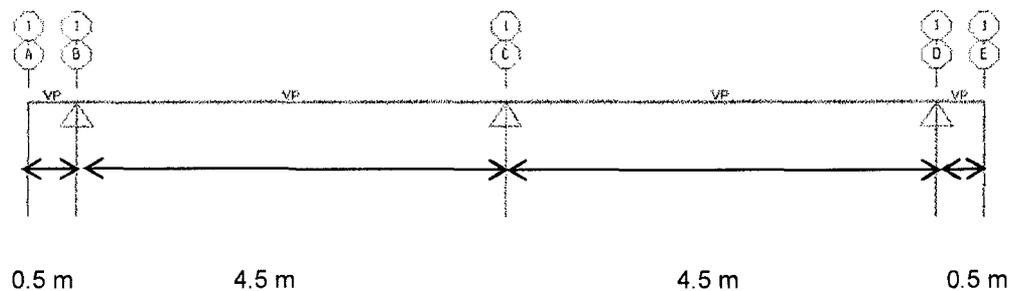


Figura Nro. 03.11 - Viga principal.

ANALISIS DE LA VIGA CON CARGAS VIVAS Y MUERTAS ADICIONALES

Con la combinación.

$$\text{COMB2}=1.5\text{CM}+1.75\text{CV}$$

Adicionamos a la viga la $\text{CM}=6108 \text{ kgf/m}$ y $\text{CV}=2500 \text{ kgf/m}$

Las reacciones son:



Figura Nro. 03.12 - Reacciones - viga principal

Las reacciones de los extremos es $32,466.08 \text{ kgf}$ y la central es $80,517.84$

Diagrama de corte

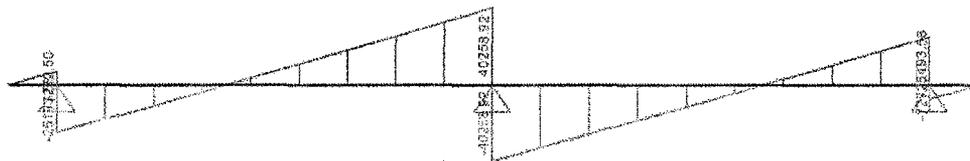


Figura Nro. 03.13 - Diagrama de corte, viga principal

$$V_c \text{ max} = -40258.92 \text{ kgf}$$

$$V_c \text{ max} = -40258.92 \text{ kgf.}$$

Los momentos

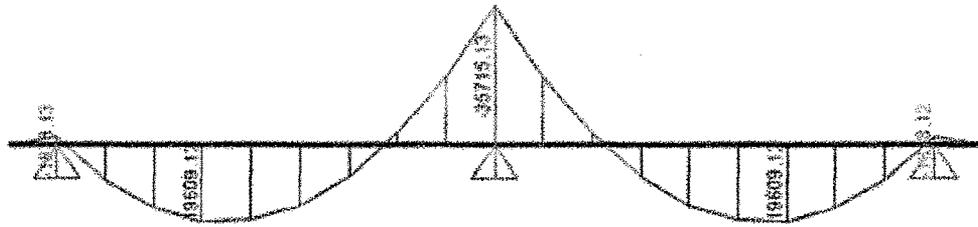


Figura Nro. 03.14 - Diagrama de momentos - viga principal

Los momentos máximos son:

$$M_{\max} = -35715.13 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = 19609.12 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

3.1.3.6.3 Análisis para la viga en el proceso constructivo

En el proceso de construcción tenemos el peso de la grúa sobre la viga principal.

Se adiciona la carga de la grúa equidistante al pilote central.

La carga de la grúa con la carga es:

$$P = (P_{\text{carga}} + P_{\text{grúa}}) / \# \text{ ejes} = (15\text{tn} + 60\text{tn}) / 2 = 37.5\text{tn} = 37500 \text{ kgf}$$

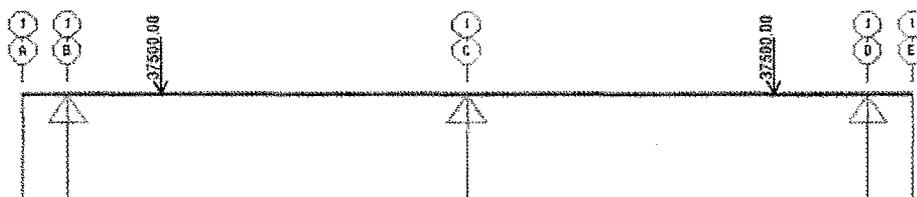


Figura Nro. 03.15 - Cargas puntuales - viga principal

Las reacciones en los apoyos es

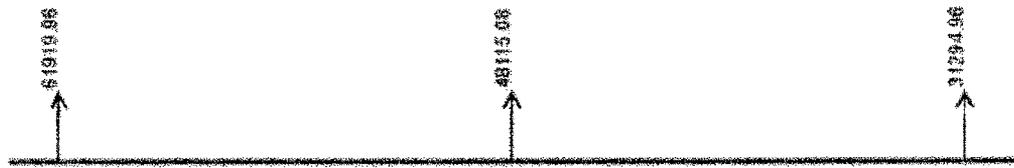


Figura Nro.03.16 - Reacciones - viga principal

En los extremos es de 61,919.96 kgf y la reacción central es 48,115.08 kgf.

Diagrama de cortante.

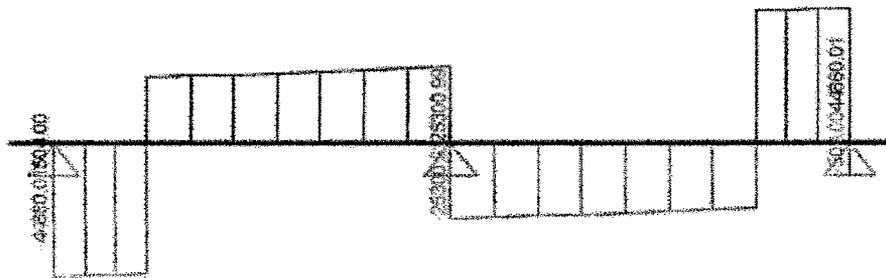


Figura Nro.03.17 - Diagrama de cortante - viga principal

$V_c \text{ max} = -44,860.01 \text{ kgf}$

$V_c \text{ max} = 44,860.01 \text{ kgf}$.

Diagrama de momentos.

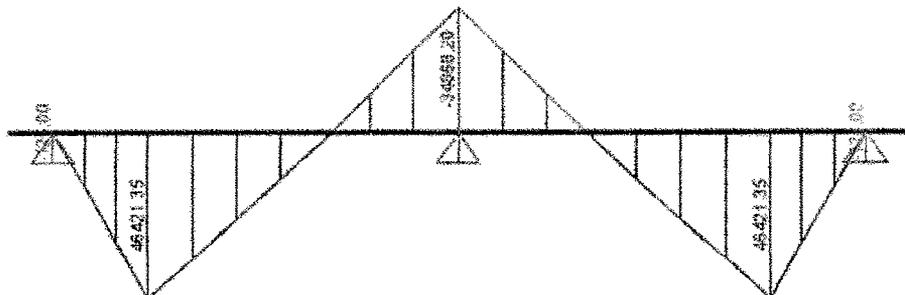


Figura Nro. 03.18 - Diagrama de momentos - viga principal

Diagrama de momentos para la carga puntual de la grúa.

Los momentos máximos son:

$$M_{\max} = -34,868.20 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = 46,421.35 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

3.1.3.6.4 Resumen

RESUMEN DE CORTANTES

VIGA PRINCIPAL CON CARGAS

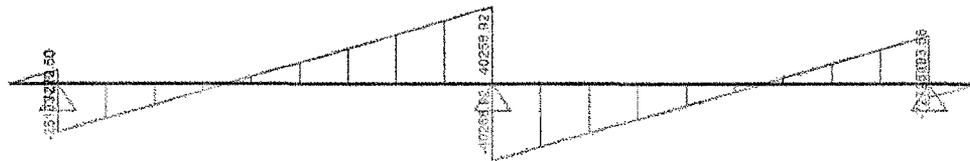


Figura Nro. 03.19 - Diagrama de cortantes cargas- VP

EN PROCESO CONSTRUCTIVO

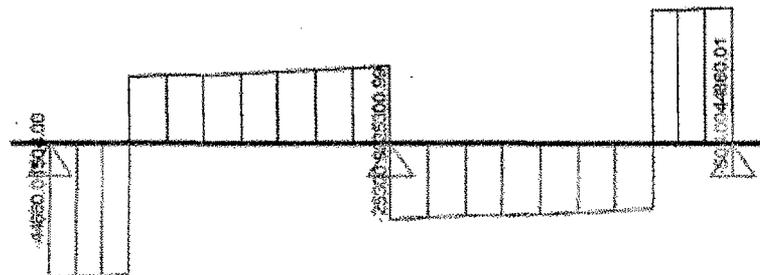


Figura Nro. 03.20 Diagrama de cortantes- VP

Tabla Nro. 03.15 - Cuadro resumen de fuerzas, momentos VP.

	Mom.Máx (-)	Mom.Máx (+)	Vc.Máx(-)	Vc.Máx(-)
VIGA CON CARGAS	-35,715.13	19,609.12	-40258.92	40258.92
PROCESO CONST	-34,868.20	46,421.35	-44,860.01	44,860.01
Más crítico	-35,715.13	46,421.35	-44,860.01	44,860.01

Diseño por flexión:

Los momentos los uniformizamos usando los más críticos.



Figura Nro. 03.21 - Valores de los momentos.

Con los momentos encontramos el refuerzo longitudinal del acero.

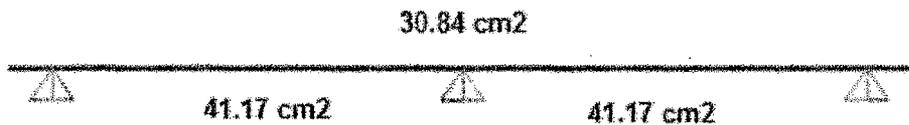


Figura Nro. 03.22 - Valores reforzamiento de acero longitudinal.

$$\emptyset 1" = 5.09 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 3/4" = 2.84 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 5/8" = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } 30.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \emptyset 1" + 4 \emptyset 5/8" = 33.48 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Para } 41.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \emptyset 1" + 5 \emptyset 3/4" = 44.77 \text{ cm}^2.$$

Diseño por corte:

$$\emptyset 3/8" @ 0.20$$

3.1.3.7 Diseño de la viga tipo T

Para el proyecto estamos simulando una viga t uniforme, con las características especiales para ser ubicadas sobre la viga principal en toda la sección como se observa en el anexo 10.

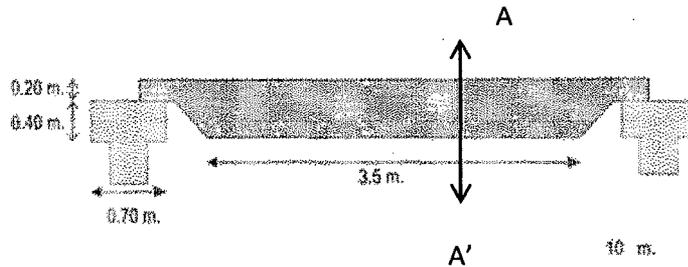


Figura Nro. 03.23 - Viga T

Vista de una sección de la viga T del corte A-A':

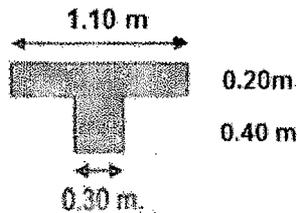


Figura Nro. 03.24 - Viga T Sección.

Tenemos dos tipos de vigas secundarias que las distribuimos sobre la viga principal como se muestra en la figura 03.31.

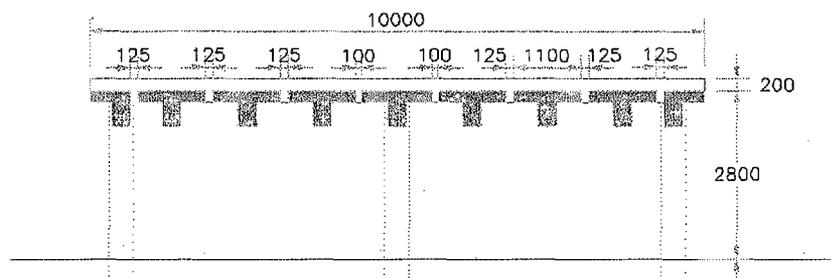


Figura Nro. 03.25 - Viga T Sección A-A'

3.1.3.7.1 Cargas muertas y vivas que soporta la viga t

Carga Muerta propia:

$$\text{La viga T} = (1.10 \cdot 20 + 30 \cdot 40) \cdot 2400 = 816 \text{ kgf/m}$$

$$\text{CM viga T} = 816 \text{ kgf/m} \cdot 5 \text{ m} = 4080 \text{ kgf}$$

Carga Muerta Adicional:

Para la losa $h=0.20\text{m}$

$$\text{Carga Muerta losa} = 0.20 \cdot 1.1 \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM losa} = 528 \text{ kgf/m} \cdot 5 \text{ m} = 2640 \text{ Kgf}$$

Le asignamos 528 kilogramos fuerza x metro de carga adicional muerta.

Carga Viva

$$\text{La sobrecarga} = 500 \cdot 1.1 = 550 \text{ Kgf/m} \quad \text{CVsc} = 550 \cdot 5 = 2750 \text{ kgf}$$

Para diseñar por flexión

La viga principal es de 1.10×0.60 , usamos un peralte total de la viga menos 6.25 centímetros.

El área de acero mínimo exigido por la Norma E.060, para secciones rectangulares, viene dada por la fórmula:

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{d}{f_y}$$

Reemplazando en la fórmula anterior, con $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $b = 110 \text{ cm}$ y $d = 53.75 \text{ cm}$, se obtiene un área mínima de 15.4242106.

Para diseñar por corte

Para determinar el acero de los estribos la cortante la castigamos dividiendo entre 0.8

$$V_n = V_{du} / 0.8 =$$

La cortante es la suma de la cortante que soporta el acero + la cortante del concreto

$$V_n = V_c + V_s$$

Lo que soporta el concreto

$$V_c = 0.53 * ((f'c)^{1/2}) * b_w * d$$

Entonces lo que soporta el acero es.

$$V_s = V_n - V_c$$

El cálculo del acero será

$$S = A_v * F_y * d / V_s$$

3.1.3.7.2 Análisis para la viga T

Adicionamos la carga muerta 528 kgf/m

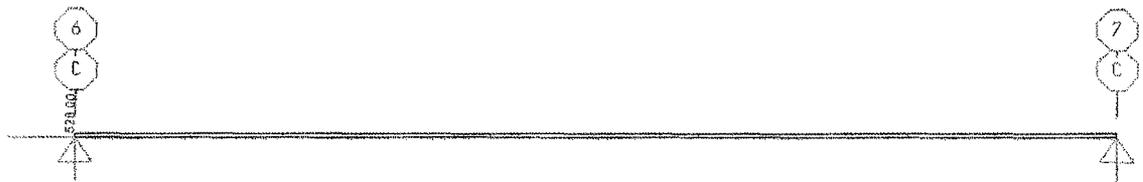


Figura Nro. 03.26 - Carga muerta en la viga T

Adicionamos la carga viva 550 kgf/m

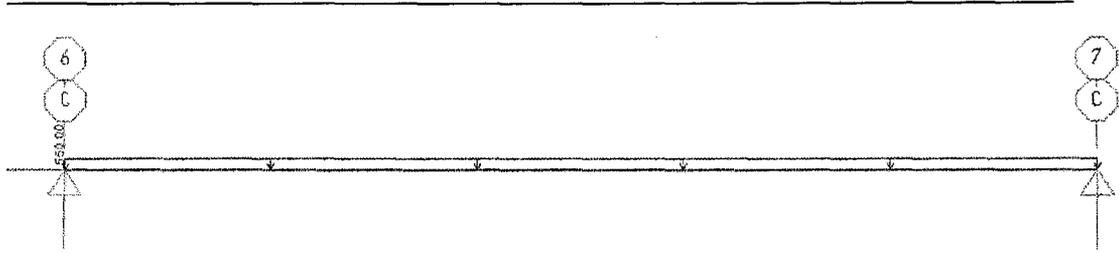


Figura Nro. 03.27 - Carga viva en la viga T

3.1.3.7.3 Análisis de la viga con cargas vivas y muertas

Para la combinación = $1.5CM+1.75CV$



Figura Nro. 03.28 - Reacciones en la viga T

Las reacciones son 7446.25 kgf

Diagrama de corte:



Figura Nro. 03.29 - Diagrama de corte - viga T

$V_c \text{ max} = 7446.25$ y $V_c \text{ min} = -7446.25$

Diagrama de momentos:



Figura Nro. 03.30 - Diagrama de momentos corte - viga T

El momento máximo:

Tenemos el momento máximo a 2.5 m de 9,307.81 kgf *m

3.1.3.7.4 Análisis de la viga en el proceso constructivo.

En el proceso de construcción tenemos el peso de la grúa sobre la viga T.

Adición de la carga puntuales por la grúa, de 14 toneladas a 1.8 metros y 3.2 metros.

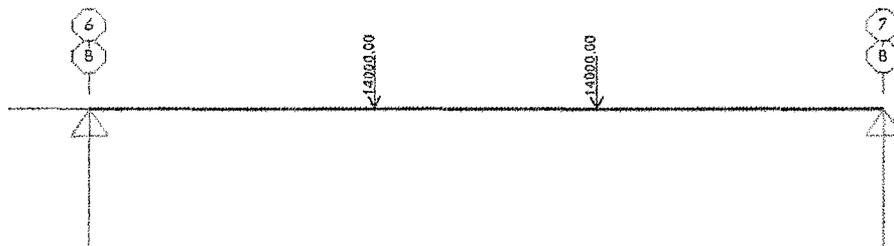


Figura Nro. 03.31 - Carga de la grúa - viga T

Distribución de las cargas puntuales de la grúa para la combinación.



Figura Nro. 03.32 - Reacciones - viga T

Las reacciones en los apoyos es de 31946.25 kgf.

Diagrama de cortante

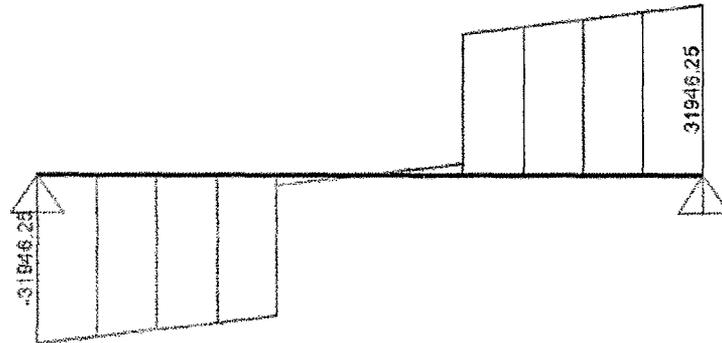


Figura Nro. 03.33 - Diagrama de cortante - Viga T

$V_c \max = 31946.25$ y $V_c \max = 31946.26$

Diagrama de momentos

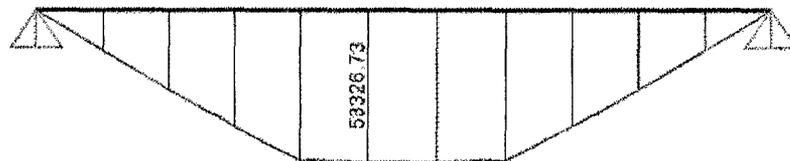


Figura Nro. 03.34 - Diagrama de momentos - viga T

Tenemos el momento máximo a 2.5 m de 53,326.73 kgf *m.

Entonces tenemos para la viga el siguiente resumen de momentos y cortantes:

Tabla No. 03.16 - Resumen de fuerzas, momentos VT

	Mom.Max (-)	Mom.Max (+)	Vc.Max(-)	Vc.Max(+)
VIGA CON CARGAS	-	9307.81	7446.25	-7446.25
PROCESO CONST	-	53326.73	31946.25	-31946.25
Más crítico	-	53326.73	31946.25	-31946.25

Diseño por flexión:

Los momentos

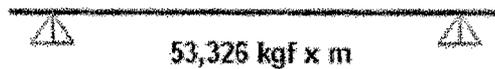


Figura No. 03.35 - Valor del momento de la viga T

Con los momentos encontramos el refuerzo longitudinal del acero positivo.

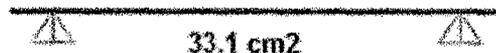


Figura No. 03.36 - Reforzamiento de acero longitudinal de la viga T

Para el Refuerzo acero negativo:

$$A_s(-) = A_s(+)/3 = 33.1/3 = 11.03$$

$$\varnothing 1" = 5.09 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 3/4" = 2.84 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 5/8" = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } 33.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \varnothing 1" = 35.68 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 8 \varnothing 1" = 40.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } 11.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \varnothing 5/8" = 11.88 \text{ cm}^2.$$

Diseño por corte:

$$\varnothing 3/8" @ 0.20$$

3.1.3.8 Diseño de la losa

Sobre las vigas secundarias se proyecta una losa macizas de 0.20 m de espesor, esta losa debe ser diseñada por flexión y cortante, considerando una sobrecarga de 500 kgf/m².

Se diseñará siguiendo el procedimiento de secciones rectangulares con un peralte "d" igual a al espesor menos 3 cm (d= h-3 cm) y un ancho de constante de b= 100 cm.

$$b= 100 \text{ cm}$$

$$d=20-3-1.2=15.8 \text{ cm.}$$

La losa tiene una carga viva= 500 kgf/m

De lo cual tenemos un momento máximo de 1034 kgf* m

Es decir necesitamos $A_s = 2.10 \text{ cm}^2$

Debemos tener en cuenta el acero mínimo a utilizar.

$$A_{smin} = 0.0018 b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15.8 = 2.84 \text{ cm}^2$$

Para lo cual usaremos varillas de $\varnothing 3/8"$ (Área= 0.7097 cm²)

Si tenemos b=100 cm entonces usamos 4 $\varnothing 3/8"$, que hacen un área de acero= 0.7097*4= 2.8388 cm².

Si tenemos b=100 cm entonces usamos 5 $\varnothing 3/8"$, que hacen un área de acero= 0.7097*5= 3.55 cm².

Es decir usamos $\varnothing 3/8" @ 0.25 \text{ cm.}$

3.1.3.9 Diseño de la losa del núcleo.

Para darle mayor estabilidad al puente, cada 8 secciones se construye un núcleo central de 0.80 m de espesor que será sostenido por cuatro pilotes inclinados.

La losa debe ser diseñada por flexión y cortante, considerando una sobrecarga de 500 kgf/m².

Se diseñará siguiendo el procedimiento de secciones rectangulares con un peralte "d" igual a al espesor menos 3 cm ($d = h - 3 \text{ cm}$) y un ancho de constante de $b = 100 \text{ cm}$.

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 80 - 5 - 1.2 = 73.8 \text{ cm.}$$

La losa tiene una carga viva = 1500 kgf/m

De lo cual tenemos un momento máximo de 15200 kgf* m

Es decir necesitamos $A_s = 5.50 \text{ cm}^2$

Debemos tener en cuenta el acero mínimo a utilizar.

$$A_{smin} = 0.0018 b * h = 0.0018 * 100 * 73.8 = 13.3 \text{ cm}^2$$

Para lo cual usaremos varillas de $\varnothing 3/4"$ (Área = 2.84 cm²)

Si tenemos $b = 100 \text{ cm}$ entonces usamos 5 $\varnothing 3/4"$, que hacen un área de acero = $2.84 * 5 = 14.20 \text{ cm}^2$.

Es decir usamos $\varnothing 3/4" @ 0.20 \text{ cm}$.

3.2 CABEZO

3.2.1 Consideraciones generales

El cabezo está conformado por una plataforma de 25 m de ancho por 150m de largo. La estructura está conformada por un sistema de pilotes y vigas, las cuales están diseñadas para soportar la sobrecarga de la grúa de montaje y los trenes de carga. Los trenes de carga serán soportados por vigas de concreto armado.

Para el diseño, el cabezo está considerado como un conjunto de pórticos unidos por plataformas y vigas, sometidos a cargas de gravedad, cargas sísmicas y cargas móviles, con la finalidad de obtener el máximo desplazamiento horizontal en algunos de los pórticos (análisis tridimensional); desplazamiento que es considerado como el más desfavorable.

Con las envolventes de momentos y cortantes obtenidos del análisis anterior se procede al diseño de cada elemento. Previamente se diseñan las losas nervadas, las que junto con las vigas longitudinales conforman las plataformas del puente.

3.2.2 Metodología constructiva.

Para la construcción del cabezo hemos determinado previamente trabajar con un sistema estructural de 5 pilotes unidos por una viga principal, estos pórticos a la vez soportaran a las vigas longitudinales sobre la cual se colocara losas macizas de concreto.

El cabezo tiene las dimensiones de 150 metros x 25 metros y se debe encontrar a una distancia aproximadamente de 10 metros del fondo del mar.

Una vez construida la pasarella se continuará con el hincado de los pilotes, teniendo en cuenta el diseño del cabezo sus dimensiones y la ubicación de los primeros pilotes que se clavarán que se encuentran aproximadamente en el centro del fin de nuestro puente.

3.2.2.1 Hincado de pilotes.

Según el diseños del muelle, tenemos cinco pilotes en cada uno de los ejes, a 6 metros de distancia entre ellos y además existe una distancia entre ejes a 4.975 m,(6) teniendo un total de 30 tramos.

Pilotes de acero

La infraestructura del cabezo está basada en un sistema de pilotes tubulares de acero con el extremo inferior abierto y con diámetro de 16". Específicamente los pilotes de acero de los ejes del cabezo tendrán 16" de diámetro, ½" de espesor y un peso aproximado de 120 kg/m (ANEXO 15).

"Las guías para los pilotes estarán ubicadas casi en el extremo de las plantillas, siendo éstas unas canastillas construidas también con tubos de acero estándar de 4" de diámetro que llevan rodillos de jebe para evitar el deterioro del forro de polietileno de los pilotes de acero. Para conservar la verticalidad de los elementos en la zona de rompiente, se colocara sobre las canastilla de la plantilla uno tubos de acero de 4" de diámetro, de 1.6 metros de longitud y con rodillos de jebe ubicados en la parte superior".(FUENTES ORTIZ 2001)

Para el hincado de estos pilotes necesitamos dos grúas de 50 y 70 toneladas, un martillo Delmag - D30, una plantilla de hincado, un equipo de corte y uno de soldar.

El hincado de pilotes se realizará utilizando un martillo cuyo dispositivo provee energía en el impacto, el tipo de martillo.

3.2.2.2 Vigas principales prefabricadas

Las vigas principales según el diseño tienen las siguientes características.

- Son de concreto armado y prefabricadas (Las vigas principales deben ser construidas de acuerdo a los diseños preestablecidos).
- Las dimensiones son de 0.50 x 0.70 metros teniendo un adicional de 0.30 metros a la altura donde se hace contacto con los pilotes según diseño (ANEXO 16).
- Para su transporte se consideró dos izajes.

PROCEDIMIENTO

Una vez colocados los cinco pilotes adecuadamente.

1. Con el uso de un camión plataforma de 4x2 122 hp de 8 toneladas, se transportar la vigas hasta los pilotes.

2. Usando una grúa de 70 ton. y usando los izajes diseñados en la viga prefabrica se procede a colocar la viga sobre los tres pilotes de tal forma que ingresen con perfección en ellos constituyendo el pórtico.
3. Una vez colocado se procederá a unir la viga con los tres pilotes, utilizando concreto $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.2.3 Vigas secundarias

Las vigas secundarias tienen las siguientes características:

- Son vigas T de concreto armado 1.1 x 0.6 metros con una altura superior de 0.20m y un ancho inferior de 0.30 metros.
- Las vigas T, también son prefabricas y tenemos dos tipo de viga las de los extremos y las internas que son propiamente vigas T, mientras que las primeras son medias T. (Anexo 17)

PROCEDIMIENTO

Una vez colocados los pórticos adecuadamente procedemos:

- 1) De acuerdo al diseño de los planos construiremos las vigas secundarias cerca del muelle.
- 2) Con el uso de un camión plataforma transportamos las vigas T.
- 3) Existen dos fase para la colocación de las vigas T
 - a. Una de ellas es colocarlas para que sirva de paso para los vehículos de transporte y de esta forma continuar con el hincado y construcción de los pórticos, en los ejes siguientes y
 - b. La segunda etapa es ya para colocar todas las vigas principales en esperar e la construcción de la losa.
- 4) Usando una grúa de 70 tn. se procede a colocar las vigas T prefabricadas sobre las vigas principales teniendo en cuenta las distancias determinadas en los planos de diseño.

3.2.2.4 Núcleo central

En el cabezo los núcleos, se construirán, entre eje y eje de la viga principal, en esta oportunidad será uno ó dos en forma consecutiva, solo en los extremos no van los núcleo. Los núcleos se colocan desde el segundo pilote y se construyen para darle mayor estabilidad al cabezo, este núcleo es sostenido por cuatro pilotes inclinados.

Entre los ejes 8 y 9 se comienza con un núcleo central de dimensiones 4.7 x 4.983 de área y de altura de 0.60 m.

Procedimiento:

- 1) Se colocará los cuatro pilotes inclinados centrales distanciados 0.606 metros entre ellos (de acuerdo al diseño detallado en los planos).
- 2) Se armará el encofrado.
- 3) Se ubicará los refuerzos de acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de $\frac{3}{4}$ " de acuerdo al diseño descrito en los planos.
- 4) Se vaceará el concreto de $f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$. por tramos.

3.2.2.5 Losa del cabezo

La losa proyectada en nuestro cabezo de 25metros x 150metros es de 30 cm que descansara sobre las vigas T.

Una vez instalado el encofrado, se procederá a colocar los refuerzos de acero de acuerdo al diseño descrito en los planos.

Luego se deberá vaciar el concreto premezclado de $F_c' = 245 \text{ kg/cm}^2$, por tramos.

3.2.3 Diseño estructural del cabezo

Para el diseño, el cabezo es considerado como un conjunto de pórticos unidos por plataformas y vigas, sometidos a cargas de gravedad, cargas sísmicas y cargas móviles, con la finalidad de obtener el máximo desplazamiento horizontal en algunos de los pórticos (análisis tridimensional); desplazamiento que es considerado como el más desfavorable.

Con las envolventes de momentos y cortantes obtenidos del análisis anterior se procede al diseño de cada elemento. Previamente se diseñan las losas nervadas, las que junto con las vigas longitudinales conforman las plataformas del cabezo.

3.2.3.1 Estructuración

El cabezo está formado por un sistema aporticado de 30 tramos. Cada pórtico consta de cinco pilotes unidos por una viga principal. Esta viga principal recibe a su vez a vigas longitudinales (vigas T) sobre las cuales se coloca una losa maciza de 25 cm. de espesor, lo cual proporciona un comportamiento de losa nervada.

Para dar estabilidad a la estructura cuenta con unos bloques de concreto, el bloque cuenta con un núcleo de concreto conformado por cuatro pilotes inclinados adicionales situados en la parte central de dicho tramo.

Los pilotes de los pórticos son de concreto armado y tienen un diámetro de 16". La losa nervada ha sido dimensionada para resistir el peso de la grúa de montaje y una sobrecarga de 1500 kg/m².

3.2.3.2 Propiedades de la estructura

La estructura existente presenta las siguientes características:

- Resistencia Mecánica del Concreto Armado :
- Resistencia a la fluencia del Acero Grado 60 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Resistencia a la compresión del Concreto en pilotes $f'_c = 310 \text{ Kg/cm}^2$.
- Resistencia a la compresión del Concreto losas y vigas $f'_c = 245 \text{ Kg/cm}^2$.
- Sobrecarga de 1500 kg/cm².
- Resistencia Mecánica de Estructura Metálica de acuerdo: Pilotes de Acero. Tubos Metálicos A36 con forro.

3.2.3.3 Cargas

La verificación estructural de la estructura se basa fundamentalmente para fuerzas producidas por la carga muerta, cargas variables y carga por la acción del sismo.

Cargas por peso propio

Se considera el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio, que se supone sean permanentes.

Cargas variables

Son aquellas por las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas incluyen los pesos de los vehículos y las personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas de empuje de agua y supresiones.

Cargas vivas de vehículos

La carga viva de diseño será la correspondiente a la suma de camión de diseño tomándose aquello que produce los efectos más desfavorables y las sobrecarga distribuida.

El camión de diseño es el tipo **HS 20**.

Trenes de carga para el embarque (Ship Loader)

La sobrecarga distribuida es de 500 kg/m² sobre la estructura y en las zonas donde genere los mayores efectos.

Para el análisis se considerara dos vías de tránsito.

Fuerzas de frenado y aceleración

Las fuerzas de frenado y aceleración se supondrán iguales al 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones de diseño. Se supondrá que las fuerzas de frenado actúan horizontalmente, en dirección longitudinal y aplicada a 1.8m sobre el nivel de la losa del tablero.

Se considera también la carga de frenado de 30.7 ton., generadas por las grúas SHIP LOADER. Asimismo las cargas por impacto generados por estos.

Cargas de viento

Las presiones originadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. Para puentes con menos de 10m medidos desde el nivel de agua o desde la parte más baja del terreno se considera constante. Para alturas mayores será determinado mediante:

$$V_z = C V_{10} L_n \left(\frac{z}{z_0} \right) \geq V_{10}$$

V_z = Velocidad del viento a la altura z

V_{10} = Velocidad del viento a una altura de 10m.

Z = Altura por encima del terreno o agua.

C y Z_0 de acuerdo a la tabla siguiente.

Tabla Nro. 03.17 - Cálculo de Z

CONDICIÓN	PUEBLOS ABIERTOS	SUBURBANOS	CIUDAD
$C(\text{km/h})$	0.330	0.380	0.485
$Z_0(\text{m})$	0.070	0.300	0.800

Fuente: Norma E 030

Las presiones horizontales de la estructura serán dadas por la expresión:

$$P = P_B \left(\frac{V_z}{100} \right)^2$$

Donde P = Presión del viento en KN/m^2

P_B = Presión básica correspondiente a una velocidad de 100 Km/h dada en la tabla siguiente. En KN/m^2

Tabla Nro.03.18 - Factores de viento

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m ²)	Presión por Sotavento (kN/m ²)
Armaduras, Columnas y Arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.5	NA

Fuente: Norma 030

Carga sismo

De acuerdo a la norma técnica E030 diseño sismo resistente (Anexo 21), aplicaremos la fuerza de sismo para el diseño.

- Fuerza Cortante en la Base:

La fuerza cortante en la base de la estructura será determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Teniendo en cuenta que el valor de C/R debe ser como mínimo: $\frac{C}{R} \geq$

0.125

- Zonificación:

Tabla Nro. 03.19 - Factores de zona

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Fuente: Norma E030

En nuestro caso nos encontramos en la tercera zona con un factor igual a z=0.4

- Categoría de las edificaciones (factor U)

El factor U es el coeficiente de uso e importancia el cual nos indica cómo deben ser clasificada cada estructura de acuerdo a las categorías indicadas en la tabla que se encuentra a continuación.

Tabla Nro. 03.20 Factores U

CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	EDIFICACIONES ESENCIALES	1.5
B	EDIFICACIONES IMPORTANTES	1.3
C	EDIFICACIONES COMUNES	1
D	EDIFICACIONES MENORES	(*)

Fuente: Norma E030

En nuestro caso al tratarse de un muelle el factor U o factor de importancia es para edificaciones esenciales por lo que el factor es equivalente a $U=1.5$

- Microzonificación sísmica y estudios de suelos:

Tabla Nro. 03.21 - Parámetros del suelo

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S1	Roca o suelo muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

Fuente: Norma E030

En nuestro caso consideraremos un perfil S2 con un $S= 1.2$ y $T_p=0.6$

- Factor de Amplificación Sísmica (C)

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T}; \quad C \leq 2.5$$

En la cual T es el periodo fundamental definido por:

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

De acuerdo a las características de nuestro proyecto elegimos $Ct=45$

$$\text{Con } hN = 10 \rightarrow T = \frac{hn}{ct} = \frac{10}{45} = 0.222$$

$$T = 0.222 \rightarrow C = 2.5 * \frac{T_p}{T} = 2.5 * \frac{0.6}{0.2222} = 6.7506$$

Como $C \leq 2.5$ nos quedamos con el valor de $C = 2.5$

- Sistemas Estructurales (R)

Tabla Nro. 03.22 - Coeficiente de reducción R.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*)(**)
Concreto Armado	
Pórticos(1)	8
Dual(2)	7
De muros estructurales (3)	6

Fuente: Norma 030

Elegimos R= 8

Luego de hallar los valores necesarios para determinar la fuerza cortante en la base reemplazamos:

$$Z=0.4, U=1.5, C=2.5 \text{ y } S=1.2$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.4*1.5*2.5*1.2}{8} * P = 0.225P$$

Este valor usaremos para aplicar la carga de sismo estática.

CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Las consideraciones adoptadas para poder realizar un análisis dinámico de la estructura son mediante procedimientos de superposición espectral. Un análisis de superposición espectral se basa en la utilización de periodos naturales y modos de vibración que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

Para el análisis sísmico se ha seleccionado el Método Espectral Multimodal, en donde el número de modos incluidos en el análisis debería ser al menos tres veces el número de tramos en el modelo. El espectro de respuesta sísmica elástica será usado para cada modo y los desplazamientos y las fuerzas de los elementos pueden ser estimados usando el método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados

$$C_{sn} = 1.2 AS / T_n^{2/3} \leq 2.5 A$$

Donde

T_n = Periodo de vibración del modo analizado.

A = Coeficiente de aceleración $A = 0.30$

S = Coeficiente de suelo $S = 1.20$

Coeficiente de Aceleración: El coeficiente de Aceleración A para ser utilizado en la aplicación de estas disposiciones deberá ser determinado del mapa de isoaceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años.

El diseño de la ampliación de la estructura se realizará utilizando las Normas de Diseño vigentes en el Reglamento Nacional de Construcciones y Las Especificaciones Técnicas del Código 318 – 99 del ACI para el Diseño de Elementos de Concreto Armado.

3.2.3.4 Cálculo de desplazamiento de pórtico.

3.2.3.4.1 Cálculo del desplazamiento por carga de sismo dinámica.

Modelamos el puente en 3D y lo sometemos a una fuerza espectral calculada de acuerdo a la norma de sismo.

Calculamos los valores.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

$$Z=0.4, U=1.5, C=2.5 \text{ y } S=1.2 \text{ R}=8 \text{ g}=9.81.$$

Tabla Nro. 03.23 – Valores de T VRS Sa

T	Sa
0	2.21
0.1	2.21
0.2	2.21
0.3	2.21
0.4	2.21
0.5	2.21
0.6	2.21
0.7	1.89

0.8	1.66
0.9	1.47
1	1.32
1.1	1.2
1.2	1.1
1.3	1.02
1.4	0.95
1.5	0.88
1.6	0.83
1.7	0.78
1.8	0.74
1.9	0.7
2	0.66

Obtenemos la gráfica el espectro.

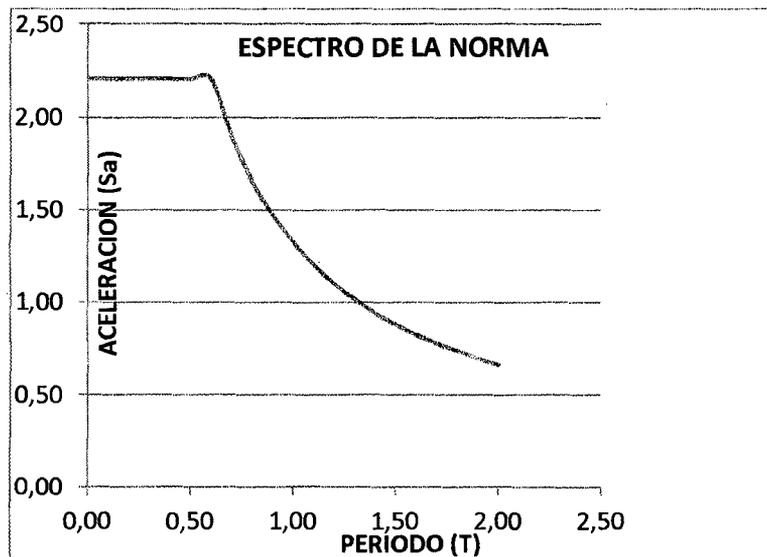


Figura Nro. 03.37 - Espectro de la norma.

Modelamos el puente en 3D en SAP 2000

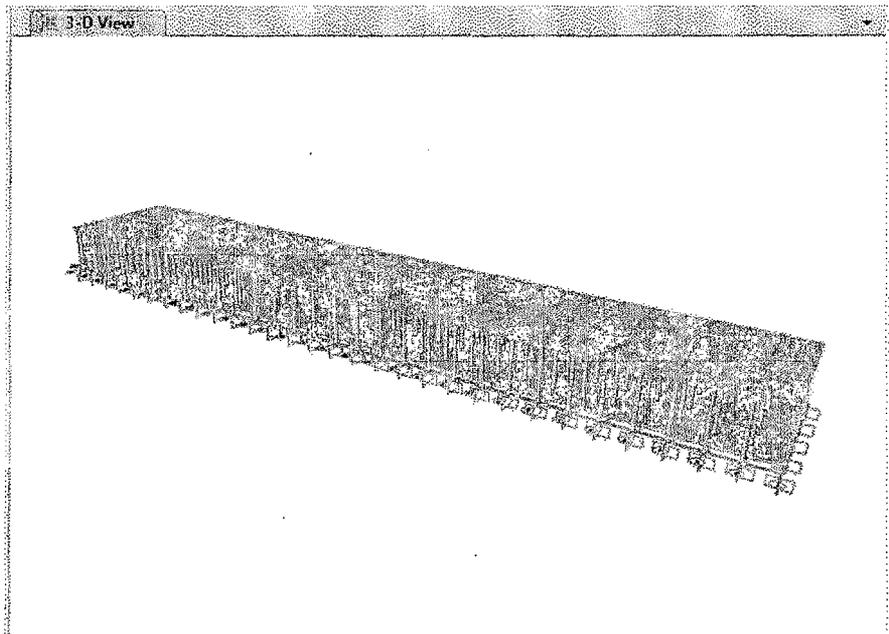


Figura Nro. 03.38 - Modelamiento del cabezo.

Adicionamos el espectro.

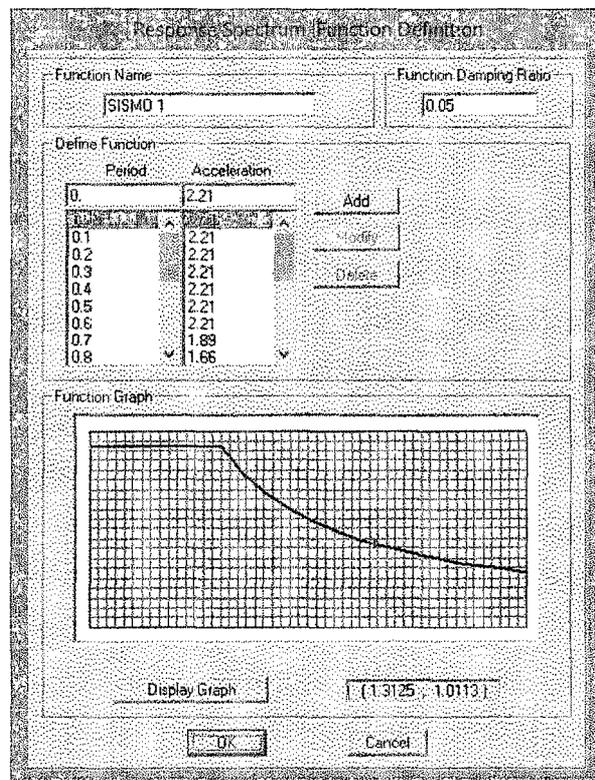


Figura Nro. 03.39 - El espectro en SAP 2000

Y aplicamos el espectro con las combinaciones de carga.

Para el sismo en el eje x.

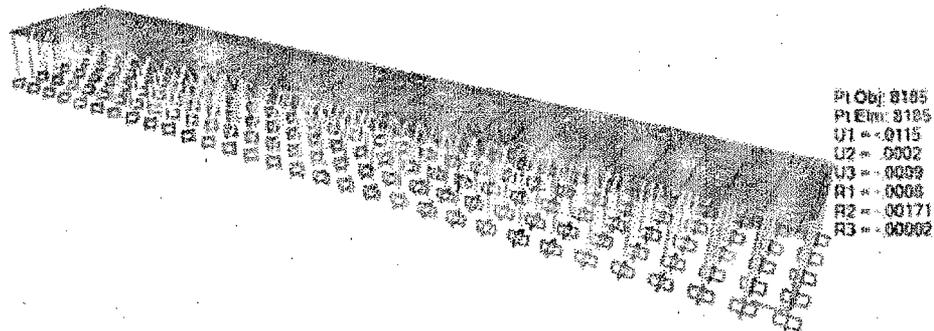


Figura Nro. 03.40 - Desplazamiento del cabezo para sismo X

Encontramos el desplazamiento:

$$U1 = X = 0.0115 \text{ m}$$

$$U2 = Y = 0.0002 \text{ m}$$

$$U3 = Z = 0.0009 \text{ m}$$

Para el sismo en el eje y.

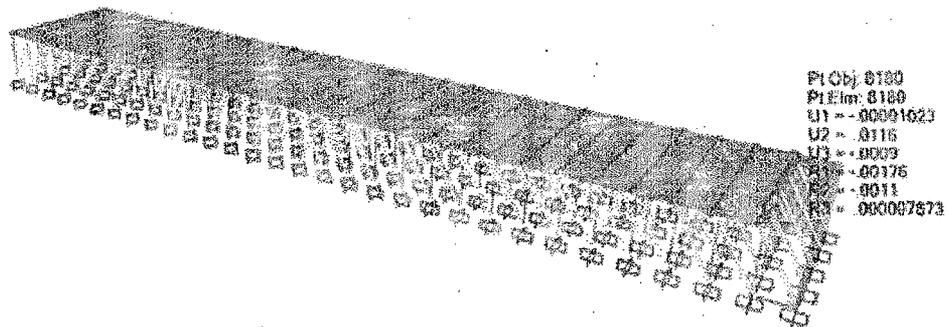


Figura Nro. 03.41 - Desplazamiento del cabezo para sismo Y.

Encontramos el desplazamiento:

$$U1 = X = 0.000010 \text{ m}$$

$$U2 = Y = 0.0116 \text{ m}$$

$$U3 = Z = 0.0009 \text{ m}$$

Es decir que el desplazamiento obtenido no supera el límite permitido.

3.2.3.5 Cálculo de la fuerza de ataque

Fuerza de Ataque

$$E = \frac{W * y^2 * C_m * C_e * C_s}{2g}$$

Velocidad de diseño 0.10 m/s para una Nave de (25000 tn)

Donde:

W: pesa (33333.33 t)

V: velocidad de ataque (0.10) m/s

C_m: factor de masa (1.3)

C_e: factor de excentricidad (0.5)

C_s: factor de blandura (0.9)

g: aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)

Reemplazando valores:

$$E = \frac{33,333.33 \times 0.10^2 \times 1.3 \times 0.5 \times 0.9}{2 \times 9.8}$$

F_{ataque} = 9.51 tn.

3.2.3.6 Diseño estructural de pilotes

La estructura del puente está compuesto por pórticos de tres pilotes unidos por una viga principal, sobre se une los pórticos con vigas secundarias y sobre se vacea una losa de 0.20 m.

Toda esta estructura es soportada por los pilotes como observamos el figura Nro 04.07 encontramos el más crítico con un valor de **Pu= 164,346.24 kg**

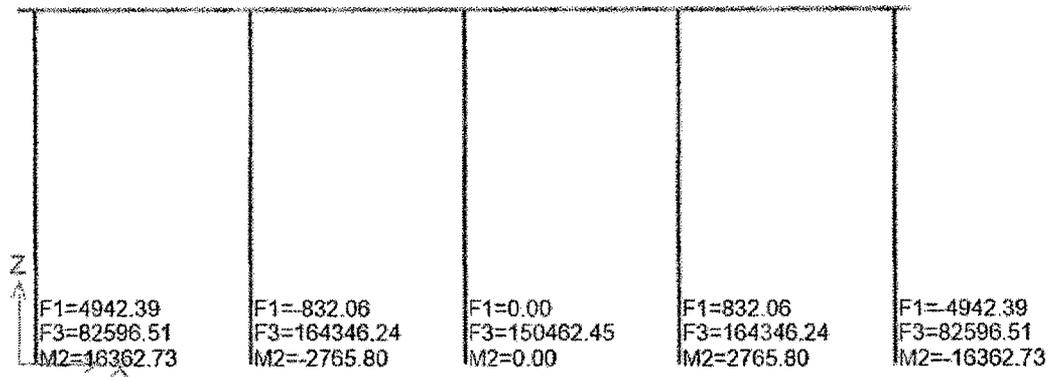


Figura No. 03.42 - Reacciones en un pórtico

Calcularemos la capacidad portante de los pilotes de acero de diámetros de 16" y 24"

CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE LOS TUBOS (PILOTES)

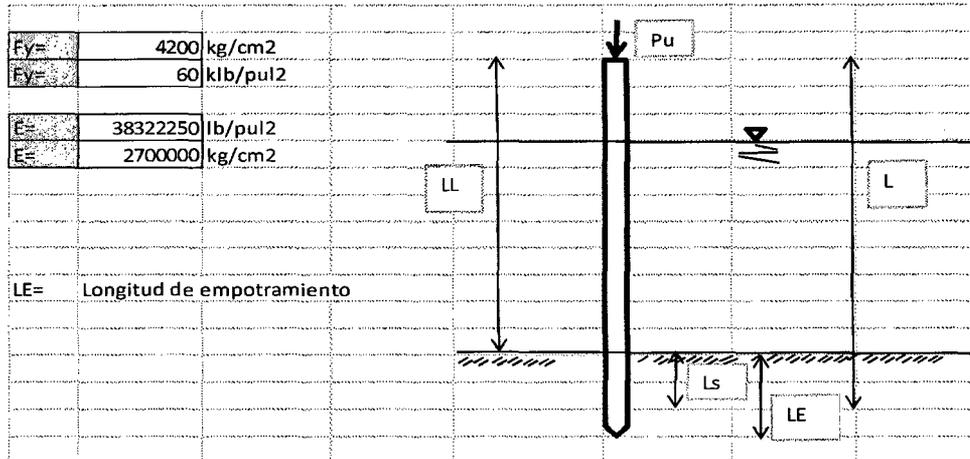


Figura Nro. 03.43 - Características del pilote

FUNDAMENTOS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (P ADMISIBLE)

La capacidad admisible que soportará el pilote depende de:

$$P_{ad} = F_a \times A$$

Donde: F_a es el factor admisible

$A =$ Área transversal del pilote

$$F_a = C_a \times F_y \quad \text{si} \quad \frac{KL}{r} \leq C_c$$

$$F_a = 12 \pi^2 \times \frac{E}{23 \times \frac{KL^2}{r}} \quad \text{si} \quad \frac{KL}{r} \geq C_c$$

Entonces es necesario calcular C_c y este depende del f_y , para este cálculo usamos la tabla de valores C_c

PRIMER CASO

Tabla Nro. 03.24 - Valor de Cc.

Tabla: Valores Cc			
Fuente: American Institute of Steel Construction			
Libro: Ingeniería Portuaria /César Fuentes Ortiz/Pág 219			
Fy(ksi)	Cc	Con la tabla encontramos	
33	131.7	Ace ro	
35	127.9	Fy=	60
36	126.1		
39	121.2	Cc=	97.7
40	119.6		
42	116.7	Libra=	0.45359237
45	112.8		
46	111.6		
50	107		
55	102		
60	97.7		
65	93.8		
90	79.8		
100	75.7		

Fuente: Fuentes Ortiz 2001.

Entonces tenemos el valor Cc= 97.7

Asumimos:

KL/r=	60
Cc=	97.7

(KL/r)/Cc=	0.61412487
------------	------------

Si $KL/r \leq Cc$ → $Fa=Ca \cdot Fy$

Entonces utilizamos la siguiente tabla, para encontrar el valor de Ca

Tabla Nro. 03.25 - Valores Ca

Tabla: Valores Ca			
Fuente: American Institute of Steel Construction			
Libro: Ingeniería Portuaria /César Fuentes Ortiz/Pág 219			
(KL/r) <= Cc (Fa=CaFy)			
(KL/r)/Cc	Ca	Fy=	60 KL/pulg2
0.33	0.529		
0.34	0.527	Ca=	0.434
0.35	0.524		
0.36	0.521	Fa=Ca*Fy	26.04 KL/pulg2
0.37	0.518		
0.38	0.515	A=Pu/Fa	
0.39	0.512		
0.40	0.509		
0.41	0.506		
0.42	0.502		
0.43	0.499		
0.44	0.496		
0.45	0.493		
0.46	0.489		
0.47	0.486		
0.48	0.483		
0.50	0.460		
0.60	0.440		
0.61	0.434		
0.62	0.432		

Fuente: Fuentes Ortiz 2001.

Con el valor $(KL/r)/Cc = 0.614$ usamos el valor $Ca=0.434$

Encontramos entonces en valor de $Fa=Ca*Fy = 0.434*60 = 26.04 \text{KL/pulg}^2$

SEGUNDO CASO

Si $Kl/r > C_c \rightarrow F_a = 12 \cdot \pi^2 \cdot E / (23 \cdot (kl/r)^2)$

NOTA:

Para ambos casos necesitamos conocer el KL/r

Para el diseño de elementos sujetos a compresión axial usamos las normas propuestas por el manual de diseño en acero, elaborado por el American Institute of Steel Construction AISC 89

Diseño de pilotes de acero sometidos a carga axial de compresión.

La relación de esbeltez relativa (kl/r) depende de la longitud (L) no apoyada del pilote y el radio (r) de su sección transversal.

K depende de la condición de los extremos.

Tabla Nro. 03.26 - Valores de K .

						
K	0.50	0.70	1.00	1.00	2.00	2.00
DISEÑO RECOMENDADO	0.65	0.80	1.20	1.00	2.10	2.00

Fuente: Fuentes Ortiz 2001.

Usaremos $k=0.8$

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA PILOTES DE 16" DE DIÁMETRO.

Tabla Nro. 03.27 - Características del pilote de acero Ø16"

CARACTERISTICAS DE LOS TUBOS		CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES	
Diametro	16 pulgadas	Datos de los suelos	
D1	40.64	teta=	25°
D2	38.24	alfa=	20°
$I = \pi(D1^4 - D2^4) / 64$		ro=	0.8 t/m ³
I=	28937.01358 cm ⁴	k=	0.45 kg/cm ³
I=	695.214532 pulg ⁴	nh=	0.495 kg/cm ³
$r = ((D1^2 + D2^2) / 4)^{(1/2)}$		nh=	495 t/m ³
r=	13.95059855 cm	nh=	15.0480169 lb/pulg ³
r=	5.492361635 pulg	Estimación del punto fijo	
$S = \pi(D1^4 - D2^4) / (32 * D1)$		Ls=	1.8 T
S=	1424.065629 cm ³	Le=	4T
S=	86.9018165 pulg ³	$T = (EI/nh)^{.20}$	
$A = \pi * (D1^2 - D2^2) / 4$		T=	70.7323544 pulg
A=	148.6852971 cm ²	T=	179.66018 cm
A=	23.04626714 pul ²	T=	1.7966018 m
		Ls=	3.23388324 m
		Le=	7.18640721 m

Necesitamos encontrar KL/r, de la tabla encontramos r= 13.95 cm y Ls= 3.23m.

El valor L=Ll+Ls

Usamos una hoja de cálculo para encontrar los valores de KL/r para las diferentes alturas.

Con este valor lo comparamos con Cc=97.7 y si:

$$Kl/r < Cc \implies Fa = Ca * Fy$$

$$Kl/r > Cc \implies Fa = 12\pi^2 E / (23(KL/r)^2)$$

Con estos datos encontramos Fa y Padm=Fa*A

Tabla Nro. 03.28 - Cálculo de la relación de esbeltez

CÁLCULO DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ:								
If=m	2	4	6	8	10	12	14	16
L=H+hs	5.233883245	7.23388324	9.233883245	11.23388324	13.2338832	15.2338832	17.2338832	19.2338832
L=H+hs	5.5	7.5	9.5	11.5	13.5	15.5	17.5	19.5
K=0.8								
r=13.95 cm								
KL/r	31.53986536	43.0089073	54.47794925	65.9469912	77.4160331	88.8850751	100.354117	111.823159
Cc=97.7	kl/r<Cc	kl/r<Cc	kl/r<Cc	kl/r<Cc	kl/r<Cc	kl/r<Cc	kl/r>Cc	kl/r>Cc
	Si Kl/r<Cc => Fa=Ca*Fy				Si Kl/r>Cc => Fa=12pi^2E/(23(KL/r)^2)			
(KL/r)/Cc	0.322823596	0.44021399	0.557604394	0.674994792	0.79238519	0.90977559	1.02716599	1.14455639
Ca=	0.531472814	0.49591679	0.455498685	0.410445768	0.36077785	0.30629274	0.24653941	0.18077226
Fa=klb	31.88836886	29.7550074	27.32992111	24.6267461	21.646671	18.3775642	19.5944811	15.7812224
Padm=Fa*A=klb	734.9078676	685.741849	629.852663	567.5545696	498.874963	423.534253	451.579646	363.698268
Padm=ton	333.3486014	311.047271	285.6963621	257.4384223	226.285877	192.111906	204.833082	164.970759

De la tabla encontramos:

Padm = 333.35 ton. para una altura de 2 metros hasta

Padm = 164.97 ton. para una altura de 16 metros.

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA PILOTES DE 24" DE DIÁMETRO.

Tabla Nro.03.29 - Características del pilote de acero Ø24"

CARACTERÍSTICAS DE LOS TUBOS		CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS PILOTES	
Diametro	24 pulgadas	Datos de los suelos	
D1	60.96	teta=	25°
D2	58.56	alfa=	20°
		ro=	0.785 t/m3
		k=	0.45 kg/cm3
		nh=	0.495 kg/cm3
		nh=	495 t/m3
		nh=	15.05 lb/pulg3
I=	100611.5822 cm4	Estimación del punto fijo	
I=	2417.202932 pulg4	Ls=	1.8 T
		Le=	4T
		T=(EI/nh)^.20	
		T=	90.7521596 pulg
S=	3300.904929 cm3	T=	230.510485 cm
S=	201.4335776 pulg3	T=	2.30510485 m
A=PI*(D1^2-D2^2)/4		Ls=	4.14918874 m
A=	225.2898924 cm2	Le=	9.22041942 m
A=	34.92000316 pulg2		

Necesitamos encontrar KL/r, de la tabla encontramos r= 21.1326 cm y Ls= 4.149m.

El valor $L=L_1+L_s$

Usamos una hoja de cálculo para encontrar los valores de KL/r para las diferentes alturas.

Con este valor lo comparamos con $C_c=97.7$ y si:

$$Kl/r < C_c \implies F_a = C_a \cdot F_y$$

$$Kl/r > C_c \implies F_a = 12\pi^2 E / (23(KL/r)^2)$$

Con estos datos encontramos F_a y $P_{adm} = F_a \cdot A$

Tabla Nro. 03.30 - Cálculo de la relación de esbeltez.

CÁLCULO DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ:									
$l_f = m$	2	4	6	8	10	12	14	16	
$L = l_1 + l_s$	6.149188737	8.14918874	10.14918874	12.14918874	14.1491887	16.1491887	18.1491887	20.1491887	
$L = l_1 + l_s$	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5	16.5	18.5	20.5	
$K = 0.8$									
$r = 21.132 \text{ cm}$									
KL/r	24.60652059	32.1777577	39.7489948	47.32023191	54.891469	62.4627061	70.0339432	77.6051803	
$C_c = 97.7$	$kl/r < C_c$	$kl/r < C_c$	$kl/r < C_c$	$kl/r < C_c$	$kl/r < C_c$	$kl/r < C_c$	$kl/r < C_c$	$kl/r < C_c$	
	Si $Kl/r < C_c \implies F_a = C_a \cdot F_y$				Si $Kl/r > C_c \implies F_a = 12\pi^2 E / (23(KL/r)^2)$				
$(Kl/r)/C_c$	0.251857939	0.32935269	0.406847439	0.484342189	0.56183694	0.63933169	0.71682644	0.79432119	
$C_a =$	0.550437589	0.52962932	0.506532585	0.481276905	0.45395409	0.42461761	0.39328159	0.35991923	
$F_a = \text{klb}$	33.02625534	31.777759	30.39195508	28.87661427	27.2372453	25.4770565	23.5968955	21.5951539	
$P_{adm} = F_a \cdot A = \text{klb}$	761.1319034	732.358722	700.4211157	665.4981667	627.716832	587.151049	543.820357	497.687686	
$P_{adm} = \text{ton}$	345.243624	332.192328	317.7056739	301.8648907	284.727565	266.327236	246.672765	225.747337	

De la tabla encontramos:

$P_{adm} = 345.24 \text{ ton.}$ Para una altura de 2 metros hasta

$P_{adm} = 225.74 \text{ ton.}$ Para una altura de 16 metros.

Entonces tenemos una carga de $P_u = 164.35$ toneladas.

El pilote de 16" de diámetro tiene la capacidad portante va de 333.35 a 164.97 toneladas.

El pilote de 24" de diámetro tiene la capacidad portante va de 345.24 a 225.74 toneladas.

La altura que tenemos va desde 4 metros hasta 10 metros, entonces usamos el pilote de 16”.

3.2.3.7 Diseño de la viga principal

La viga principal es la que va sobre los pilotes de acero y conforma un sistema aporticado, sobre ella se encuentran las vigas secundarias que unen los porticos y sobre ella un losa de 0.25 m de espesor.

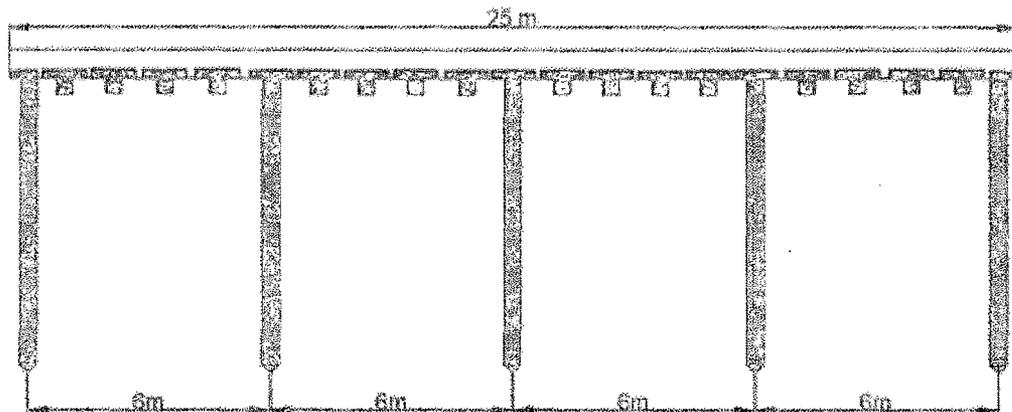


Figura Nro. 03.44 - Pórtico viga principal del cabezo.

La viga principal es de concreto armado:

$$f'c = 245 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 234787 \text{ kgf/cm}^2$$

y sus dimensiones son de es de 0.70x0.50x 10

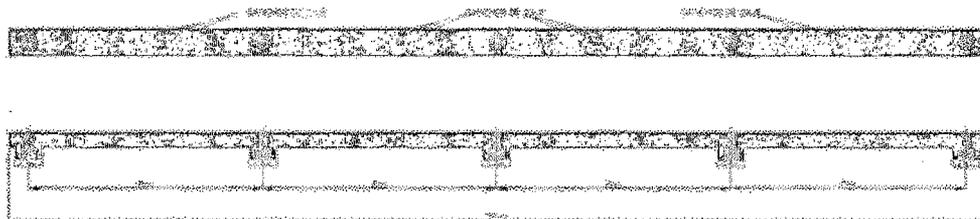


Figura Nro. 03.45 - Viga principal del cabezo.

3.2.3.7.1 Cargas muertas y vivas que soporta la viga principal

Calculamos las cargas que actúan en la viga principal:

Carga Muerta propia:

$$\text{La viga principal} = 0.5 \times 0.7 \times 2400 = 840 \text{ kgf/m}$$

Carga Muerta Adicionales:

$$\text{Las vigas secundarias} = 0.309 \times 5 \times 2400 = 3708 \text{ kgf/m}$$

$$\text{La losa} = 0.25 \times 5 \times 2400 = 3000 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Cargas adicionales} = 6708 \text{ kgf/m}$$

Carga Viva: 1500 kg/m²

$$\text{La sobrecarga} = 1500 \times 5 = 7500 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Carga total de carga muerta. CM} = 7548 \text{ Kgf/m}$$

$$\text{Carga total de carga viva. CV} = 7500 \text{ Kgf/m}$$

3.2.3.7.2 Cargas muertas y vivas que soporta la viga principal

Cargas muertas:

Peso de estructura de Concreto ==> 2400 Kg/m³.

Carga Viva:

Sobrecarga por camión de diseño ==> HS20

Para diseñar por flexión

La viga principal es de 0.70 x 0.50, usamos un peralte total de la viga menos 6.25 centímetros.

El área de acero mínimo exigido por la Norma E.060, para secciones rectangulares, viene dada por la fórmula:

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{d}{f_y}$$

Reemplazando en la fórmula anterior, con $f'c= 245 \text{ kg/cm}^2$, $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$, $b= 70 \text{ cm}$ y $d=43.75 \text{ cm}$, se obtiene un área mínima de 7.99 cm^2 .

Para diseñar por corte

Para determinar el acero de los estribos la cortante la castigamos dividiendo entre 0.8

$$V_n = V_d / 0.8 =$$

La cortante es la suma de la cortante que soporta el acero + la cortante del concreto

$$V_n = V_c + V_s$$

Lo que soporta el concreto

$$V_c = 0.53 * ((f'c)^{1/2}) * b_w * d$$

Entonces lo que soporta el acero es.

$$V_s = V_n - V_c$$

El cálculo del acero será

$$S = A_v * F_y * d / V_s$$

3.2.3.7.3 Análisis para la viga del pórtico

Trabajamos con una viga simplemente apoyada.

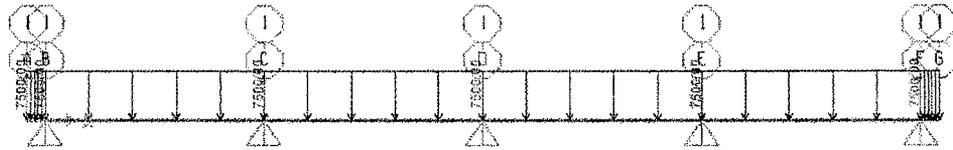


Figura Nro. 03.46 - Carga viva en la viga.

ANÁLISIS DE LA VIGA CON CARGAS VIVAS Y MUERTAS ADICIONALES

Con la combinación.

$$\text{COMB2} = 1.5\text{CM} + 1.75\text{CV}$$

$$\text{CM} = 6708 \text{ Kgf/m}$$

$$\text{CV} = 7500 \text{ Kgf/m}$$

Las reacciones son:



Figura Nro. 03.47 - Reacciones de las cargas.

Las reacciones son 70,567.25 kgf., 166,579.34 kgf. y en el centro 136,881.82 kgf.

Diagrama de corte

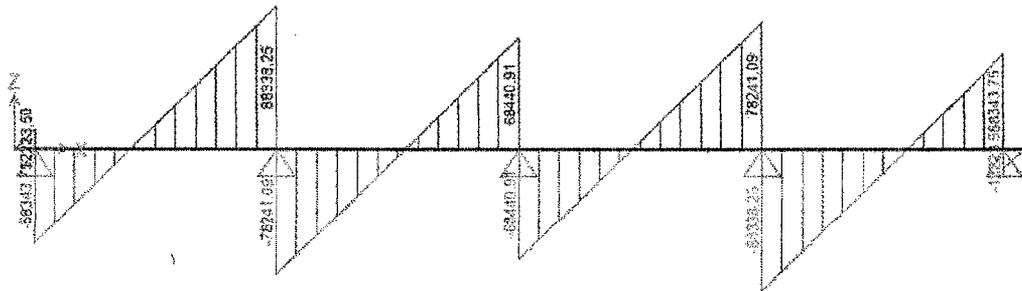


Figura Nro. 03.48 - Diagrama de cortantes de la VP.

$V_c \text{ máx.} = 88,338.25 \text{ kgf}$ y $V_c \text{ máx.} = -78,241.09$

Los momentos

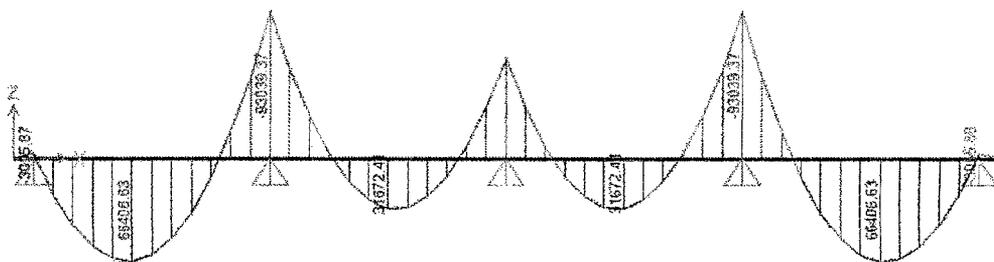


Figura Nro. 03.49 - Diagrama de momentos de la VP.

Máximos momentos.

$M \text{ máx. (-)} = -93039.37$ $M \text{ máx. (+)} = 66406.63$

3.2.3.7.4 Análisis para la viga en el proceso constructivo

En el proceso de construcción tenemos el peso de la grúa sobre la viga principal.

Se adiciona la carga de la grúa equidistante al pilote central.

La carga de la grúa con la carga es:

$$P = (P_{\text{carga}} + P_{\text{grúa}}) / \# \text{ ejes} = (15\text{tn} + 60\text{tn}) / 2 = 37.5\text{tn} = 37500 \text{ kgf}$$

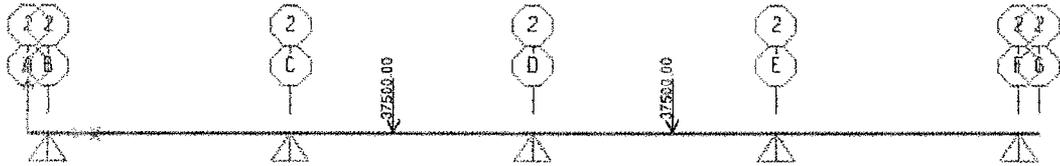


Figura Nro. 03.50 – Cargas puntuales en la VP.

Las reacciones en los apoyos es

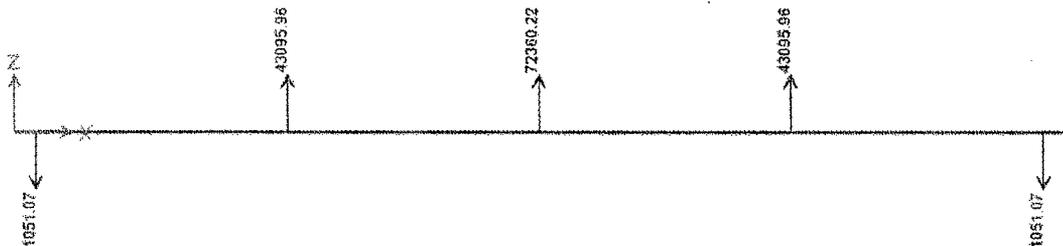


Figura Nro. 03.51 - Reacciones de los apoyos de la VP

Reacción máxima 72380.72 kgf y -1051.07 kgf

Diagrama de cortante.

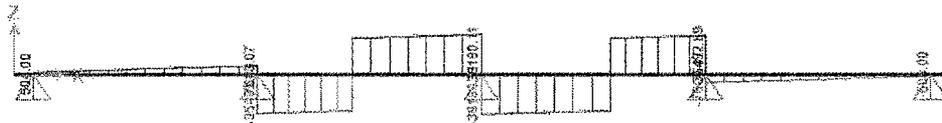


Figura Nro. 03.52 - Diagrama de cortante en la VP

$V_c \text{ max} = 36180.11 \text{ kgf}$ y $V_c \text{ max} = -36180.11 \text{ kgf}$

El diagrama de momentos:

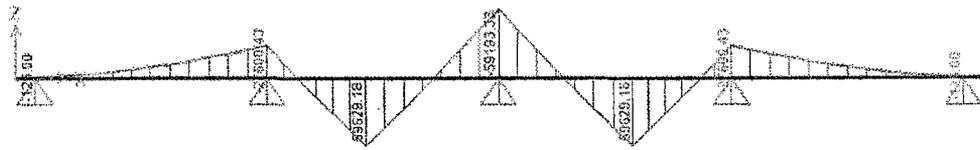


Figura Nro. 03.53 - Diagrama de momentos.

Momento máximo +59629.18 kgf.

Tabla Nro. 03.31 Resumen de datos

	Mom.Max (-)	Mom.Max (+)	Vc.Max(-)	Vc.Max(+)
VIGA CON CARGAS	-93039.37	66406.63	-78,241.09	88,338.25
CASO CONSTR	-59629.18	59629.18	-36180.1	36 180.11
Más crítico	-93039.37	66406.63	-78,241.09	88,338.25

Diseño por flexión:

Los momentos los uniformizamos utilizando los más críticos.

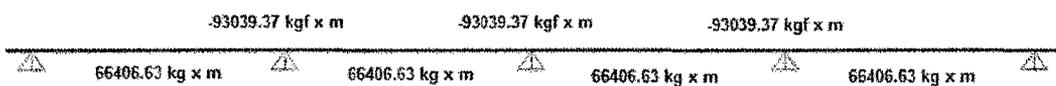


Figura Nro. 03.54 - Valores de los momentos.

Con los momentos encontramos el refuerzo longitudinal del acero

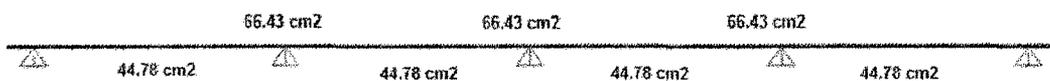


Figura Nro. 03.55 - Valores reforzamiento de acero longitudinal.

$$\varnothing 1" = 5.09 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 3/4" = 2.84 \text{ cm}^2 \quad \varnothing 5/8" = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } 44.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \varnothing 1" + 5 \varnothing 3/4" = 44.78 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Para } 66.43 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 \varnothing 1" + 6 \varnothing 3/4" = 68.00 \text{ cm}^2.$$

Diseño por corte:

$$\varnothing 3/8" @ 0.20$$

3.2.3.8 Diseño de la viga tipo T

Para el proyecto estamos simulando una viga t uniforme, con las características especiales para ser ubicadas sobre la viga principal en toda la sección como se observa en el anexo 17.

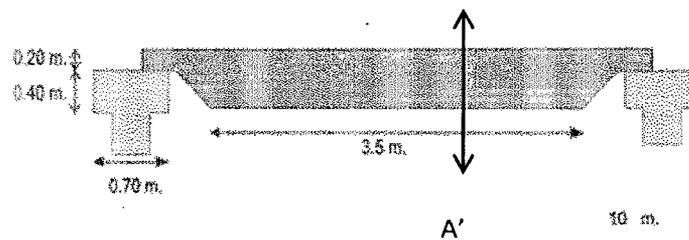


Figura Nro. 03.56 - Viga T

Vista del corte A-A':

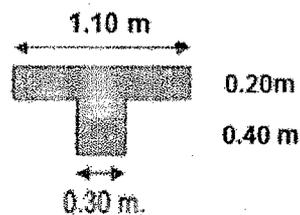


Figura Nro. 03.57 - Viga T secciones

3.2.3.8.1 Cargas muertas y vivas que soporta la viga T

Carga Muerta propia:

$$\text{La viga T} = (1.10 \cdot 20 + 0.30 \cdot 40) \cdot 2400 = 816 \text{ kgf/m}$$

$$\text{CM viga T} = 4080 \text{ kgf}$$

Carga Muerta Adicional:

$$\text{Losa } h=0.30 = 0.30 \cdot 1.1 \cdot 2400 = 792 \text{ kg/m} \quad \text{CM losa} = 3960 \text{ Kgf}$$

Le asignamos 0.792 toneladas x metro de carga adicional muerta.

Carga Viva

$$\text{La sobrecarga} = 1500 \cdot 1.1 = 1650 \text{ Kgf/m} \quad \text{CVsc} = 1650 \cdot 5 = 8250 \text{ kgf}$$

Para diseñar por flexión

La viga principal es de 1.10 x 0.50, usamos un peralte total de la viga menos 6.25 centímetros.

El área de acero mínimo exigido por la Norma E.060, para secciones rectangulares, viene dada por la fórmula:

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{d}{f_y}$$

Reemplazando en la fórmula anterior, con $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $b = 110 \text{ cm}$ y $d = 43.75 \text{ cm}$, se obtiene un área mínima de 12.55 cm^2

Para diseñar por corte

Para determinar el acero de los estribos la cortante la castigamos dividiendo entre 0.8

$$V_n = V_{du} / 0.8 =$$

La cortante es la suma de la cortante que soporta el acero + la cortante del concreto

$$V_n = V_c + V_s$$

Lo que soporta el concreto

$$V_c = 0.53 * (f'c^{(1/2)}) * b_w * d$$

Entonces lo que soporta el acero es.

$$V_s = V_n - V_c$$

El cálculo del acero será

$$S = A_v * F_y * d / V_s$$

4.3.7.2 ANALISIS PARA LA VIGA T

Adicionamos la carga muerta 792 kgf/m

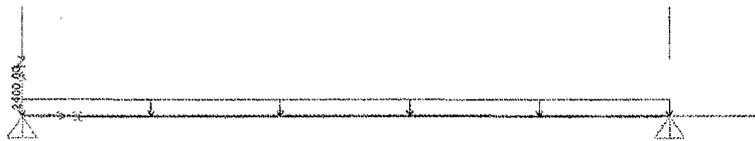


Figura Nro. 03.58 - Carga muerta en viga T

Adicionamos la carga viva 7500 kgf/m

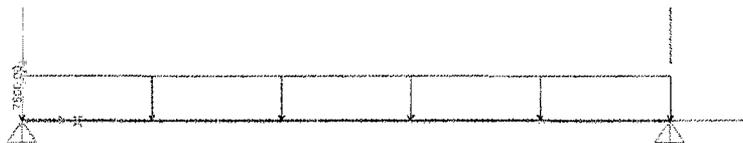


Figura Nro. 03.59 - Carga viva en viga T

3.2.3.8.2 Análisis de la viga con cargas vivas y muertas

Para la combinación 3= 1.5CM+1.75CV



Figura Nro. 03.60 - Reacciones

Las reacciones son: 13248.75 kgf.

Diagramas de cortante:

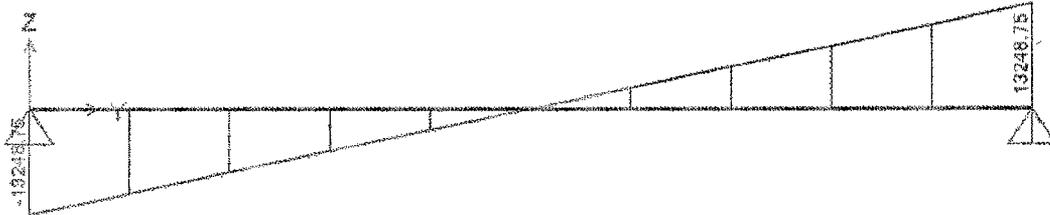


Figura Nro. 03.61 - Diagrama de cortantes

Las cortantes máximas (+) = 13248.75 y (-) = -13248.75

Los momentos:

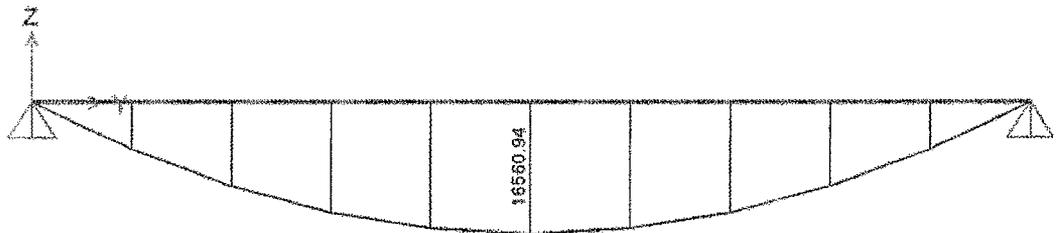


Figura Nro. 03.62 - Diagrama de momentos

El momento máximo 16560.94

3.2.3.8.3 Análisis de la viga en el proceso constructivo.

En el proceso de construcción tenemos el peso de la grúa sobre la viga T.

Adición de la carga puntuales por la grúa, de 14 toneladas a 1.8 metros y 3.2 metros.

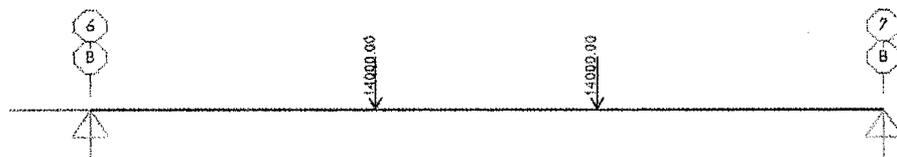


Figura Nro. 03.63 - Carga de la grúa

Distribución de las cargas puntuales de la grúa para la combinación.



Figura Nro. 03.64 - Reacciones

Las reacciones en los apoyos es de 31946.25 kgf.

Diagrama de cortante

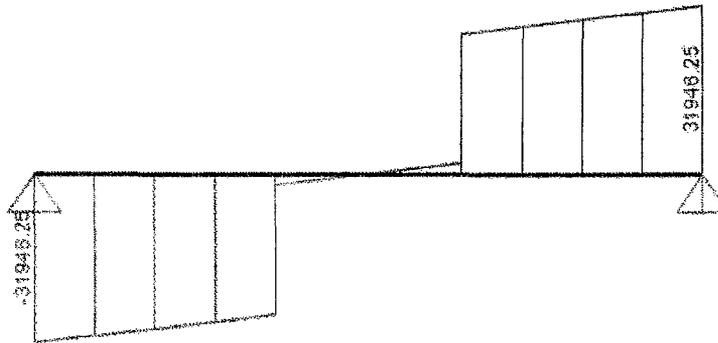


Figura Nro. 03.65 - Diagrama de cortantes

$V_c \text{ máx} = 31946.25$ y $V_c \text{ mín} = -31946.26$

Diagrama de momentos

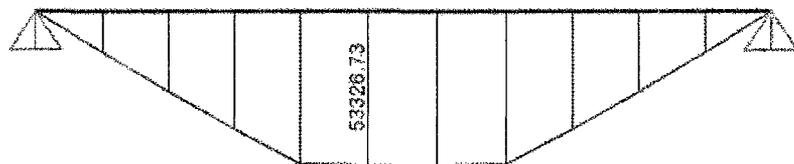


Figura Nro. 03.66 - Diagrama de momentos

Tenemos el momento máximo a 2.5 m de 53,326.73 kgf *m.

Entonces tenemos para la viga el siguiente resumen de momentos y cortantes:

Tabla Nro. 03.32 - Resumen de datos

	Mom. Máx. (-)	Mom.Máx. (+)	Vc. Máx. (-)	Vc.Máx.(+)
VIGA CON CARGAS	-	16560.94	13248.75	-13248.75
CASO 1	-	53326.73	31946.25	-31946.25
Más crítico	-	53326.73	31946.25	-31946.25

Diseño por flexión:

Los momentos

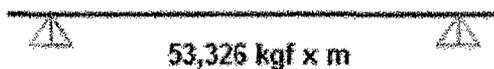


Figura Nro. 03.67 Valor del momento de la viga T

Con los momentos encontramos el refuerzo longitudinal del acero positivo.

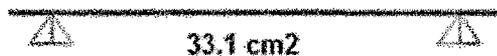


Figura Nro. 03.68 - Reforzamiento de acero longitudinal de la viga T

Para el Refuerzo acero negativo:

$$As(-) = As(+)/3 = 33.1/3 = 11.03$$

$$\emptyset 1" = 5.09 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \frac{3}{4}" = 2.84 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \frac{5}{8}" = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } 33.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \emptyset 1" = 35.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \emptyset 1" = 40.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } 11.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \emptyset \frac{5}{8}" = 11.88 \text{ cm}^2.$$

Usamos el momento 53,326.73 kgf *m., para el cálculo del acero.

Acero de reforzamiento positivo = 33.1 cm²

Si usamos acero de 1" (area= 5.09 cm²)

Tenemos entonces 6.53 varillas de 1"

Usaremos 8 varillas de 1"

Diseño por corte:

$$\emptyset \frac{3}{8}" @ 0.20$$

3.2.3.9 Diseño de la losa del cabezo

Sobre las vigas secundarias se proyecta una losa macizas de 0.25 m de espesor, esta losa debe ser diseñada por flexión y cortante, considerando una sobre carga de 1500 kgf/m².

Se diseñará siguiendo el procedimiento de secciones rectangulares con un peralte "d" igual a al espesor menos 3 cm (d= h-3 cm) y un ancho de constante de b= 100 cm.

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 25 - 3 - 1.2 = 20.8 \text{ cm.}$$

La losa tiene una carga viva= 1500 kgf/m

De lo cual tenemos un momento máximo de 1974 kgf* m

Es decir necesitamos $A_s = 2.94 \text{ cm}^2$

Debemos tener en cuenta el acero mínimo a utilizar.

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 b * h = 0.0018 * 100 * 20.8 = 3.7 \text{ cm}^2$$

Si usamos varillas de $\varnothing 3/8"$ (Área= 0.7097 cm²)

tenemos $b=100$ cm entonces usamos 5 $\varnothing 3/8"$, que hacen un área de acero= $0.7097*5= 3.55$ cm².

Si usamos varillas varillas de $\varnothing 1/2"$ (Área= 1.2903 cm²)

tenemos $b=100$ cm entonces usamos 4 $\varnothing 1/2"$, que hacen un área de acero= $1.2903*4= 5.16$ cm².

Decidimos usar $\varnothing 3/8" @ 0.20$ cm.

3.2.3.10 *Diseño de la losa del núcleo*

Para darle mayor estabilidad al puente, cada 8 secciones se construye un núcleo central de 0.80 m de espesor que será sostenido por cuatro pilotes inclinados.

La losa debe ser diseñada por flexión y cortante, considerando una sobrecarga de 1500 kgf/m².

Se diseñará siguiendo el procedimiento de secciones rectangulares con un peralte "d" igual a al espesor menos 5 cm ($d= h-5$ cm) y un ancho de constante de $b= 100$ cm.

$b= 100$ cm

$d=80-5-1.2=73.8$ cm.

La losa tiene una carga viva= 1500 kgf/m

De lo cual tenemos un momento máximo de 15200 kgf* m

Es decir necesitamos $A_s+= 5.50$ cm²

Debemos tener en cuenta el acero mínimo a utilizar.

$$A_{s\text{mín}}= 0.0018 b* h= 0.0018*100* 73.8= 13.3 \text{ cm}^2$$

Para los cual usaremos varillas de $\varnothing 3/4"$ (Área= 2.84 cm²)

Si tenemos $b=100$ cm entonces usamos 5 $\varnothing 3/4"$, que hacen un área de acero= $2.84*5= 14.20$ cm².

Es decir usamos $\varnothing 3/4" @ 0.20$ cm.

3.2.4 Normas de diseño

- Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Uniform Building Code 1997 (UBC). Norma AISC- ASD
- Normas ASTM (American Society for Testing Materials)
- Normas ACI (American Concrete Institute)
- Especificaciones AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials- Standard Specifications for Highway Bridges).
- ASTM American Society for Testing and Materials
- ASTM D1143 y D3966 Para Ensayo de Carga Estática del Pilote
- ASTM A252 Para Fabricación del Pilote
- AWS American Welding Society

CAPÍTULO IV: DOLPHIN

4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

El dolphin es un amarradero para fijar y estabilizar el barco que ha acoderado en un muelle.

Está constituido por un conjunto de pilotes metálicos que deben absorber en su conjunto la fuerza horizontal que trasmite el barco al momento de ser amarrado y que sirve para mantenerlo estable al barco que tiene movimientos de arzada, vaiven, deriva, quiñada, balanceo y cabeceo, producido por el viento que actúa sobre la embarcación, estos vientos actúan sobre la masa del barco, le transmiten una fuerza dolphin que tiene una bita de amarre con gancho de seguridad para absorber esta fuerza.

Los pilotes metálicos preferentemente con este material tienden a ser más elásticos, se encuentran empotrados en el terreno y absorben el 100% del movimiento horizontal, se usa en su diseño un coeficiente de seguridad de 2%

4.2. METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA.

El método constructivo es similar a lo descrito en los capítulos anteriores. El dolphin está constituido por una losa de 4 x 4 x 1 metros y se encuentra soportada por un conjunto de pilotes.

PILOTES DE ACERO

La infraestructura del cabezo está basada en un sistema de pilotes tubulares de acero con el extremo inferior abierto y con diámetro de 16". Específicamente los pilotes de acero de los ejes del cabezo tendrán 16" de diámetro, 1/2" de espesor y un peso aproximado de 120 kg/m.

"Las guías para los pilotes estarán ubicadas casi en el extremo de las plantillas, siendo éstas unas canastillas construidas también con tubos de acero estándar de 4" de diámetro que llevan rodillos de jebe para evitar el deterioro del forro de polietileno de los pilotes de acero. Para conservar la verticalidad de los elementos en la zona de rompiente, se colocara sobre las canastilla de la plantilla uno tubos de acero de 4" de diámetro, de 1.6 metros

de longitud y con rodillos de jebe ubicados en la parte superior". (FUENTES ORTIZ 2001)

Para el hincado de estos pilotes necesitamos dos grúas de 50 y 70 toneladas, un martillo Delmag - D30, una plantilla de hincado, un equipo de corte y uno de soldar.

El hincado de pilotes se realizará utilizando un martillo cuyo dispositivo provee energía en el impacto, el tipo de martillo.

LOSA DEL DOLPHIN

La losa proyectada en nuestro dolphin 4 metros x 4 metros es de 100 cm que descansara sobre los pilotes.

Una vez instalado el encofrado, se procederá a colocar los refuerzos de acero de acuerdo al diseño.

Luego se deberá vaciar el concreto premezclado de $F_c' = 245 \text{ kg/cm}^2$, por tramos.

4.3. DESCRIPCIÓN DE LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES

Para el diseño, la estructura del dolphin está considerada como un conjunto de pilotes unidos por un bloque de concreto, sometidos a cargas de gravedad, cargas sísmicas y cargas de amarre, con la finalidad de obtener el máximo desplazamiento horizontal en algunos de los pórticos (análisis tridimensional); desplazamiento que es considerado como el más desfavorable.

Con las envolventes de momentos y cortantes obtenidos del análisis anterior se procede al diseño de cada elemento.

4.4. ESTRUCTURACION

El dolphin está compuesto por un bloque de concreto armado de 4m x 4m y un metro de altura, apoyado sobre un sistema de pilotes de acero distribuidos uniformemente.

4.5. PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA

La estructura existente presenta las siguientes características:

Resistencia Mecánica del Concreto Armado:

Resistencia a la fluencia del Acero Grado 60 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Resistencia a la compresión del Concreto losas $f'_c = 245 \text{ Kg/cm}^2$.

Sobrecarga de 500 kg/cm^2 .

4.6. PARÁMETROS SISMICOS

La verificación estructural de la estructura se basa fundamentalmente para fuerzas producidas por la carga muerta, cargas variables y carga por la acción del sismo.

CARGAS POR PESO PROPIO

Se considera el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio, que se supone sean permanentes.

CARGAS VARIABLES

Son aquellas por las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas incluyen los pesos de la carga y las personas, así como los correspondientes efectos dinámicos.

También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas de empuje de agua y subpresiones.

CARGA SISMO

De acuerdo a la norma técnica E030 diseño sismo resistente (Anexo 21), aplicaremos la fuerza de sismo para el diseño.

- Fuerza Cortante en la Base:

La fuerza cortante en la base de la estructura será determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Teniendo en cuenta que el valor de C/R debe ser como mínimo: $\frac{C}{R} \geq$

0.125

- Zonificación:

Tabla Nro. 04.01 - Factores de zona

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Fuente: Norma 030

En nuestro caso nos encontramos en la tercera zona con un factor igual a z=0.4

- Categoría de las edificaciones (factor U)

El factor U es el coeficiente de uso e importancia el cual nos indica cómo deben ser clasificada cada estructura de acuerdo a las categorías indicadas en la tabla que se encuentra a continuación.

Tabla Nro. 04.02 Factores U

CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	EDIFICACIONES ESENCIALES	1.5
B	EDIFICACIONES IMPORTANTES	1.3
C	EDIFICACIONES COMUNES	1
D	EDIFICACIONES MENORES	(*)

Fuente: Norma E030

En nuestro caso al tratarse de un muelle el factor U o factor de importancia es para edificaciones esenciales por lo que el factor es equivalente a $U=1.5$

- Microzonificación sísmica y estudios de suelos:

Tabla Nro. 04.03 - Parámetros del suelo

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	Tp (s)	S
S1	Roca o suelo muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

Fuente: Norma E030

En nuestro caso consideraremos un perfil S2 con un $S= 1.2$ y $Tp=0.6$

- Factor de Amplificación Sísmica (C)

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T}; \quad C \leq 2.5$$

En la cual T es el periodo fundamental definido por:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

De acuerdo a las características de nuestro proyecto elegimos $C_t=45$

$$\text{Con } h_n = 10 \rightarrow T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{10}{45} = 0.222$$

$$T = 0.222 \rightarrow C = 2.5 * \frac{T_p}{T} = 2.5 * \frac{0.6}{0.2222} = 6.7506$$

Como $C \leq 2.5$ nos quedamos con el valor de $C = 2.5$

- Sistemas Estructurales (R)

Tabla Nro. 04.04 - Coeficiente de reducción R.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*)(**)
Concreto Armado	
Pórticos(1)	8
Dual(2)	7
De muros estructurales (3)	6

Fuente: Norma E030

Elegimos R= 8

Luego de hallar los valores necesarios para determinar la fuerza cortante en la base reemplazamos:

Z=0.4, U=1.5, C=2.5 y S=1.2

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.4*1.5*2.5*1.2}{8} * P = 0.225P$$

Este valor usaremos para aplicar la carga de sismo estática.

CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Las consideraciones adoptadas para poder realizar un análisis dinámico de la estructura son mediante procedimientos de superposición espectral. Un análisis de superposición espectral se basa en la utilización de periodos naturales y modos de vibración que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

Para el análisis sísmico se ha seleccionado el Método Espectral Multimodal, en donde el número de modos incluidos en el análisis debería ser al menos tres veces el número de tramos en el modelo. El espectro de respuesta sísmica elástica será usado para cada modo y los desplazamientos y las fuerzas de los elementos pueden ser estimados usando el método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados.

$$C_{sn} = 1.2 AS / T_n^{2/3} \leq 2.5 A$$

Donde

T_n = Periodo de vibración del modo analizado.

A = Coeficiente de aceleración $A = 0.30$

S = Coeficiente de suelo $S = 1.20$

Coeficiente de Aceleración: El coeficiente de Aceleración A para ser utilizado en la aplicación de estas disposiciones deberá ser determinado del mapa de isoaceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años.

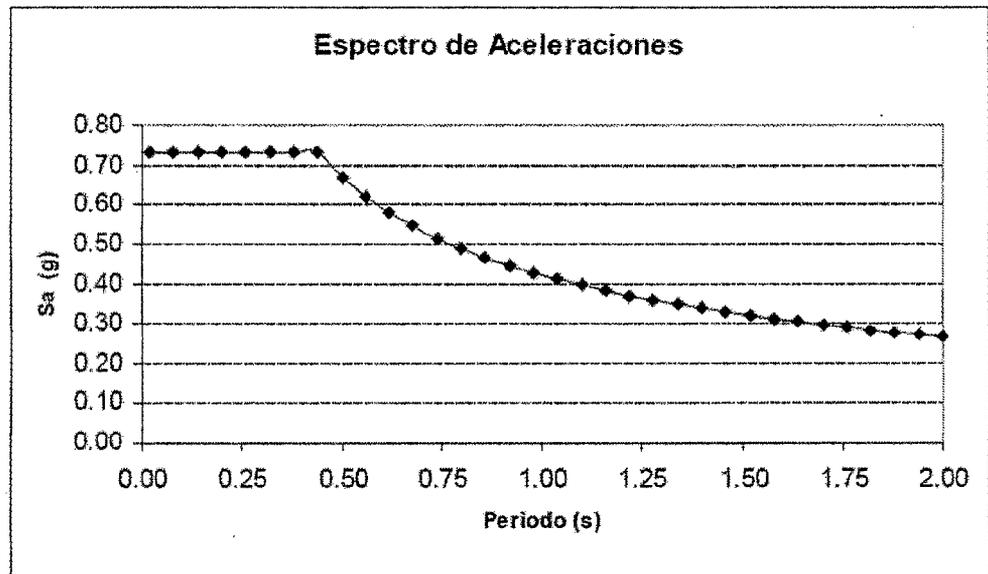


Figura Nro. 04.01 - Espectro de aceleraciones SAP 2000

El diseño de la ampliación de la estructura se realizará utilizando las Normas de Diseño vigentes en el Reglamento Nacional de Construcciones y Las Especificaciones Técnicas del Código 318 – 99 del ACI para el Diseño de Elementos de Concreto Armado.

4.7. COMBINACIONES DE CARGA UTILIZANDO

Para el diseño de la estructura se ha considerado las combinaciones de carga para cada uno de los casos de carga aplicada. Se ha considerado las siguientes cargas:

Espectro de Aceleraciones

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura.

Carga Viva: Se ha considerado por el montaje y mantenimiento de estructuras.

Carga de Arrastre. De acuerdo al estudio presentado, en el que se aplica una fuerza concentrada equivalente al arrastre de los buques.

Fuerzas Sísmicas: Explicadas anteriormente.

Combinaciones de Carga:

COMB1: $1.5D + 1.8L + 1.8F$

COMB2: $1.25D + 1.25L + 1.25 F + SX$

COMB3: $1.25D + 1.25L + 1.25 F + SY$

COMB4: $0.90D + SX$

COMB5: $0.90D + SY$

E ENVOLVENTE

4.8. ANALISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis estructural del puente del muelle se ha utilizado el programa de análisis estructural SAP2000 NonLinear versión 16, que es un programa desarrollado por Computers and Structures, Inc, en Berkeley. El modelo utilizado para el análisis está basado en elementos tipo barras (FRAME) en un espacio tridimensional.

4.9. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

4.9.1. Modelamiento de la estructura del dolphin

Modelo en 3D

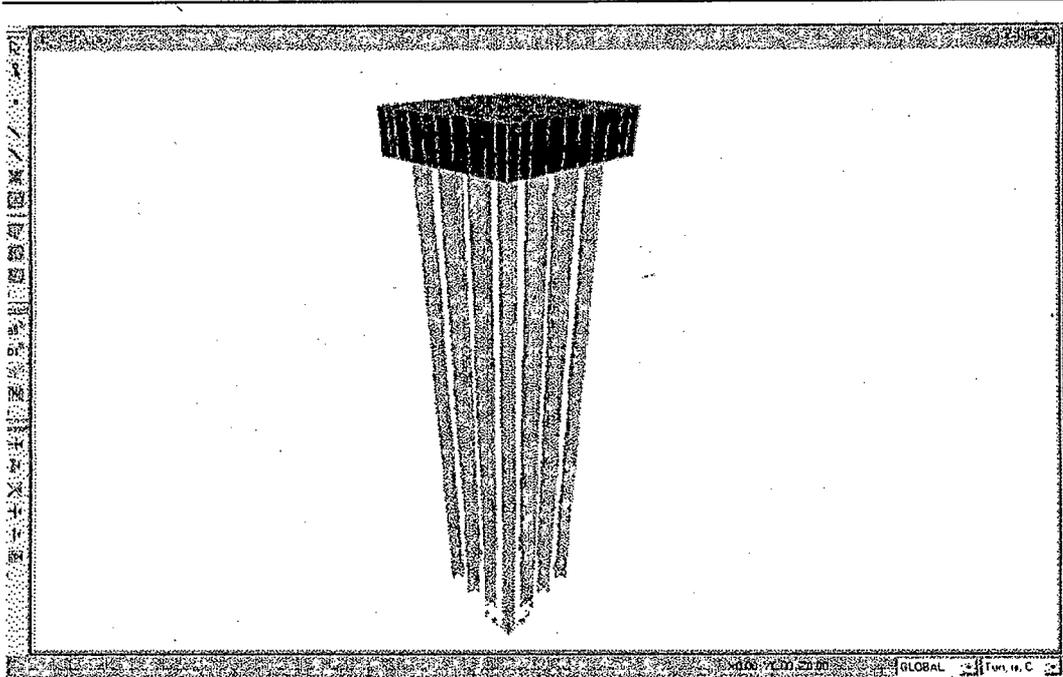


Figura Nro.04.02 - Modelamiento del dolphin - SAP 2000

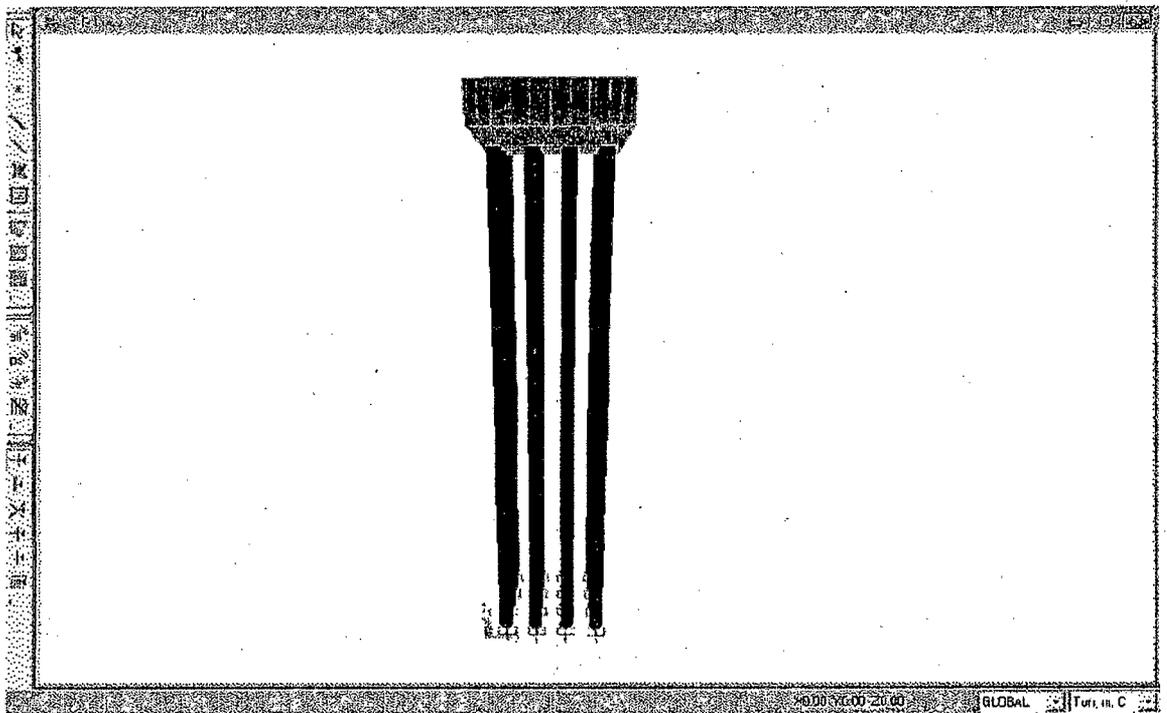


Figura Nro. 04.03 - Modelamiento dolphin - vista 3D - SAP 2000.

4.10. ANÁLISIS ESTRUCTURAL RESULTADO DE ESFUERZOS

Se presentan los esfuerzos de Momentos Flectores y Fuerzas cortantes (esquemático) que se presentan en los elementos de la estructura.

DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES

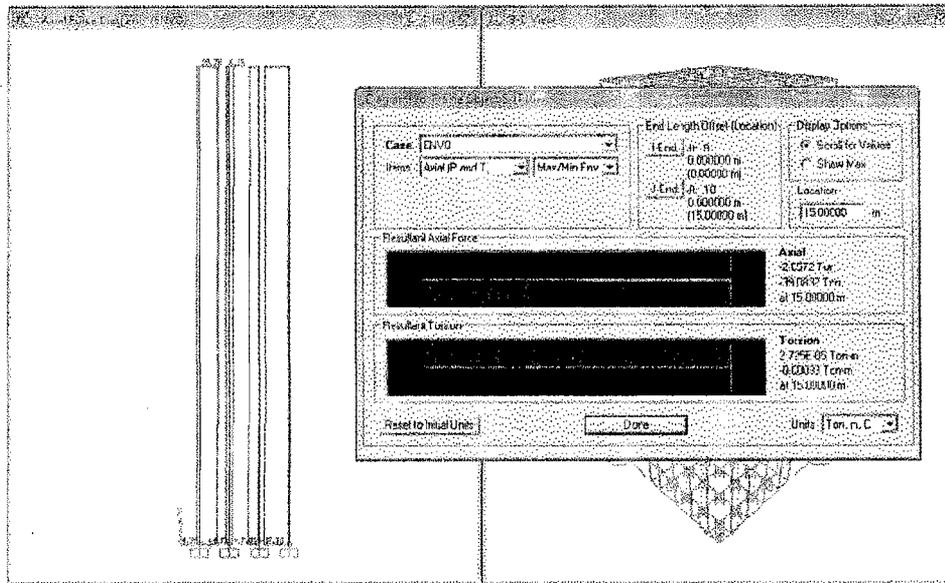


Figura Nro. 03.04 - Diagrama de fuerzas axiales - SAP 2000

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN PILOTES

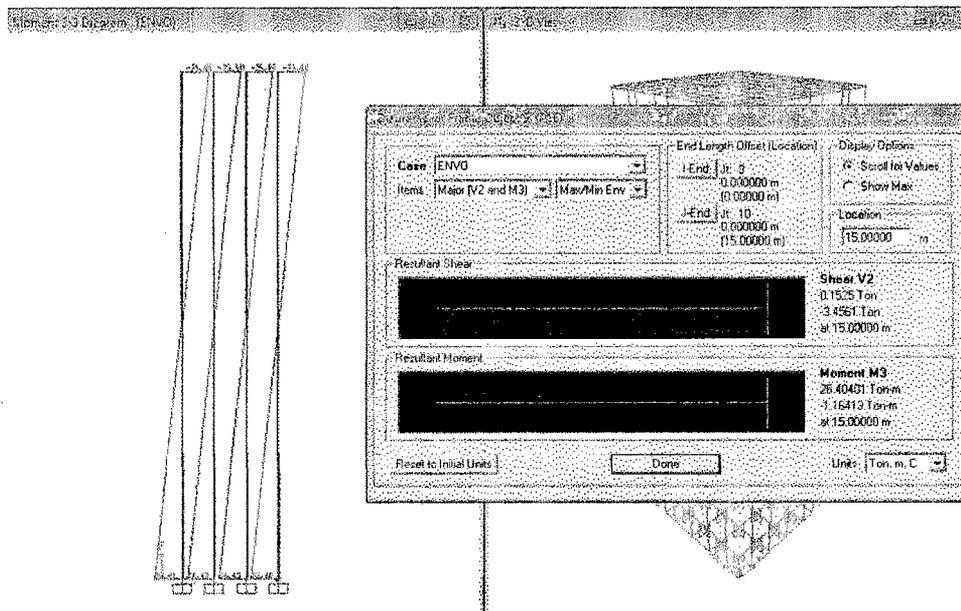


Figura Nro. 03.05 - Diagrama de momentos flectos pilotes

DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES EN PILOTES

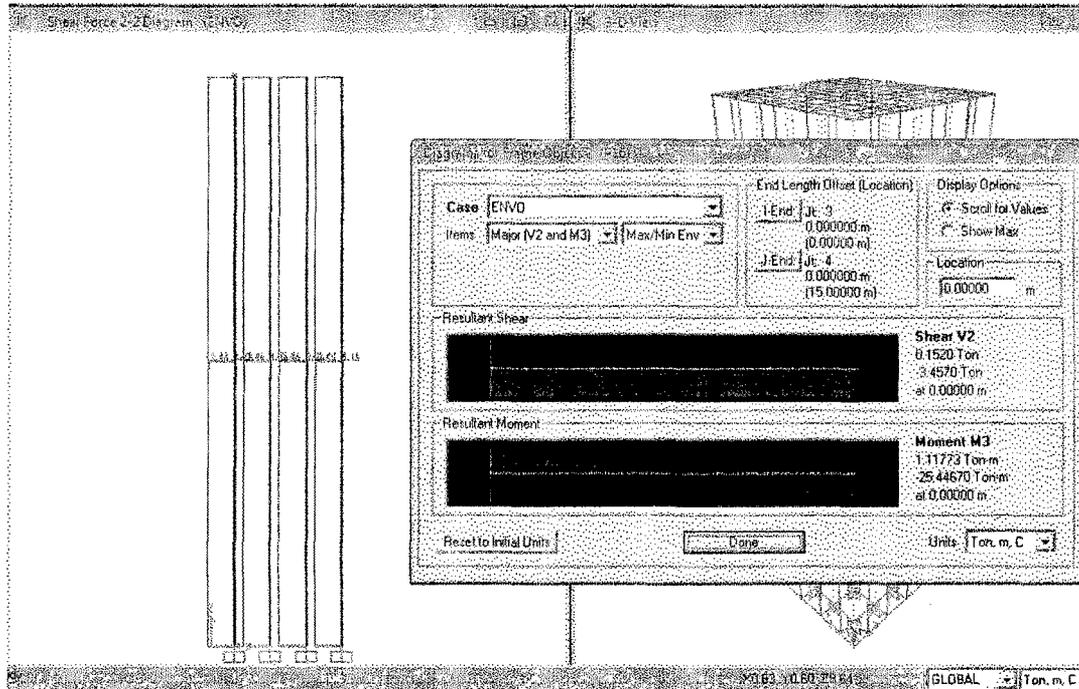


Figura Nro. 04.06 - Diagrama de fuerzas cortantes en los pilotes

DISEÑO DE PILOTES DE ACERO

En forma similar que para el puente y el cabezo con las características de los pilotes de 16" y 24", calculamos la capacidad de los pilotes a diferentes altura.

Características del pilote.

$$F_y = 4,200.000 \text{ kg/cm}^2 = 60.000 \text{ ksi} \quad E = 38'322,250.000 \text{ lb/pul}^2$$

$$\text{Diámetro exterior} = 40.640 \text{ cm.} \quad \text{Diámetro interior} = 36.840 \text{ cm}$$

$$\text{Inercia} = 24,475.813 \text{ cm}^2 \quad S = 1,204.518 \text{ cm}^3$$

$$r = 14.019 \text{ cm} \quad \text{Área} = 124.533 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 97.758 \text{ kg/m}$$

Capacidad Portante

$$\text{Teta} = 32.000^\circ \quad \text{Alfa} = 20.000^\circ \quad \text{Ro} = 0.800 \text{ t/m}^3$$

$$K = 0.450 \text{ kg/cm}^3 \quad \text{Nh} = 0.400 \text{ kg/cm}^3 \quad \text{Nh} = 400.000 \text{ t/m}^3$$

$$N_h = 12.160 \text{ lb/pulg}^3$$

La capacidad admisible que soportará el pilote depende de:

$$P_{ad} = F_a \times A \quad \text{Donde:} \quad F_a \text{ es el factor admisible}$$

$A =$ Área transversal del pilote

$$F_a = C_a \times F_y \quad \text{si} \quad \frac{KL}{r} \leq C_c$$

$$F_a = 12 \pi^2 \times \frac{E}{23 \times \frac{KL^2}{r}} \quad \text{si} \quad \frac{KL}{r} \geq C_c$$

Entonces es necesario calcular C_c y este depende del f_y , para este cálculo usamos la tabla de valores C_c

En los cálculos realizados en las tablas de pilotes tanto en puente y cabezo encontramos la capacidad admisible:

$P_{adm} = 345.24 \text{ ton.}$ Para una altura de 2 metros hasta

$P_{adm} = 225.74 \text{ ton.}$ Para una altura de 16 metros.

Tenemos:

$$\text{Carga muerta propia} = 4 \times 4 \times 1 \times 2400 = 38400 \text{ kg.}$$

$$\text{Carga viva} = 500 \times 4 \times 4 = 8000 \text{ kg.}$$

El pilote de 16" de diámetro tiene la capacidad portante va de 333.35 a 164.97 toneladas.

La carga que soporta los pilotes es muy pequeña respecto a la capacidad de estos, entonces usamos el pilote de 16".

4.11. DISEÑO DE LA LOSA DEL NUCLEO

Del análisis estructural con el programa SAP2000 se obtiene el máximo momento de la losa de concreto armado.

$$M_u = 35 \text{ tn-m}$$

La sección es de 1.00 x 1.00 m

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$D = 100 - 5 - 1.2 = 93.8 \text{ cm}$$

$$\text{Luego } A_s = 9.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo: } A_{s_{\min}} = 0.0018 bh = 0.0018 \times (100 \times 93.8) = 16.88 \text{ cm}^2$$

Si usamos varillas de $\varnothing 1''$ (Área= 5.0968 cm²)

tenemos $b=100$ cm entonces usamos 4 $\varnothing 1''$, que hacen un área de acero=
 $5.0968 \times 4 = 20.3872 \text{ cm}^2$.

Usar $\varnothing 1'' @ 250 \text{ mm}$.

4.12. NORMAS DE DISEÑO

- Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Uniform Building Code 1997 (UBC). Norma AISC- ASD
- Normas ASTM (American Society for Testing Materials)
- Normas ACI (American Concrete Institute)
- Especificaciones AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials- Standard Specifications for Highway Bridges).
- ASTM American Society for Testing and Materials
- ASTM D1143 y D3966 Para Ensayo de Carga Estática del Pilote
- ASTM A252 Para Fabricación del Pilote
- AWS American Welding Society

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

SOBRE LA DEMANDA DE MINERALES PARA EL DISEÑO DEL MUELLE

- a) En este capítulo, se determina la demanda de transporte de minerales para los próximos 20 años, con lo que se justifica la propuesta del diseño del muelle minero en el norte de nuestro país.
- b) Se eligió el puerto de Salaverry por su uso actual y ubicación.
- c) La demanda estimada es un promedio de 810,000 toneladas anuales de minerales.
- d) Con el análisis de la demanda elegimos una nave de 250000 DWT, cuyas características principales son: tiene una eslora 176 m, ancho de 25.1m y Calado de 9.8 m.
- e) Para la ubicación del muelle tenemos tres alternativas, se eligió la alternativa 1, que tiene un puente de 100 metros x 10 y cabezo de 150x 25 m.
- f) Para el almacenamiento de los minerales antes de transportarlos vía marítima se propone un almacén con un área de 70x40 m y con una altura de 20 m.
- g) El transporte de los camiones al almacén y del almacén al barco se realizará a través de fajas transportadoras.
- h) La determinación de las horas de trabajo con mayor precisión deberá ser calculada utilizando un método numérico de operaciones portuarias.

SOBRE LOS CALCULOS DE VIENTOS Y CORRIENTES

- a) Para velocidad del viento se asumió un factor de seguridad de 50 % debido a que los datos no son exactamente de la zona y se obtiene 15.2 nudos= 2815 km/h y para la velocidad de la corriente 0.5 nudos = 950 km/hora.
- b) Con las velocidades de la corriente y del viento calculamos las fuerzas y momentos sobre la nave.

$$\begin{array}{lll} F_{xv} = -0.858 \text{ ton.} & F_{yv} = 2.71 \text{ tn.} & M_v = 220.3 \text{ t xm} \\ F_{xc} = -0.173 \text{ tn.} & F_{yc} = 15.85 \text{ ton.} & M_c = 0.3852 \text{ t xm} \end{array}$$

- c) Las fuerzas calculadas dependen también de la orientación del muelle y del buque, es por ello que siempre debemos verificar su ubicación y orientación.
- d) La nave necesita 9.8 metros de profundidad, el canal de acceso y el área de maniobras deben de cumplir con estos requisitos, en la mayoría de la zona se cumple con el requisito pero existen áreas donde debe realizarse el dragado.

SOBRE EL PUENTE Ó PASARELLA

- a) El puente tiene una dimensión de 100 x 10m. Está conformado por pórticos que están, que a su vez se encuentran constituidos por 3 pilotes cada 4.5 metros y unidos por una viga principal (10m.), los pórticos son unidos por vigas t y sobre ellas lleva una losa de 20 cm de espesor.
- b) Los pilotes diseñado son de 16" de diámetro y tiene una capacidad portante de 226.29 tn. para la longitud de 10 m, que es largamente admisible para los pilotes del pórtico.
- c) La viga principal tiene la dimensión de 40x70x1000 y se calculó el acero de refuerzo longitudinal:
Acero (+)= 6 Ø 1" + 5 Ø 3/4" Acero (-)= 5 Ø 1" + 4 Ø 5/8"
- d) Para la viga t tiene la dimensión de 60x110 espesores de 30 y 20, tenemos calculado:
Acero (+)= 7 Ø 1". Acero (-)= 6 Ø 5/8".
- e) Para la losa se debe usar acero de Ø 3/8" @ 25 cm.
- f) Para la losa del núcleo se debe usar acero de Ø 3/4" @ 20 cm.

SOBRE EL CABEZO

- a) El Cabezo tiene una dimensión de 150 x 25m, formado por pórticos que están constituido por 5 pilotes cada 6 metros, unidos por una viga principal, los pórticos son unidos por vigas t y sobre ella una losa de 25 cm de espesor.
- b) Los pilotes diseñado son de 16" de diámetro y tiene una capacidad portante de 226.29 tn. para la longitud de 10 m, que es largamente admisible para los pilotes del pórtico
- c) La viga principal tiene la dimensión de 50x70x1000 y se calculó el acero de refuerzo longitudinal:
Acero (+)= 6 Ø 1" + 5 Ø 3/4" Acero (-)= 10 Ø 1" + 6 Ø 3/4".
- d) Para la viga t tiene la dimensión de 60x110 espesores de 30 y 20 y se calculó el acero de refuerzo longitudinal:
Acero (+)= 8 Ø 1" Acero (-)= 6 Ø 5/8"
- e) Para la losa del núcleo se debe usar acero de Ø 3/4" @ 20 cm.
- f) Para la losa del cabezo se debe usar acero de Ø 3/8" @ 25 cm.

SOBRE EL DOLPHIN

- a) El Dolphin está formado por 16 pilotes unidos por una losa de 4x4 m.
- b) Los pilotes que hemos utilizado para el diseño son de 16" de diámetro que tiene una capacidad portante superior a la necesaria para soportar las cargas de la losa como las cargas adicionales.
- c) Para la losa usamos como acero de refuerzo longitudinal de $\varnothing 3/4" @ 20$ cm.

EN GENERAL

- La fabricación de las vigas principales y secundarias debe hacerse cerca del acceso al muelle.
- Se debe tener mucho cuidado con el diseño y fabricación de los ganchos en las vigas, porque están determinarán su uso y colocación.
- Se recomienda dejar las vigas de unión entre el cabezo y el dolphin que se usan en forma temporal para la construcción, para tener acceso a ellos para el mantenimiento y reparación de los mismos.
- Adicionalmente se realizó el presupuesto del muelle minero como podemos ver en el anexo 20, el costo total del presupuesto es de \$23,580,133.99.
- En el presupuesto observamos que las partidas de dragado es de \$ 8,600,000 que es el 53.80% del costo directo (\$ 15,986,531.52).
- Por esta razón se recomienda tener un equipo de dragado propio para realizar el mantenimiento del canal y del área de maniobras no solo para el puerto de Salaverry sino para otros puertos, el presupuesto es de \$ 40'0000,000

La presente tesis tiene como uno de los objetivos resolver el problema particular de una región, esté debe estar dentro de un proyecto mayor de desarrollo y modernización de los puertos y muelles, tanto en litoral marino como fluvial y a su vez dentro de un proyecto de país. Con este norte se debe orientar y estructurar las carreras universitarias y técnicas de nuestro país y por ende los trabajos de investigación.

Muchos de los proyectos de ingeniería, no se ejecutan debido a que han sido formulados incorrectamente y no cuentan con viabilidad económica, ni financiera. Es por ello que se recomienda la formulación del proyecto del muelle minero de acuerdo a las normas y exigencias de los organismos encargados de aprobar los proyectos, para que este proyecto pueda ser evaluado y ejecutado.

BIBLIOGRAFÍA

- Beltrán Toribio, Pedro Ángel – Tesis: “Evaluación y dimensionamiento de la facilidades portuarias para la exportación de minerales en la zona norte” – Universidad Nacional de Ingeniería Facultad de Ingeniería Civil - Lima Perú – 2012.
- Catálogo de Fichas Técnicas, SATENA Astilleros Españoles, 1986
- Chellis, Robert D. - Cimentaciones Profundas. - 2da Edición, Editorial Diana. México DF, México – 1971
- Dunham, Clarence W - Cimentaciones de Estructuras. - 2da Edición Mc Graw Hill – México - 1980.
- Fuentes Ortiz, César - Aspectos Relevantes en el Diseño y Construcción de un Muelle Pesquero. - Universidad Nacional de Ingeniería - Lima Perú - 1987
- Fuentes Ortiz, César - Ingeniería Marítima y Portuaria - Editores COPER 1era Edición - Lima Perú. - Marzo 2001
- Pile Buck, - Manual Mooring Systems - NAVFAC DM-26.5- 1992.

ANEXOS Y REFERENCIAS

REFERENCIAS:

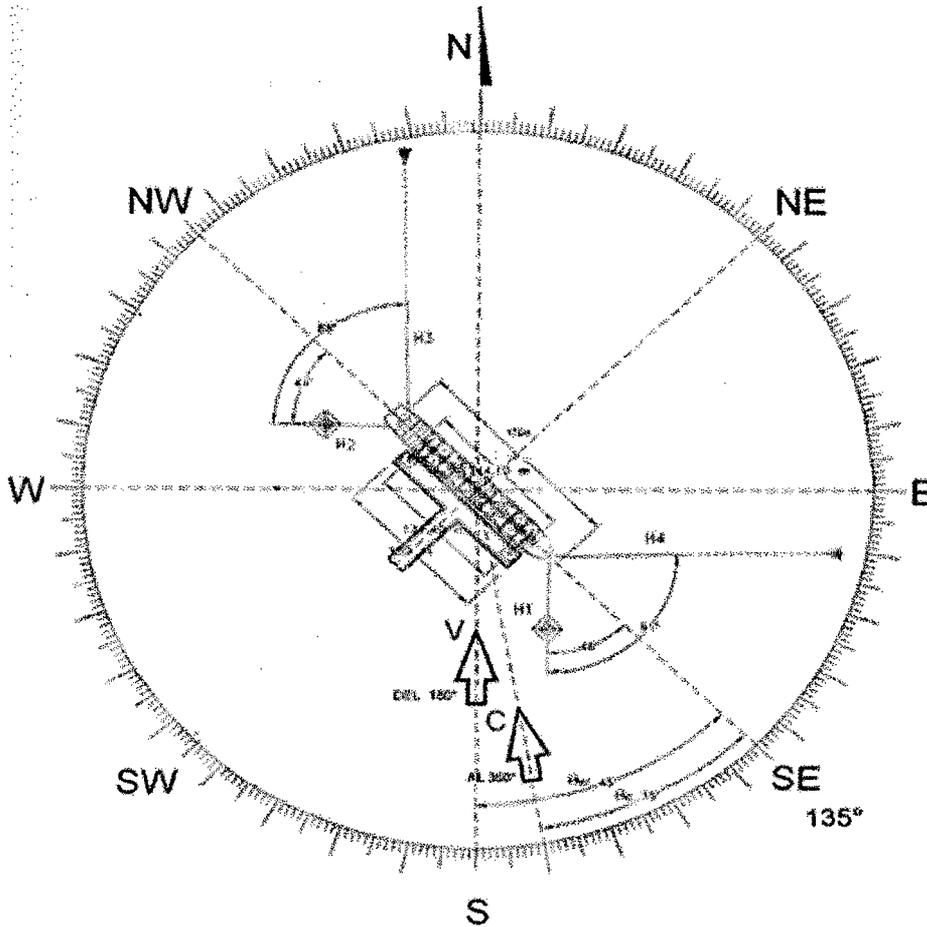
- a) "*Catálogo de Fichas Técnicas*", SATENA Astilleros Españoles, 1986
- b) "*Mooring Systems*", Pile Buck Inc. 1992, NAVFAC DM-26.5.

ANEXOS:

1. Esquema de Disposición del Muelle – Buque
2. Funcionamiento del Martillo Delmag D30
3. Ubicación del puente
4. Muelle para embarque de minerales Dimensiones
5. Muelle para embarque de minerales Vistas
6. Pórtico del puente – Corte A A´
7. Pórtico del puente– Corte B B´
8. Viga principal del puente
9. Viga principal del puente
10. Viga secundaria del puente
11. Viga secundaria del puente
12. Núcleo del puente.
13. Método constructivo 1
14. Método constructivo 2
15. Pórtico del cabezo
16. Viga principal del cabezo
17. Viga secundaria del cabezo.
18. Losa del puente.
19. Dolphin.
20. Presupuesto.

ANEXO 01

ESQUEMA DE DISPOSICIÓN DEL MUELLE - BUQUE



ANEXO 02

FUNCIONAMIENTO DEL MARTILLO DELMAG

“El pesado pistón cae por su propio peso y acciona la leva del inyectores de combustible que inyecta dicho combustible en la parte superior de la pieza de golpe en forma de copa, tan pronto como el pistón tapa los orificios de escape el aire queda atrapado por delante del pistón y comienza la comprensión, el rápido aumento de presión empuja la pieza de golpe y el cabezal que está inmediatamente debajo, contra la cabeza del pilote, antes del golpe.

Al golpear la pieza de golpe con su extremo esférico, el pistón hinca el pistolete en el terreno, y al mismo tiempo atomiza el combustible que se escapa por la cámara anular de combustión.

El aire a gran presión provoca la ignición de las partículas de combustible atomizado, y la expansión consiguiente de los gases de la combustión actúan en dos sentidos: continúan empujando y al mismo tiempo eleva el pistón.

Al ascender el pistón deja libre los orificios de escape, se escapan los gases de la combustión y tiene lugar el equilibrio de presión en el cilindro.

Conforme el pistón sigue elevándose, entra aire fresco a través de los orificios, barriendo totalmente y refrigerando el cilindro.” (FUENTES 2001)

PROCEDIMIENTO:

1. Para el primer eje se usará una rampa de acceso que se debe acondicionar con un sistema de guiado de pilotes que nos ayudaran a nivelar y ubicar los pilotes donde están proyectados.
2. La grúa transporta y coloca verticalmente el tubo de acero en el marco.
3. Una vez ubicado perfectamente el pilote se procederá a colocar la grúa con el martillo Delmag.
4. Se procede el clavado hasta la profundidad requerida (6m) y rechazo requerido.
5. Finalmente se cortará el pilote a la altura requerida.

La cabeza del pilote debe ser protegida con un amortiguador que puede ser madera chontaquirro o algarrobo.

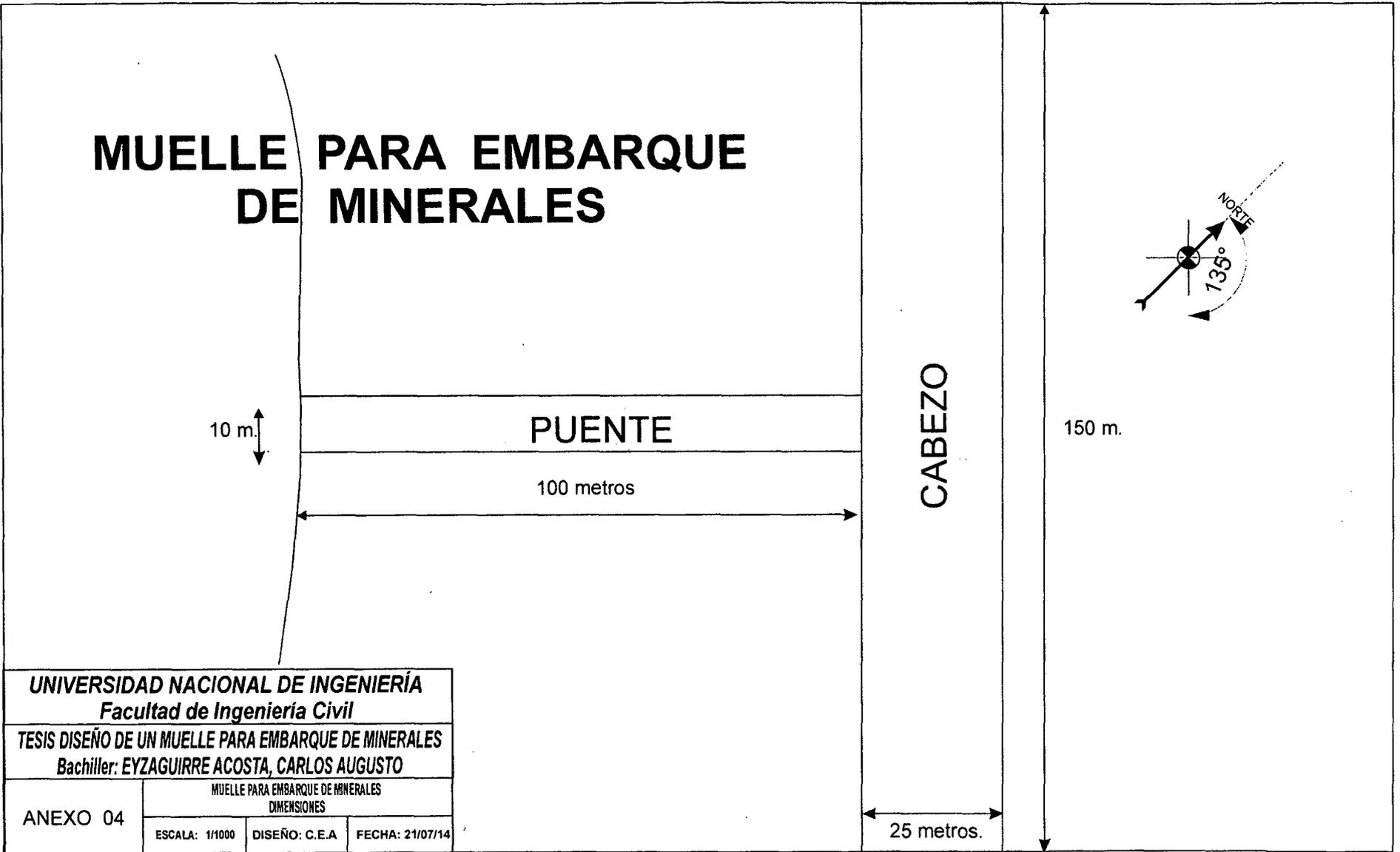
La nivelación vertical debe ser mediante un nivel de brújula.

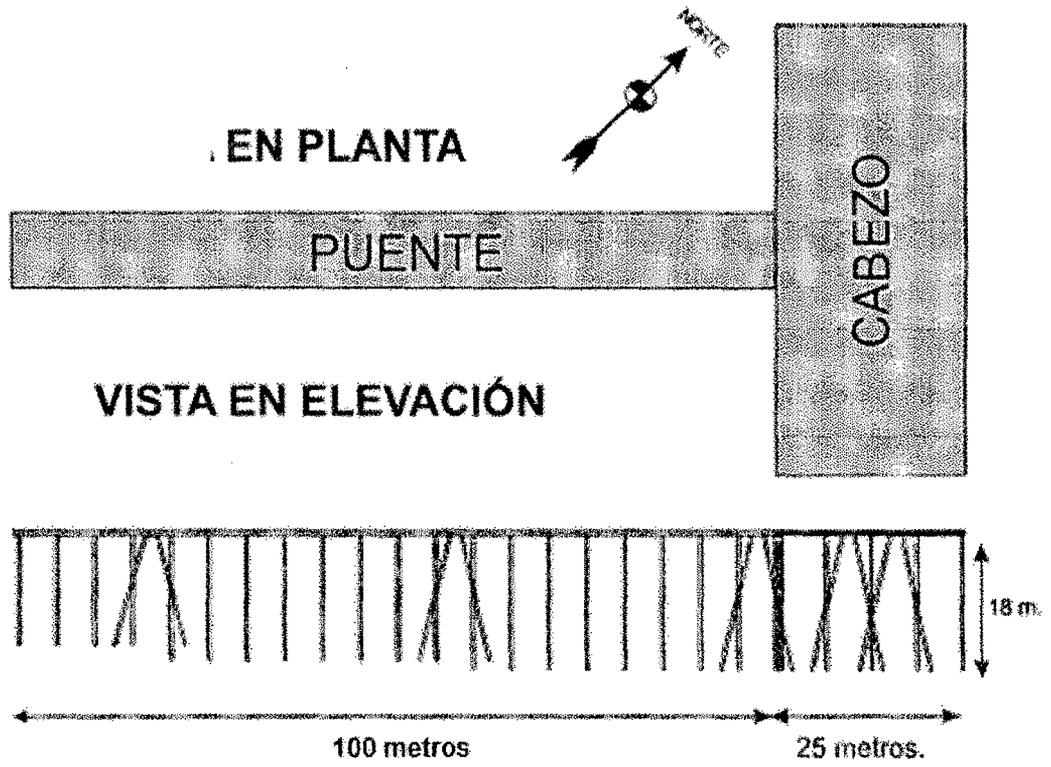
Es importante llevar un registro del número de golpes por cada 10 cm de penetración, para determinar el grado de rechazo y paralizar la operación.



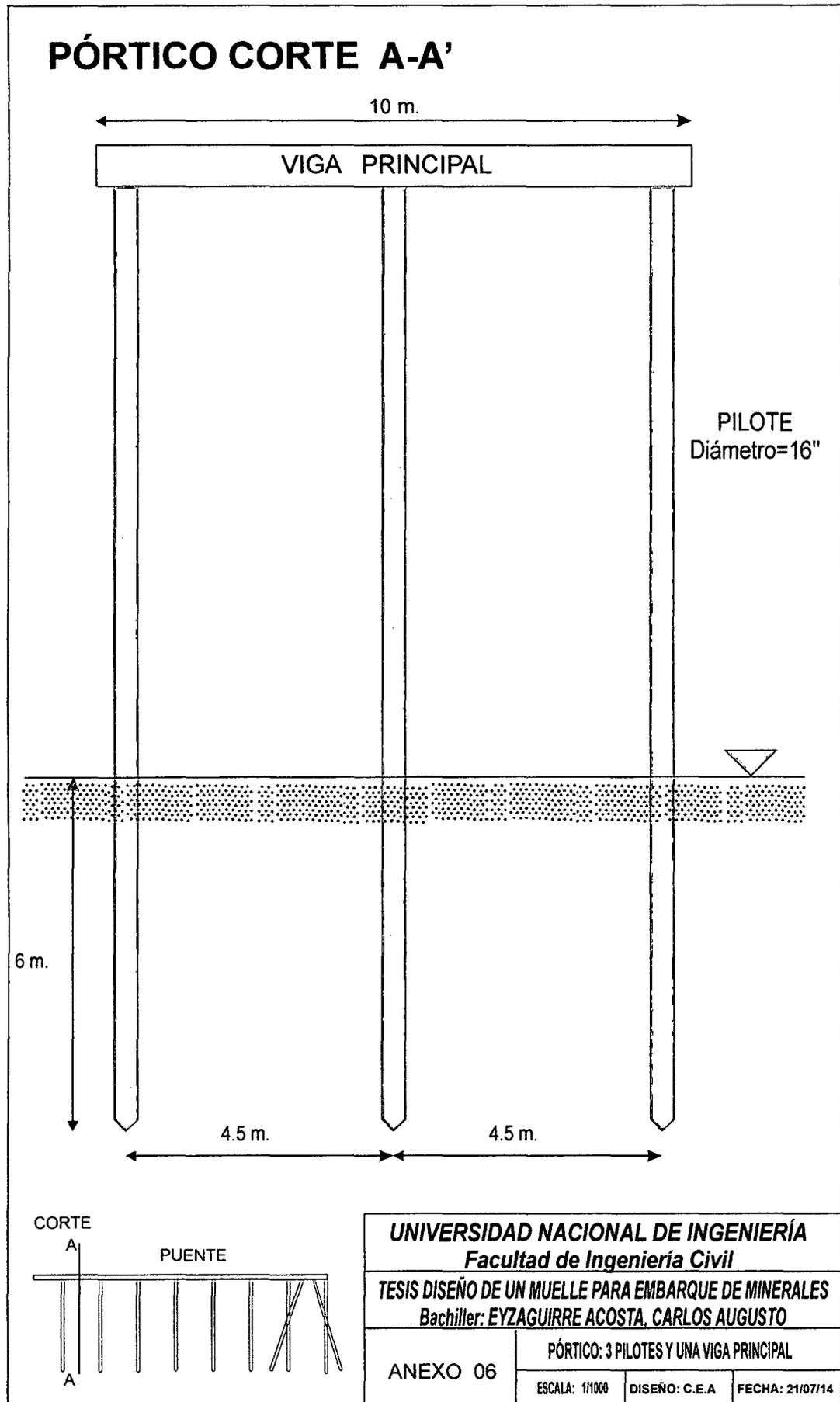
**PUERTO DE SALAVERRY
TRUJILLO PERÚ**

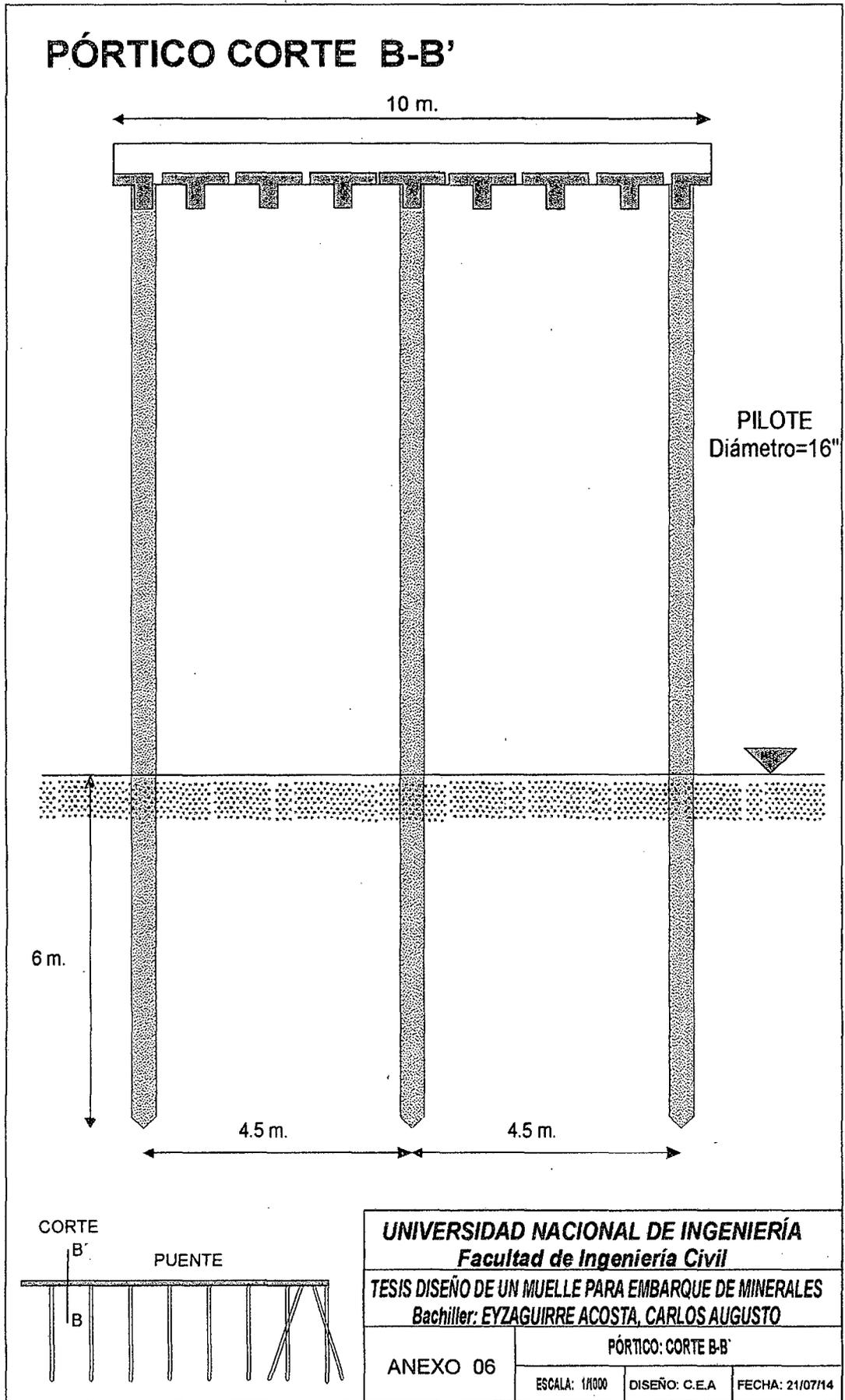
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA <i>Facultad de Ingeniería Civil</i>		
TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES <i>Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO</i>		
ANEXO 03	LOCALIZACIÓN: DEPARTAMENTO LA LIBERTAD- PROVINCIA TRUJILLO - DISTRITO SALAVERRY	
	DISEÑO: C.E.A	FECHA: 21/07/14





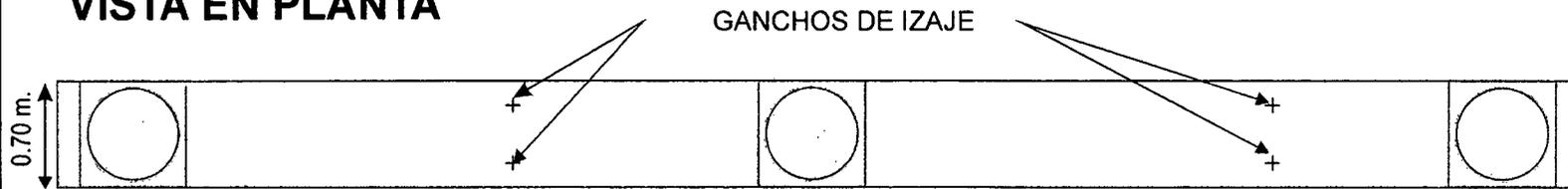
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Civil		
TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO		
ANEXO 05	MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES VISTAS	
	ESCALA: 1/1000	DISEÑO: C.E.A FECHA: 21/07/14



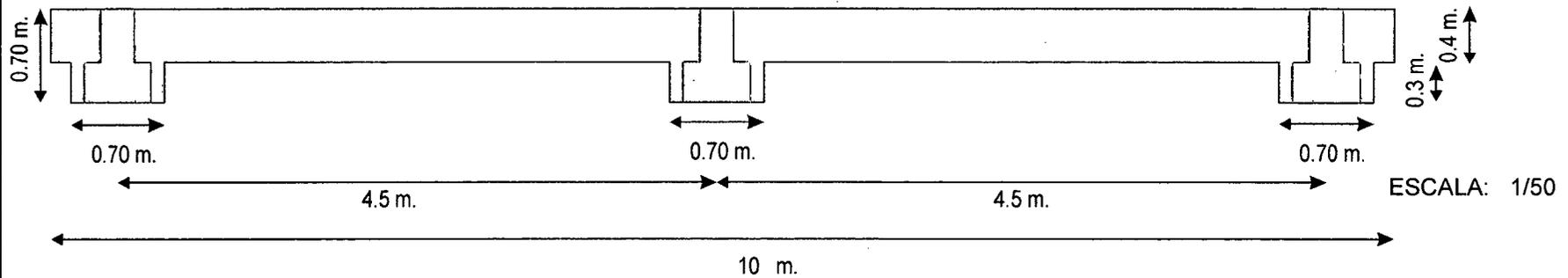


VIGA PRINCIPAL DEL PUENTE

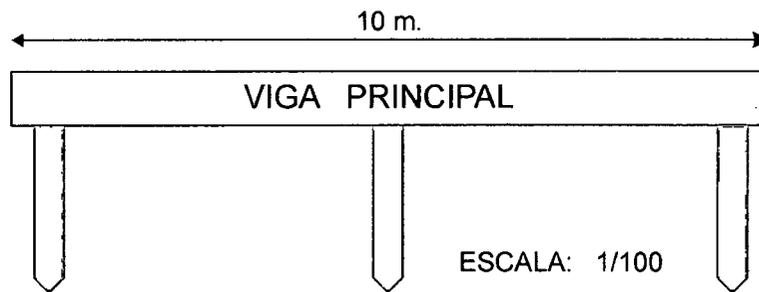
VISTA EN PLANTA



VISTA EN ELEVACIÓN



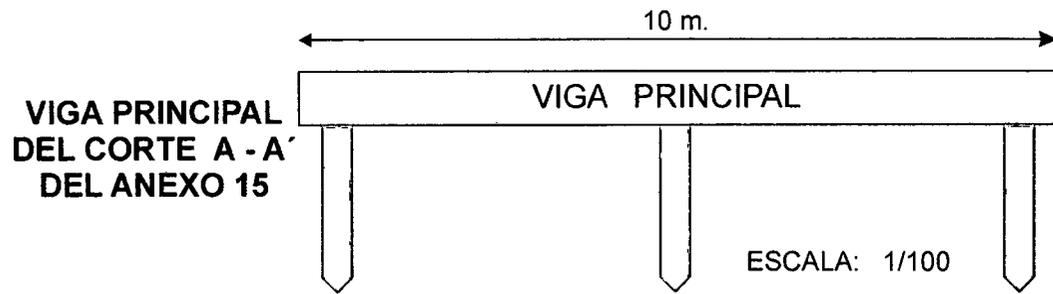
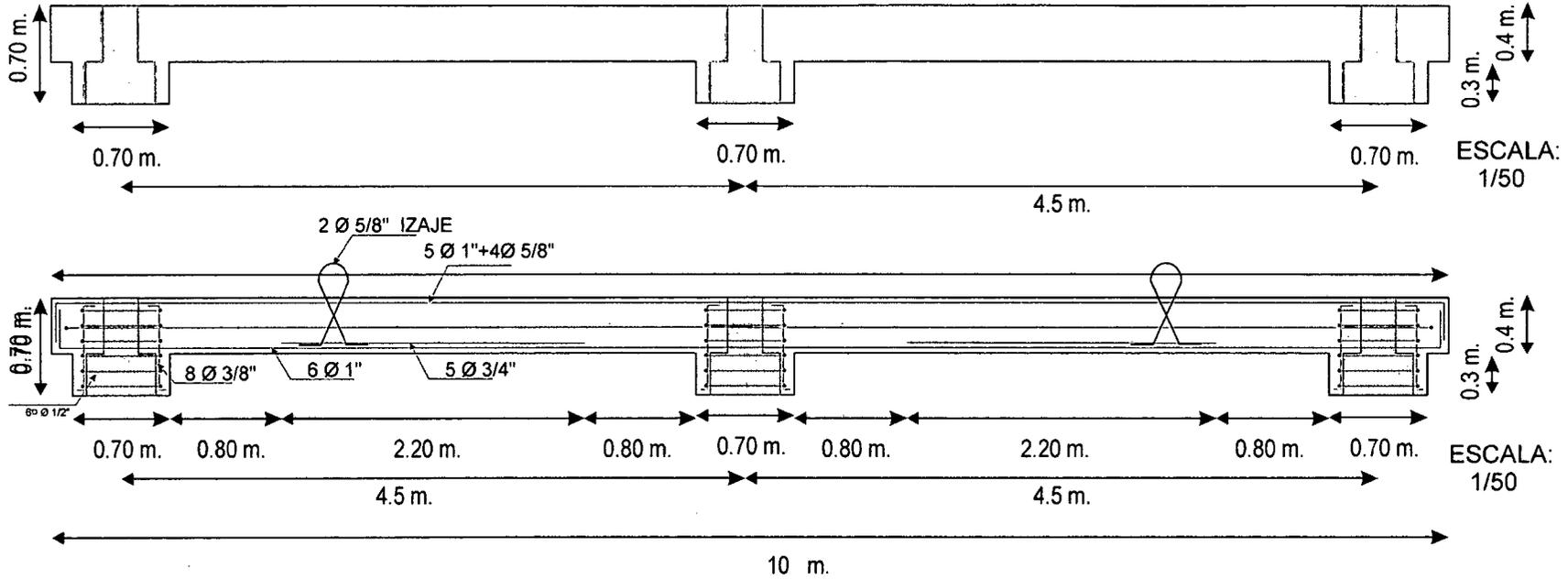
VIGA PRINCIPAL DEL CORTE A - A' DEL ANEXO 06



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA		
<i>Facultad de Ingeniería Civil</i>		
TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES		
<i>Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO</i>		
ANEXO 08	VIGA PRINCIPAL DEL PUENTE	
	ESCALA: 1/50	DISEÑO: C.E.A
		FECHA: 21/07/14

VIGA PRINCIPAL DEL PUENTE

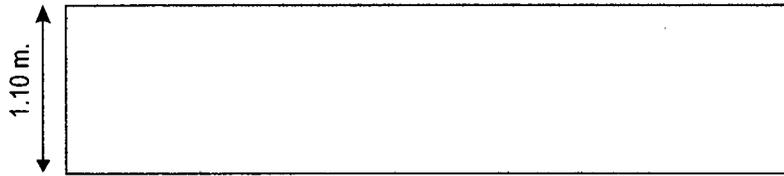
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES
Bachiller: Eyzaguirre Acosta Carlos Augusto



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Civil		
TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO		
ANEXO 09	VIGA PRINCIPAL DEL PUENTE	
	ESCALA: 1/50	DISEÑO: C.E.A
FECHA: 21/07/14		

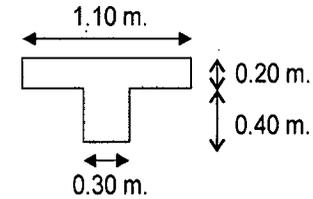
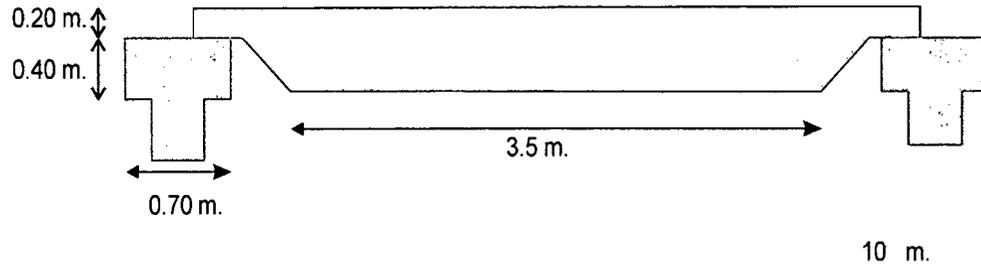
VIGAS SECUNDARIAS DEL PUENTE

VISTA EN PLANTA



ESCALA: 1/50

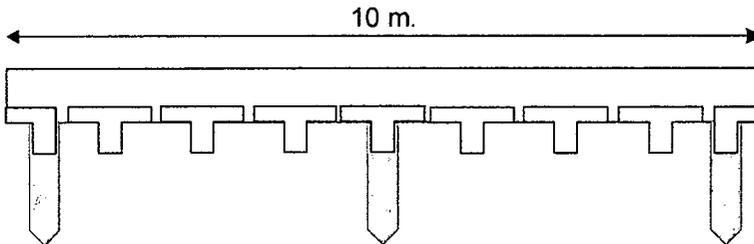
VISTA EN ELEVACIÓN



VIGA T INTERIOR

VIGAS T DEL CORTE B-B'

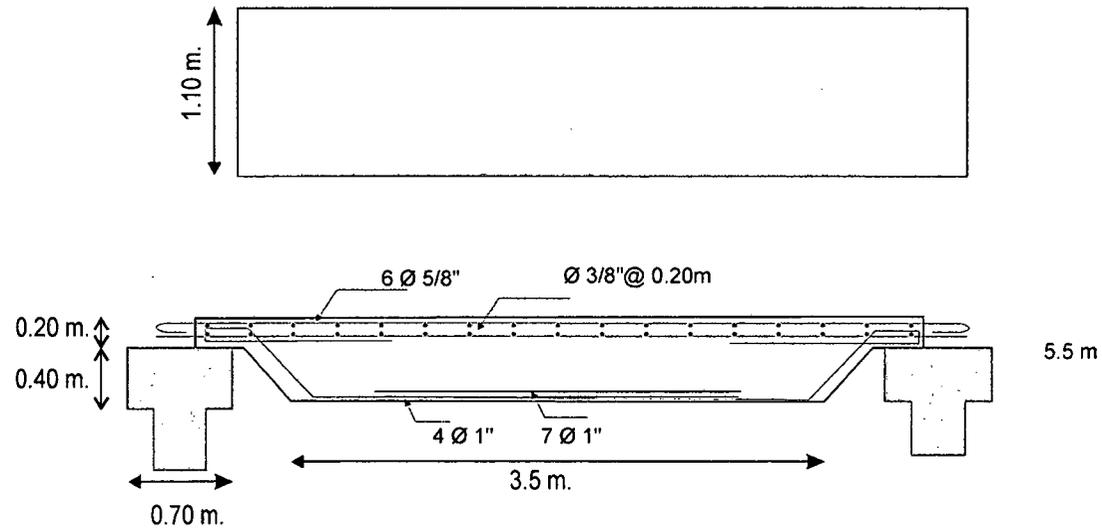
ESCALA: 1/100



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA		
Facultad de Ingeniería Civil		
TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES		
Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO		
ANEXO 10	VIGA SECUNDARIA (VIGA T)	
	ESCALA: 1/50	DISEÑO: C.E.A
		FECHA: 21/07/14

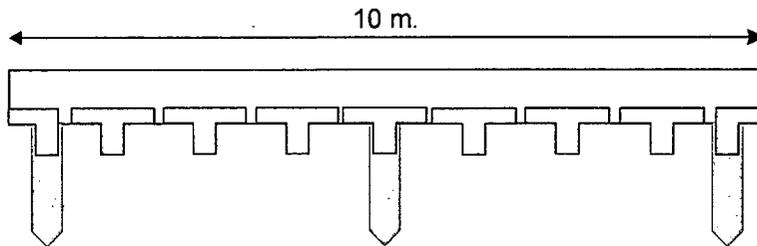
VIGAS SECUNDARIAS DEL PUENTE

VISTA EN PLANTA



VIGAS T DEL CORTE B- B'

ESCALA: 1/100



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil

TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES
Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO

ANEXO 11

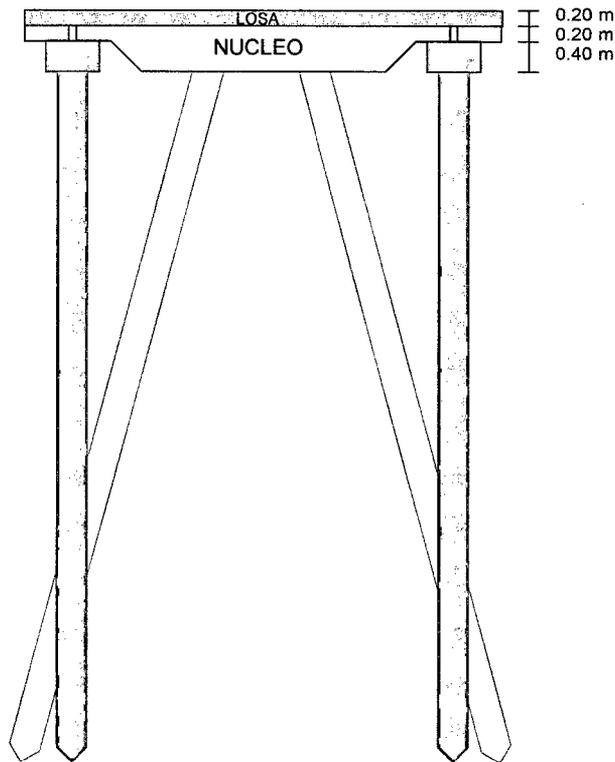
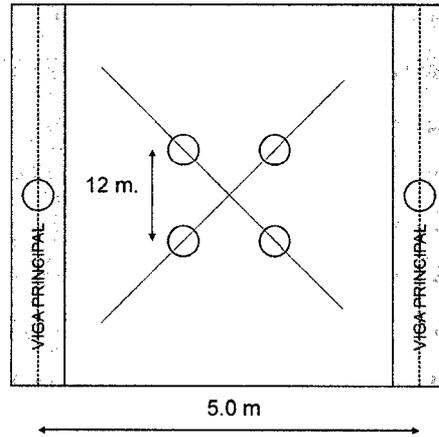
VIGA SECUNDARIA (VIGA T)

ESCALA: 1/50

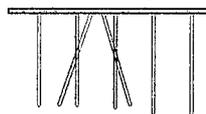
DISEÑO: C.E.A

FECHA: 21/07/14

NÚCLEO DEL PUENTE



NÚCLEO DEL PUENTE



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil

TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES
 Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO

ANEXO 12

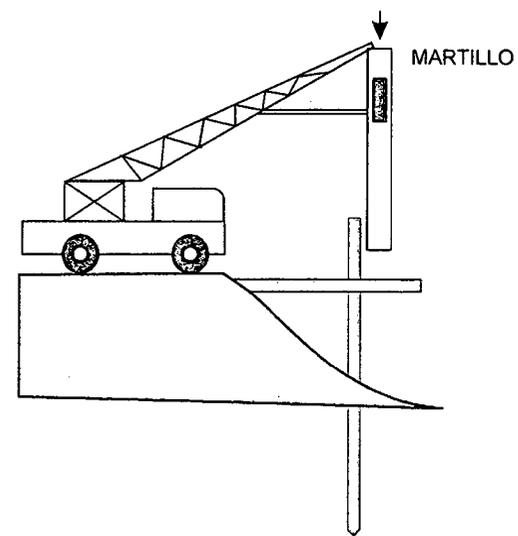
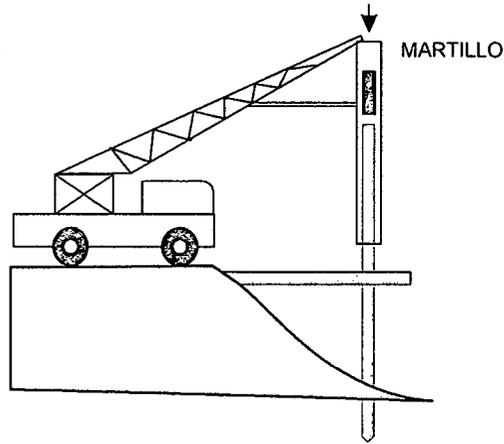
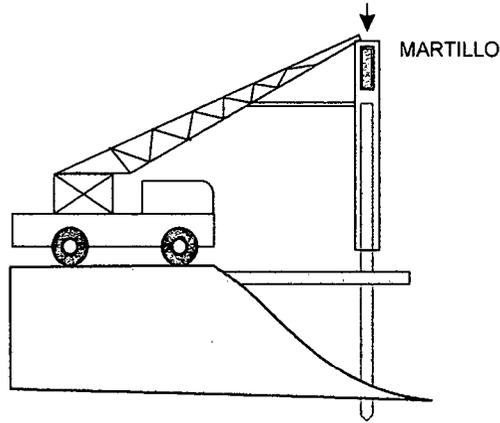
NÚCLEO DEL PUENTE

ESCALA: 1/50

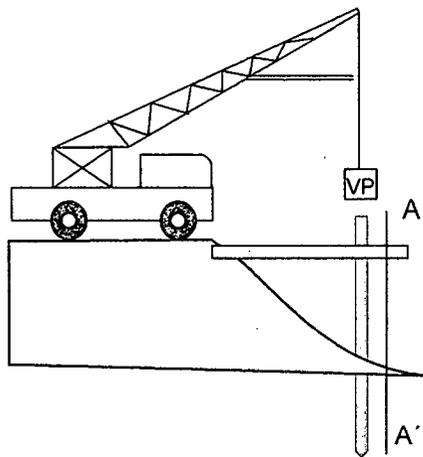
DISEÑO: C.E.A

FECHA: 21/07/14

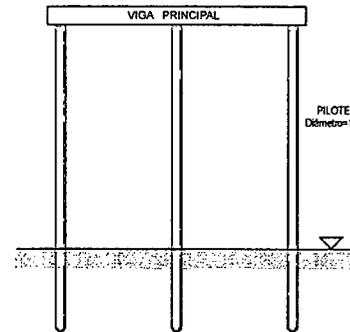
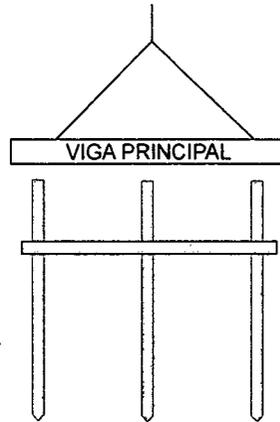
PROCESO CONSTRUCTIVO 01



CLAVADO DE PILOTES



CORTE A-A'



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil

TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES
Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO

PROCESO CONSTRUCTIVO 01

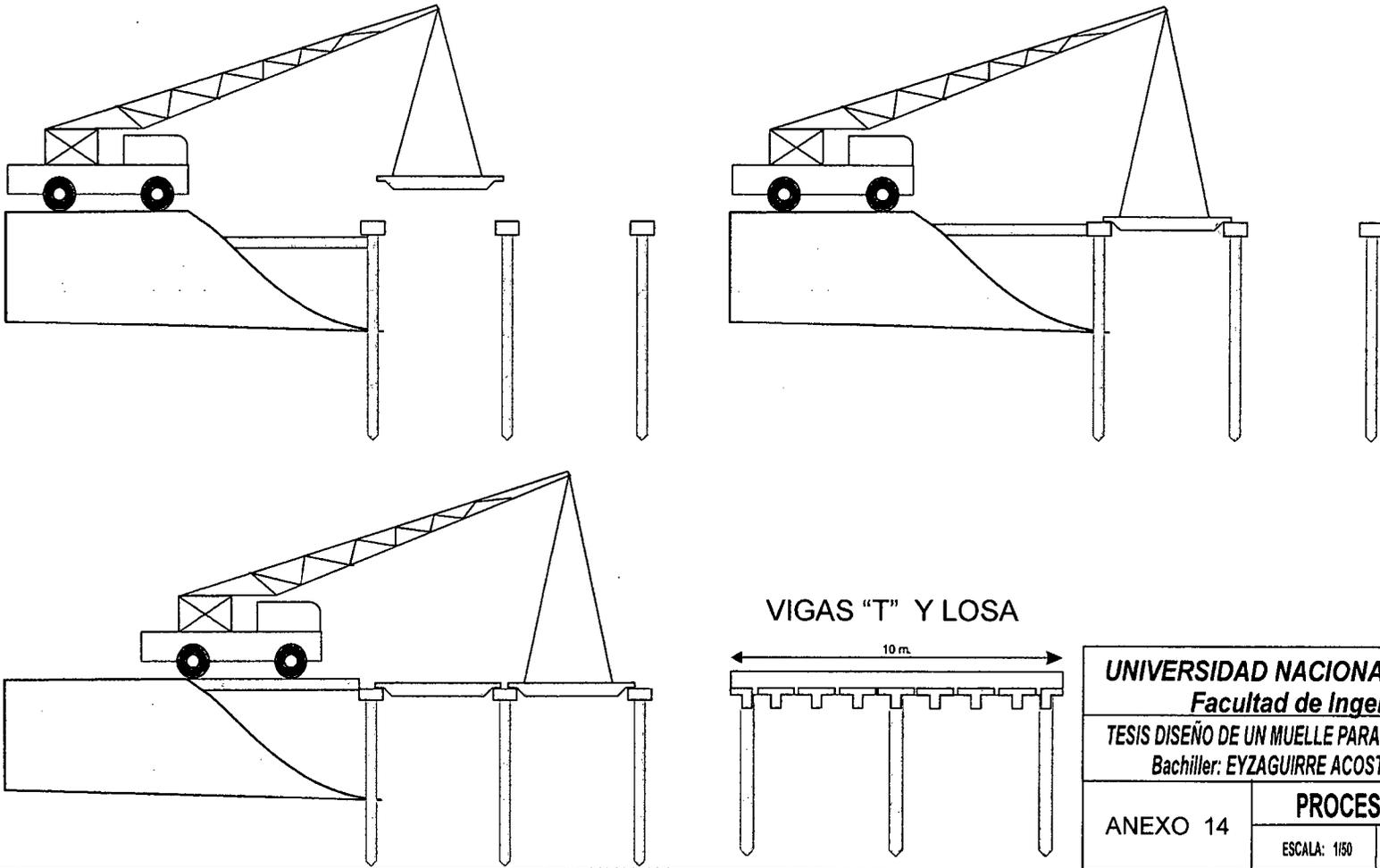
ANEXO 13

ESCALA: 1/50

DISEÑO: C.E.A

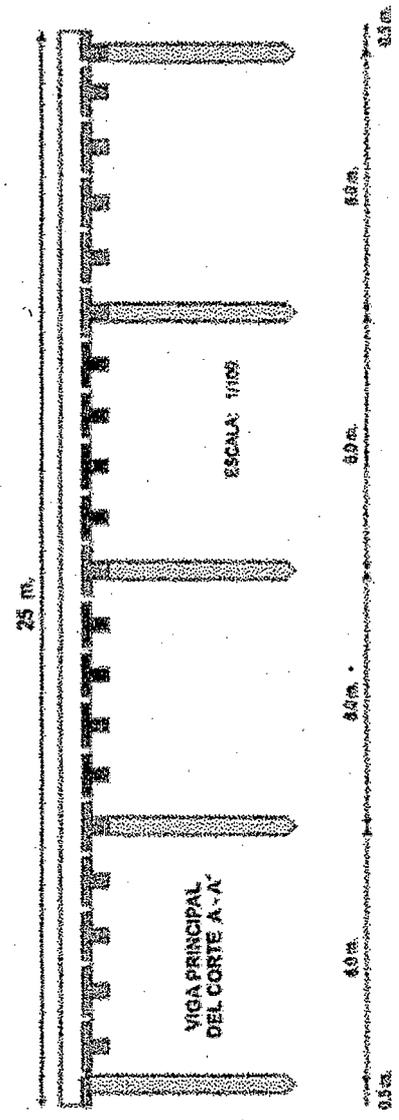
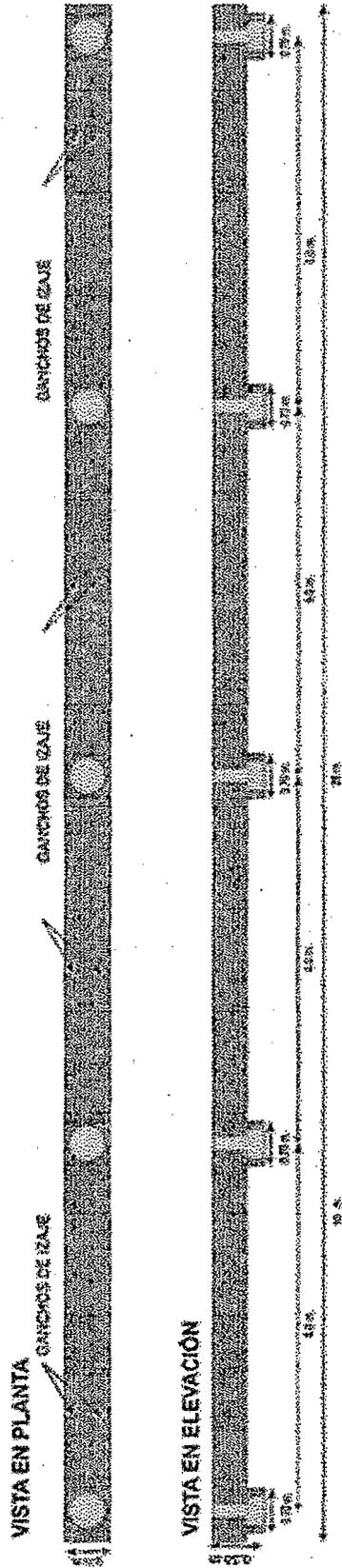
FECHA: 21/07/14

PROCESO CONSTRUCTIVO 02



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA <i>Facultad de Ingeniería Civil</i>		
TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO		
ANEXO 14	PROCESO CONSTRUCTIVO 2	
	ESCALA: 1/50	DISEÑO: C.E.A
FECHA: 21/07/14		

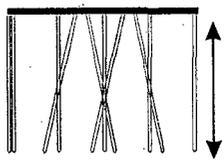
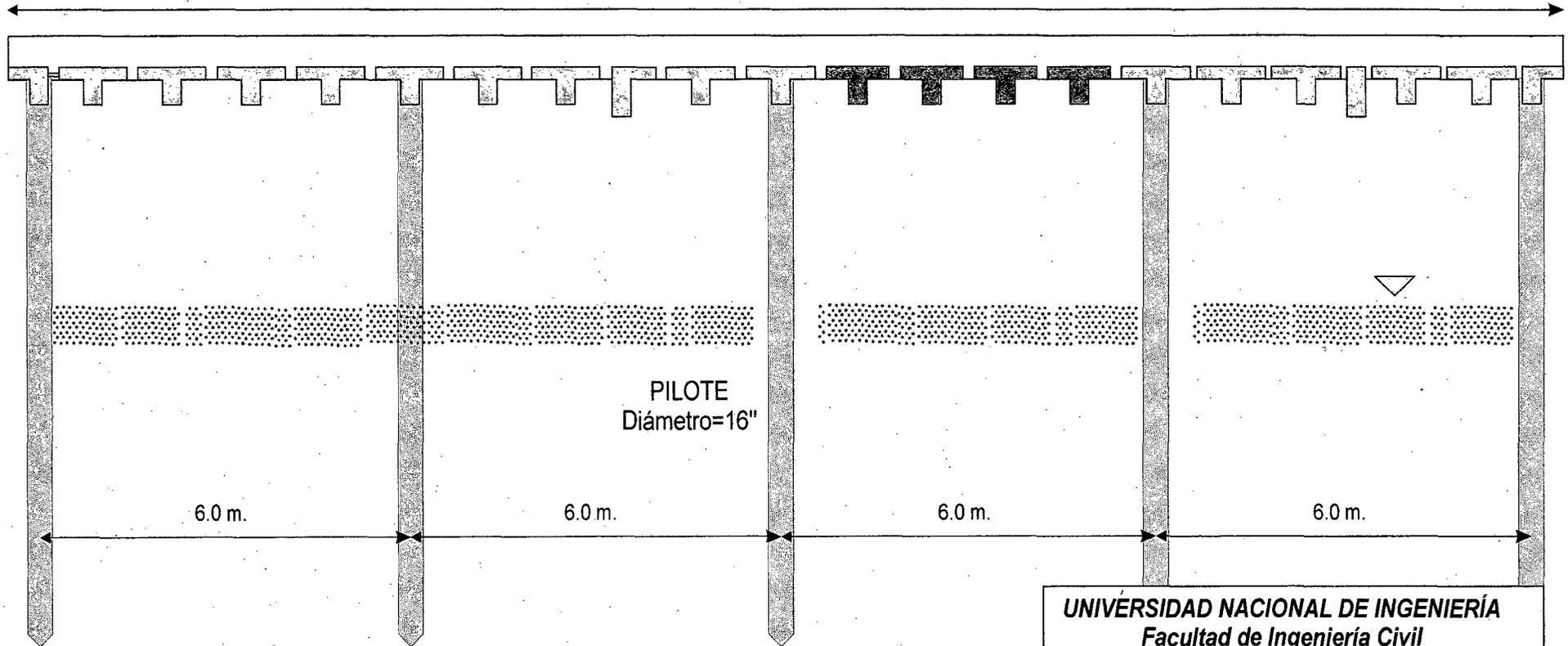
VIGA PRINCIPAL DEL CABEZO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA Facultad de Ingeniería Civil		UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA Facultad de Ingeniería Civil	
TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA CARLOS AGUSTO		TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA CARLOS AGUSTO	
ANEXO 16		VIGA PRINCIPAL DEL CABEZO	
ESCALA: 1/75	DISEÑO: C.E.A	ESCALA: 1/100	FECHA: 2017/12/15

PÓRTICO DEL CABEZO

25 m.

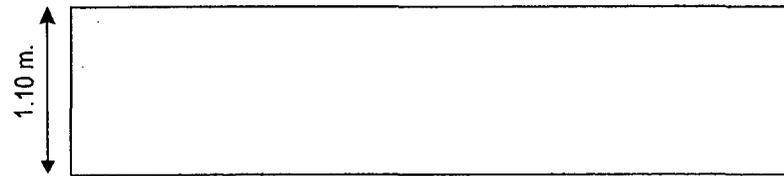


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA <i>Facultad de Ingeniería Civil</i>		
TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO		
ANEXO 15	PÓRTICO DEL CABEZO	
	ESCALA: 1/50	DISEÑO: C.E.A
FECHA: 21/07/14		

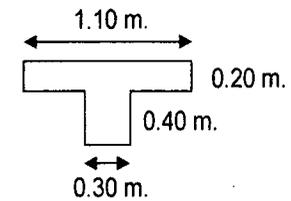
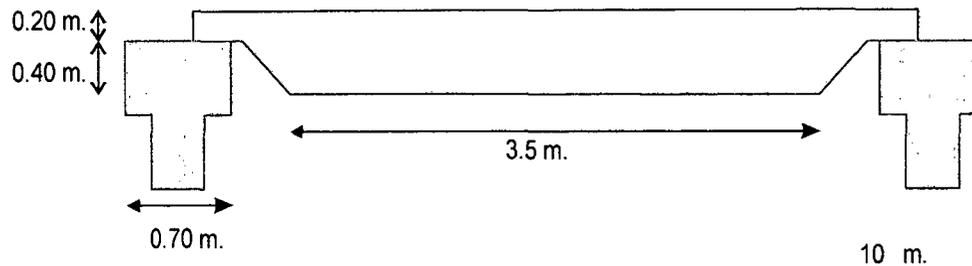
VIGAS SECUNDARIAS DEL CABEZO

VISTA EN PLANTA

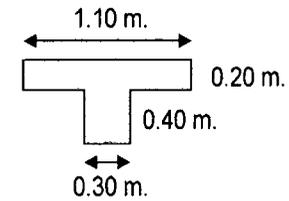
ESCALA: 1/50



VISTA EN ELEVACIÓN



VIGA T INTERIOR



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES

Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO

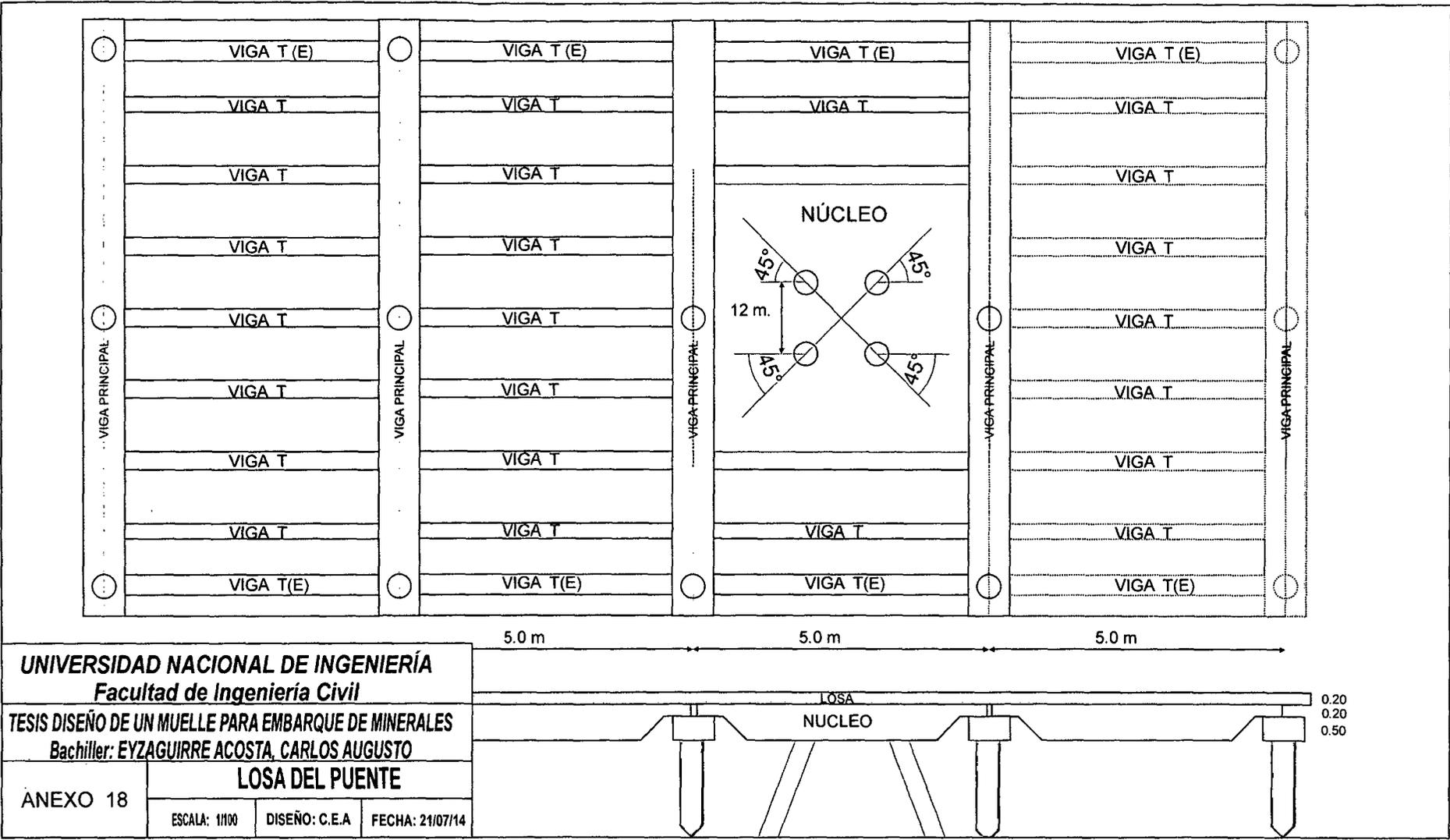
ANEXO 17

VIGA SECUNDARIA DEL CABEZO

ESCALA: 1/50

DISEÑO: C.E.A

FECHA: 21/07/14



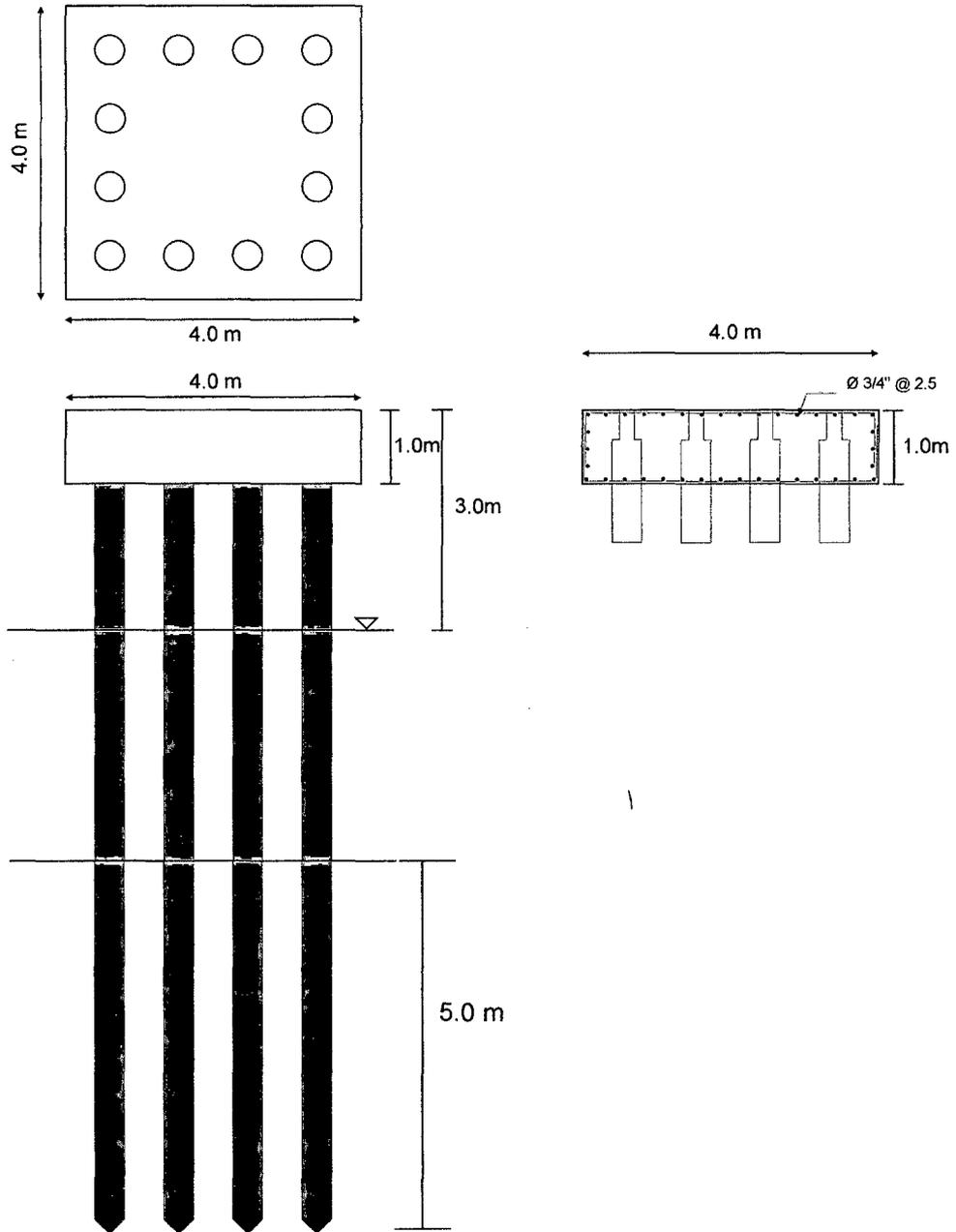
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil

TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES
Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO

ANEXO 18 **LOSA DEL PUEBTE**

ESCALA: 1/100 DISEÑO: C.E.A FECHA: 21/07/14

DOLPHIN



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA		
<i>Facultad de Ingeniería Civil</i>		
TESIS DISEÑO DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES		
<i>Bachiller: EYZAGUIRRE ACOSTA, CARLOS AUGUSTO</i>		
ANEXO 19	DOLPHIN	
	ESCALA: 1/50	DISEÑO: C.E.A
		FECHA: 21/07/14

ANEXO 20

PRESUPUESTO DEL MUELLE MINERO

PRESUPUESTO							
Presupuesto	CONSTRUCCIÓN DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES						
Subpresupuesto	CONSTRUCCIÓN DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES						
Cliente						Costo al	21/07/2014
Lugar	LA LIBERTAD - TRUJILLO - SALAVERRY						
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	METRADO	Precio US\$	Parcial US\$	Parcial US\$	Parcial US\$
01.00.00	PROYECTO						
01.01.00	ELABORACION DEL PROYECTO DEFINITIVO	GLB	100	350,000.00	350,000.00	350,000.00	350,000.00
02.00.00	OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES						
02.01.00	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	5,750.00	160	9,177.00		
02.02.00	AGUA PARA LA OBRA	m3	1,500.00	8.19	12,280.40		
02.03.00	ENERGIA ELECTRICA	mes	12.00	2,011.60	24,139.20		
02.04.00	CARTEL DE OBRA	und	100	542.91	542.91		
02.05.00	CASETA PARA CONTRATISTA Y SUPERVISION	GLB	100	5,634.00	5,634.00		
02.06.00	GUARDIAÑIA	mes	12.00	2,016.00	24,192.00		
02.07.00	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	GLB	100	44,664.00	44,664.00		
02.08.00	LOSA PARA PREFABRICADOS	m2	500.00	15.06	7,527.50		
02.09.00	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	mes	12.00	2,143.20	25,718.40		
02.10.00	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	m2	5,000.00	1.09	5,460.00		
02.11.00	PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL	GLB	100	72,000.00	72,000.00		
02.12.00	SEGURIDAD DURANTE LA CONSTRUCCÓN	mes	100	6,000.00	6,000.00	237,345.41	237,345.41
03.00.00	PUNTE						
03.01.00	PILOTAJE						
03.01.01	PROVISION DE PILOTES	und	72.00	7,732.00	558,704.00		
03.01.02	TRANSPORTE DE PILOTE	und	72.00	322.02	23,185.51		
03.01.03	HNCADO DE PILOTE	und	72.00	1,748.22	125,871.89	705,761.40	
03.02.00	VIGA PRINCIPAL PREFABRICADA						
03.02.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM 2	m3	57.83	142.80	8,257.97		
03.02.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	345.02	16.37	5,647.78		
03.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM 2	kg	13,035.30	146	19,031.53		
03.02.04	TRANSPORTE DE VIGAS PREFABRICADAS	und	20.50	779.14	15,972.33		
03.02.05	COLOCACION DE VIGAS PREFABRICADAS	und	20.50	662.20	13,575.07	62,484.87	
03.03.00	UNION PILOTE - VIGA PRINCIPAL						
03.03.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM 2	m3	3.17	142.80	451.95		
03.03.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	30.14	16.37	493.30	945.25	
03.04.00	VIGAS T - PREFABRICADA						
03.04.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM 2	m3	195.13	142.80	27,864.06		
03.04.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	1,044.16	16.37	17,092.54		
03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM 2	kg	42,205.80	146	61,620.47		
03.04.04	TRANSPORTE DE LOSA NERVADA PREFABRICADA	und	130.00	779.14	101,287.92		
03.04.05	COLOCACION DE LOSA NERVADA PREFABRICADA	und	130.00	662.20	86,085.78	293,850.77	
03.05.00	LOSA LATERAL PREFABRICADA						
03.05.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM 2	m3	47.40	142.80	6,768.60		
03.05.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	313.60	16.37	5,133.63		
03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM 2	kg	5,608.80	146	8,188.85		
03.05.04	TRANSPORTE DE LOSA LATERAL PREFABRICADA	und	40.00	779.14	31,165.51		
03.05.05	COLOCACION DE LOSA LATERAL PREFABRICADA	und	40.00	662.20	26,487.83	77,744.52	
03.06.00	NUCLEO LLENADO IN SITU						
03.06.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM 2	m3	55.00	142.80	7,853.88		
03.06.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	121.19	16.37	1,983.78		
03.06.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM 2	kg	2,437.50	146	3,558.75	13,396.36	
03.07.00	JUNTAS LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL IN SITU						
03.07.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM 2	m3	35.81	142.80	5,084.30		
03.07.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	149.18	16.37	2,442.03		
03.07.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM 2	kg	2,434.87	146	3,555.05	11,081.38	
03.08.00	LOSA SUPERIOR						
03.08.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM 2	m3	200.00	142.80	28,559.48		
03.08.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	105.00	16.37	1,718.81		
03.08.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM 2	kg	5,242.32	146	7,653.78	37,832.07	1,263,286.43

PRESUPUESTO							
Presupuesto	CONSTRUCCIÓN DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES						
Subpresupuesto	CONSTRUCCIÓN DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES						
Cliente					Costo al	21/07/2014	
Lugar	LA LIBERTAD - TRUJILLO - SALAVERRY						
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	NETRADO	Precio US\$	Parcial US\$	Parcial US\$	Parcial US\$
04.00.00	CABEZO						
04.0100	PILOTAJE						
04.0101	PROVISION DE PILOTES	und	323.00	7,732.00	2,497,436.00		
04.0102	TRANSPORTE DE PILOTE	und	323.00	322.02	104,02.78		
04.0103	HINCADO DE PILOTE	und	323.00	1,748.22	564,675.28	3,166,124.06	
04.02.00	VIGA PRINCIPAL PREFABRICADA						
04.02.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM2	m3	128.65	12.80	1,637.09		
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	134.199	16.37	2,196.72		
04.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	55,626.09	146	8,124.09		
04.02.04	TRANSPORTE DE VIGAS TRANSVERSALES	und	3100	984.56	30,521.36		
04.02.05	COLOCACION DE VIGAS TRANSVERSALES	und	3100	1,364.85	42,310.50	194,384.77	
04.03.00	UNION PILOTE - VIGA PRINCIPAL						
04.03.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM2	m3	6.37	12.80	81.92		
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	25.20	16.37	412.52	1,607.73	
04.04.00	VIGAS T PREFABRICADA						
04.04.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM2	m3	694.25	12.80	8,886.40		
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	3,859.40	16.37	63,177.07		
04.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	64,850.24	146	9,468.15		
04.04.04	TRANSPORTE DE LOSA NERVADA PREFABRICADA	und	474.00	779.14	369,311.33		
04.04.05	COLOCACION DE LOSA NERVADA PREFABRICADA	und	474.00	662.20	313,882.00	1,071,296.85	
04.05.00	LOSA LATERAL PREFABRICADA						
04.05.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM2	m3	71.10	12.80	910.08		
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	470.40	16.37	7,700.29		
04.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	8,413.20	146	1,228.33		
04.05.04	TRANSPORTE DE LOSA LATERAL PREFABRICADA	und	60.00	779.14	46,748.27		
04.05.05	COLOCACION DE LOSA LATERAL PREFABRICADA	und	60.00	662.20	39,731.90	116,616.62	
04.06.00	NUCLEO LLENADO IN SITU						
04.06.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM2	m3	924.00	12.80	11,827.20		
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,035.91	16.37	33,327.15		
04.06.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	40,950.00	146	5,978.70	225,058.85	
04.07.00	JUNTAS LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL IN SITU						
04.07.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM2	m3	117.90	12.80	1,509.12		
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	522.42	16.37	8,551.84		
04.07.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	8,825.47	146	1,288.51	38,272.84	
04.08.00	LOSA SUPERIOR						
04.08.01	CONCRETO F' C=245 KG/CM2	m3	937.50	12.80	12,000.00		
04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	175.00	16.37	2,864.75		
04.08.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	19,517.19	146	2,849.50	165,232.35	4,978,594.17
05.00.00	ELEMENTO DE AMARRE Y DEFENSA						
05.0100	BITAS (MOORING)	und	8.00	6,000.00	48,000.00		
05.0200	SISTEMA DE DEFENSAS	und	4.00	75,000.00	300,000.00	348,000.00	348,000.00
06.00.00	DOLPHIN DE AMARRE						
06.0100	PILOTAJE						
06.0101	PROVISION DE PILOTES	und	24.00	7,732.00	185,568.00		
06.0102	TRANSPORTE DE PILOTE	und	24.00	322.02	7,728.50		
06.0103	HINCADO DE PILOTE	und	24.00	1,748.22	41,957.30	235,253.80	
06.0104	ELEMENTOS DE CONCRETO						
06.0105	CONCRETO F' C=245 KG/CM2	m3	30.30	12.80	389.76		
06.0106	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	82.19	16.37	1,345.26		
06.0107	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	2,308.00	146	336,968.00	9,041.70	
06.0108	ELEMENTOS DE AMARRE						
06.0109	BITAS DE AMARRE CON GANCHOS DE SEGURIDAD	und	2.00	12,500.00	25,000.00	25,000.00	289,295.50
07.00.00	DRAGADO						
07.0100	MOVILIZACION DE EQUIPOS DE DRAGADO	GLB	100	5,000,000.00	5,000,000.00		
07.0101	DRAGADO EN CANAL DE ENTRADA Y AREA DE MA	m3	1,200,000.00	3.00	3,600,000.00	8,600,000.00	8,600,000.00

PRESUPUESTO							
Presupuesto	CONSTRUCCIÓN DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES						
Subpresupuesto	CONSTRUCCIÓN DE UN MUELLE PARA EMBARQUE DE MINERALES						
Ciente						Costo al	21/07/2014
Lugar	LA LIBERTAD - TRUJILLO - SALAVERRY						
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	METRADO	Precio US\$	Parcial US\$	Parcial US\$	Parcial US\$
	COSTO DIRECTO TOTAL					US\$	15,086,533.32
	GASTOS GENERALES (15%)					US\$	2,397,878.73
	UTILIDAD (10%)					US\$	1,598,853.15
	SUB TOTAL					US\$	19,883,164.40
	IGV (18%)					US\$	3,596,868.58
	TOTAL PRESUPUESTO					US\$	23,580,133.09

ANEXO 21

RESUMEN DE LA NORMA 030 DISEÑO SISMO RESISTENTE

Artículo 05 Zonificación:

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la figura N° 1. La distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación éstos con la distancia epicentral, así como en neotectónica.

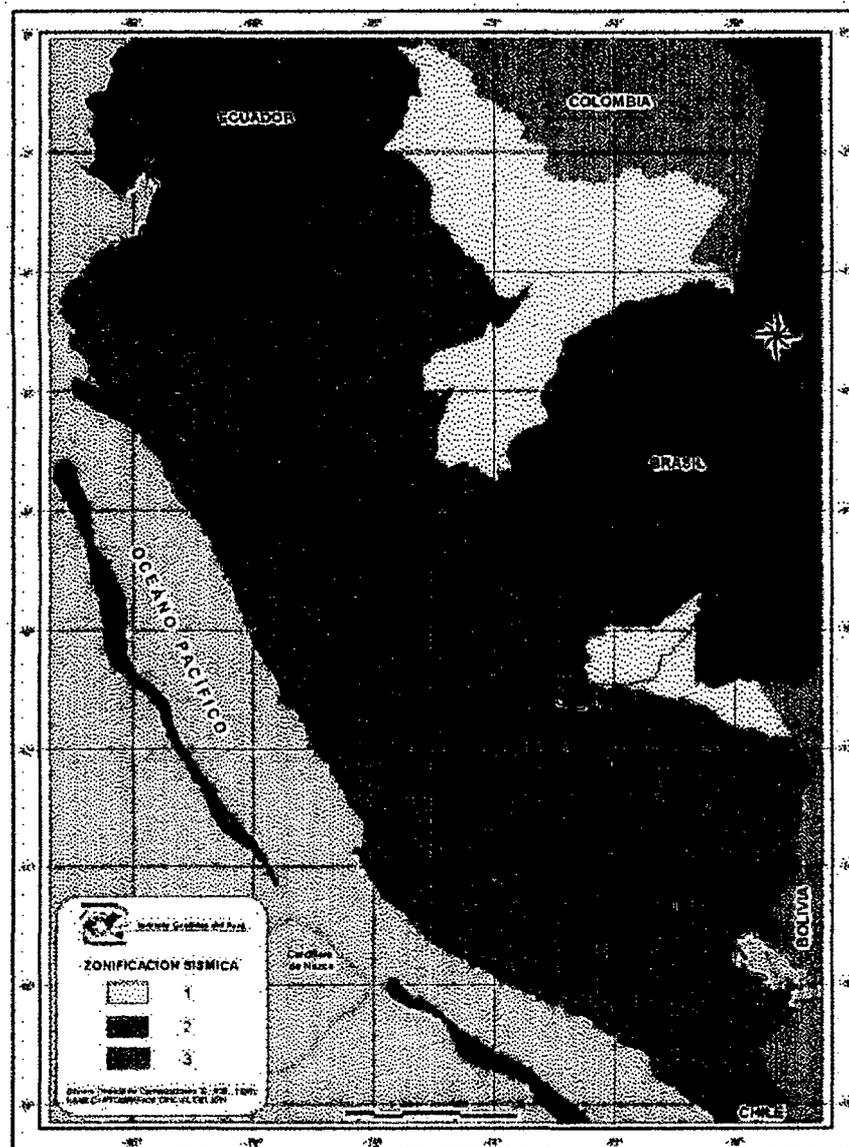


Figura Nro.01 - Zonificación sísmica.

A cada una de las tres zonas se le asigna un factor Z, que debe ser interpretado como la máxima aceleración del terreno con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años. Estos valores se encuentran en la tabla mostrada a continuación:

Tabla Nro. 01

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Artículo 6 - Condiciones Locales

6.1.- Microzonificación sísmica y estudios de suelos:

Los estudios de sitio tienen como objetivo determinar parámetros para el diseño. Estos parámetros dependen de las condiciones geotécnicas teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelo se demuestran en la tabla a continuación.

Tabla Nro. 2 - Parámetros del suelo

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	Tp (s)	S
S1	Roca o suelo muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de Tp y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3

Artículos 7 - Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de ampliación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T}; \quad C \leq 2.5$$

17.3.- Fuerza Cortante en la Base:

La fuerza cortante en la base de la estructura será determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Teniendo en cuenta que el valor de C/R debe ser como mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Artículo 10 - Categoría de las edificaciones

El factor U es el coeficiente de uso e importancia el cual nos indica cómo deben ser clasificada cada estructura de acuerdo a las categorías indicadas en la tabla que se encuentra a continuación.

Tabla Nro. 03

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES

CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A EDIFICACIONES ESENCIALES	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso pueda representar un riesgo adicional como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos	1.5
B EDIFICACIONES IMPORTANTES	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios o que guardan patrimonios valiosos como museos bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C		1

EDIFICACIONES COMUNES	Edificaciones comunes, cuya falta ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos o instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	
D EDIFICACIONES MENORES	Edificaciones cuyas faltas causan pérdidas de menos cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares	(*)

(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

Artículo 12 - Sistemas Estructurales (R)

Tabla Nro. 06 - Coeficiente de reducción R.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*)(**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	9.5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos	6.5
Arriostres en Cruz	6
Concreto Armado	
Pórticos(1)	8
Dual(2)	7
De muros estructurales (3)	6
Muros de ductilidad limitada(4)	4
Albañilería Armada o Confinada(5)	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma 030

1. Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E.00 Concreto Armado.

- En caso se tengan muros estructurales, esto deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez
2. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis de edificios
 3. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.
 4. Edificación de baja altura con alta densidad de muro de ductibilidad limitada
 5. Para diseño por esfuerzos admisibles el valor R será 6

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(**) Para estructuras irregulares los valores de R deben ser tomados como $\frac{3}{4}$ de los anotados en la Tabla

Artículo 17 Análisis Estático

17.2.-Período Fundamental

- a. En la cual T es el periodo fundamental definido por:

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

Donde:

Ct=35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos

Ct=45 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas d ascensores y escaleras

Ct=60 para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyo elementos sismo resistentes sean fundamentalmente muros de corte

De acuerdo a las características de nuestro proyecto elegimos Ct=35

$$\text{Con } hN = 10 \rightarrow T = \frac{hn}{Ct} = \frac{10}{35} = 0.2857$$

$$T = 0.2857 \rightarrow C = 2.5 * \frac{T_p}{T} = 2.5 * \frac{0.6}{0.2857} = 5.25026251$$

Como $C \leq 2.5$ nos quedamos con el valor de $C = 2.5$