

Universidad Nacional de Ingeniería

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUELLES CON PILOTES ENFUNDADOS
VACIADOS IN SITU, APLICACIÓN MUELLE “EL POSEIDON”
DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES DE ACERO**

INFORME DE SUFICIENCIA

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

JOHN PERCY CLAUDIO GALVEZ

**LIMA - PERU
2007**

DEDICATORIA

A mis padres, por su incondicional apoyo.

A mi esposa e hija, por su paciencia y comprensión

Y a todos aquellos que hicieron posible esta realidad.

AGRADECIMIENTO

*Al Ing. Wilfredo Gutiérrez
Lázares, por ser un gran Jefe de
Proyecto y amigo.*

*A mis compañeros de grupo
que sin ellos no se hubiera logrado
el éxito de este proyecto.*

**PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUELLES CON PILOTES ENFUNDADOS
VACIADOS IN SITU, APLICACIÓN MUELLE “EL POSEIDON”
DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES DE ACERO**

INDICE

LISTA DE FOTOGRAFIAS

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE CUADROS

INTRODUCCION

RESUMEN

CAPITULO I.	CONSIDERACIONES GENERALES	1
1.1	Objetivos	1
1.2	Descripción	2
1.2.1	Ubicación	2
1.2.2	Uso	4
1.2.3	Estudio de suelos y Geología	4
1.2.4	Estudios hidro-oceanográficos	5
1.3	Factores que determinan el tipo de pilote	7
1.3.1	Cargas transmitidas por la estructura	7
1.3.2	Características del Subsuelo	8
1.3.3	Materiales y equipos disponibles	8
1.4	Tipos de Pilotes	8
1.4.1	Pilotes de madera	8
1.4.2	Pilotes de concreto	9
1.4.3	Pilotes de Acero	9
1.5	Efectos del pilote en el suelo	10
1.6	Capacidad de carga de un Pilote	10
1.7	Espaciamiento entre pilotes	12
1.8	Determinación de la longitud efectiva	13
1.9	Cargas actuantes sobre los pilotes	15

CAPITULO II. PREDIMENSIONAMIENTO Y CÁLCULO DE CARGAS DEL SISTEMA SUPERESTRUCTURA - CIMENTACION	17
2.1 Cargas Actuantes sobre el puente	17
2.1.1 Cargas vivas	17
2.1.2 Cargas muertas	18
2.1.3 Fuerza de sismo	21
2.1.4 Fuerza de Viento	23
2.2 Cargas Actuantes sobre el Cabezo	25
2.2.1 Cargas vivas	25
2.2.2 Cargas muertas	25
2.2.3 Fuerza de sismo	27
2.1.4 Fuerza de Acoderamiento	28
2.1.5 Fuerza de las olas	29
2.3 Metrado de Cargas	31
CAPITULO III. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA SUPERESTRUCTURA - CIMENTACION	36
3.1 Consideraciones del análisis Tridimensional	36
3.1.1 Estados de carga	36
3.2 Desplazamiento Lateral	40
3.3 Momentos flectores máximo	41
3.3.1 Momentos en vigas	41
3.2.2 Momentos en los pilotes	45
3.4 Fuerzas cortantes máximas	45
3.3.1 Fuerza cortantes en vigas	45
3.2.2 Fuerza cortante en los pilotes	46
3.5 Cargas Axiales	46
3.5.1 cargas axiales en pilotes verticales	46
3.5.2 cargas axiales en pilotes inclinados	46
3.6 Diseño de vigas	47
3.6.1 Diseño de vigas V(80x40)	47
3.6.2 Diseño de Viga V(100x50)	49

CAPITULO IV. DISEÑO DE LA CIMENTACION CON PILOTES TUBULARES DE ACERO	
4.1 Consideraciones iniciales	52
4.2 Constantes del pilote de Acero	52
4.3 longitud de empotramiento del pilote	53
4.4 Verificación de la resistencia a la carga Axial	54
4.5 Verificación de la resistencia a la flexo compresión	56
4.6 Condiciones de hincado	58
4.7 Verificación de la capacidad portante	61
CONCLUSIONES	62
RECOMENDACIONES	64
BIBLIOGRAFIA	65
ANEXOS	

LISTA DE FOTOGRAFIAS:

FOTO I.1 :	vista panorámica del muelle Poseidón	1
------------	--------------------------------------	---

LISTA DE FIGURAS:

FIG. I.1:	Puente y cabezo del muelle	2
FIG. I.2:	vistas del muelle	3
FIG. I.3:	Ubicación General del Proyecto	4
FIG. I.4:	perfil estratigráfico del suelo	5
FIG. I.5:	profundidades en el eje del muelle	7
FIG. I.6:	Pilote de fricción	10
FIG. I.7:	Trabajo efectuado por el pilote	11
FIG. I.8:	longitud de empotramiento de pilote	14
FIG. II.1:	distribución de pilotes y vigas de arriostre en 1er tramo	18
FIG. II.2:	distribución de pilotes y vigas de arriostre en 2do tramo	19
FIG. II.3:	distribución de vigas superiores en el 1er tramo	20
FIG. II.4:	distribución de vigas superiores en el 2do tramo	20
FIG. II.5:	dirección de la fuerza sísmica en el 1er y 2do tramo	22
FIG. II.6:	distribución de pilotes y vigas de arriostre en 3er tramo	25
FIG. II.7:	distribución de vigas superiores en el 3er tramo	26
FIG. II.8:	dirección de la fuerza sísmica en el 3er tramo	27
FIG. II.9:	áreas tributarias y ejes en el 1er tramo	31
FIG. II.10:	áreas tributarias y ejes en el 2do tramo	32
FIG. II.11:	áreas tributarias y ejes en el 3er tramo	33
FIG. III.1:	envolvente de momentos, cortantes y cargas axiales para el eje B, 1er tramo	42
FIG. III.2:	envolvente de momentos, cortantes y cargas axiales para el eje B, 2do tramo	43
FIG. III.3:	envolvente de momentos, cortantes y cargas axiales para el eje B, 3er tramo	44
FIG. IV.1:	Longitud estructural del pilote	54

LISTA DE CUADROS:

CUADRO I.1 :	Aceros estructurales mas usados en pilotaje	9
CUADRO IV.1:	Valores de K para pilotes con diversas condiciones en sus extremos	55

INTRODUCCION

El Presente Informe de Suficiencia corresponde al diseño estructural de la cimentación con pilotes tubulares de acero para el muelle Poseidón ubicado en el distrito de Pucusana, para lo cual se ha desarrollado 4 capítulos de acuerdo a la prioridad que tiene cada capítulo en el desarrollo del tema.

En el Capítulo I, se presenta el objetivo, descripción del proyecto, la ubicación, uso, conclusiones de los estudios básico de ingeniería y consideraciones teóricas para el diseño y selección de pilotes.

En el Capítulo II, Se presenta el predimensionamiento y cálculo de fuerzas actuantes en los distintos elementos estructurales del sistema superestructura – Cimentación.

En el capítulo III, Se realiza el análisis estructural del sistema Superestructura – Cimentación, verificándose los elementos estructurales de la superestructura.

En el capítulo IV, se realiza el diseño estructural de la cimentación con pilotes tubulares de acero, considerándose factores constructivo, carga Axial y de carga admisible.

RESUMEN

El Presente Informe de Suficiencia corresponde al diseño estructural de la cimentación con pilotes tubulares de acero para un muelle de 85 mt. de largo y 6 mt de ancho en el puente y 8.50 mt. de ancho en el cabezo, ubicado en la caleta Lobo Varado en el distrito de Pucusana, departamento de Lima.

La superestructura esta conformada por elementos concreto armado soportados por la cimentación de pilotes de acero. El muelle es de uso recreativo y tendrá la capacidad de dar servicio a nave pequeñas y medianas con un peso de 800 tn.

Se procedió al cálculo de las cargas críticas a las que va estar sometida la estructura marítima siendo las siguientes: cargas vivas, cargas muertas, fuerzas de sismo, fuerza de viento y accion de las olas.

Para el análisis estructural del sistema superestructura-cimentación se realizó un modelo tridimensional con ayuda del programa SAP 2000 considerándose las cargas actuantes y las combinaciones respectivas obteniéndose los momentos, fuerza cortante y fuerzas axiales que actuan en los elementos del muelle, luego se procedió al diseño de las estructuras de concreto armado que soportarán los pilotes.

Luego se procedió al diseño de la cimentación con pilotes de acero, verificándose la resistencia la carga axial de compresión y flexo compresión asimismo verificamos las condiciones de hincado y la capacidad portante.

Finalmente se proporcionan las conclusiones y recomendaciones, que se materializan en los planos de la cimentación del muelle.

CAPITULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 OBJETIVOS

1.2 DESCRIPCION

1.2.1 UBICACIÓN

1.2.2 USO

1.2.3 ESTUDIO DE SUELOS Y GEOLOGIA

1.2.4 ESTUDIOS HIDRO-OCEANOGRAFICOS

1.3 FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE PILOTE

1.3.1 CARGAS TRANSMITIDAS POR LA ESTRUCTURA

1.3.2 CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO

1.3.3 MATERIALES Y EQUIPOS DISPONIBLES

1.4 TIPOS DE PILOTES

1.4.1 PILOTES DE MADERA

1.4.2 PILOTES DE CONCRETO

1.4.3 PILOTES DE ACERO

1.5 EFECTOS DEL PILOTE EN EL SUELO

1.6 CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE

1.7 ESPACIAMIENTO ENTRE PILOTES

1.8 DETERMINACION DE LA LONGITUD EFECTIVA

1.9 CARGAS ACTUANTES SOBRE LOS PILOTES

CAPITULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 OBJETIVOS

Objetivo principal: El presente informe tiene por objeto el diseño estructural de la cimentación con pilotes tubulares de acero para el muelle Poseidón.

Objetivos específico:

- El predimensionamiento y calculo de cargas que actúan en los elementos estructurales que soporta el pilote.
- Procedimiento de análisis estructural del sistema Superestructura – cimentación mediante el uso de programa de computo para evaluar el predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Diseño estructural de la cimentación con pilotes de acero.



Foto I.1: Vista panorámica del Muelle el Poseidon

1.2 DESCRIPCION

El muelle a analizar esta dividido en dos estructuras : el puente y el cabezo que tendrán cierta separación a fin de no traspasar sus esfuerzos y deformaciones.

El puente del muelle tiene una longitud de 62.00 mt y ancho de 6.00 mt, el cabezo tiene una longitud de 23.00 mt y ancho de 8.50 siendo la longitud total del muelle de 85.00 mt.

El muelle esta formadas por vigas longitudinales, vigas transversales y losa de concreto armado apoyados sobre pilotes tubulares de acero cuya altura promedio respecto al fondo del mar de 15 mt.

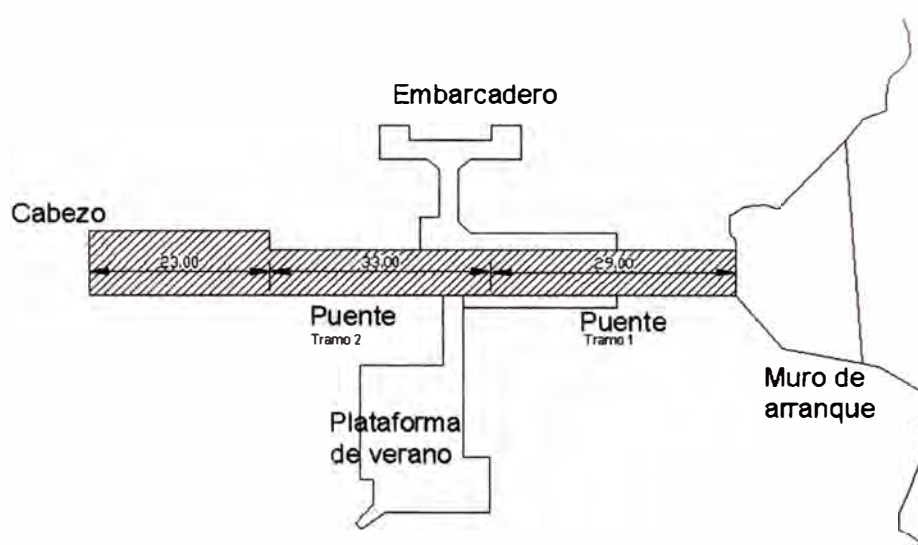
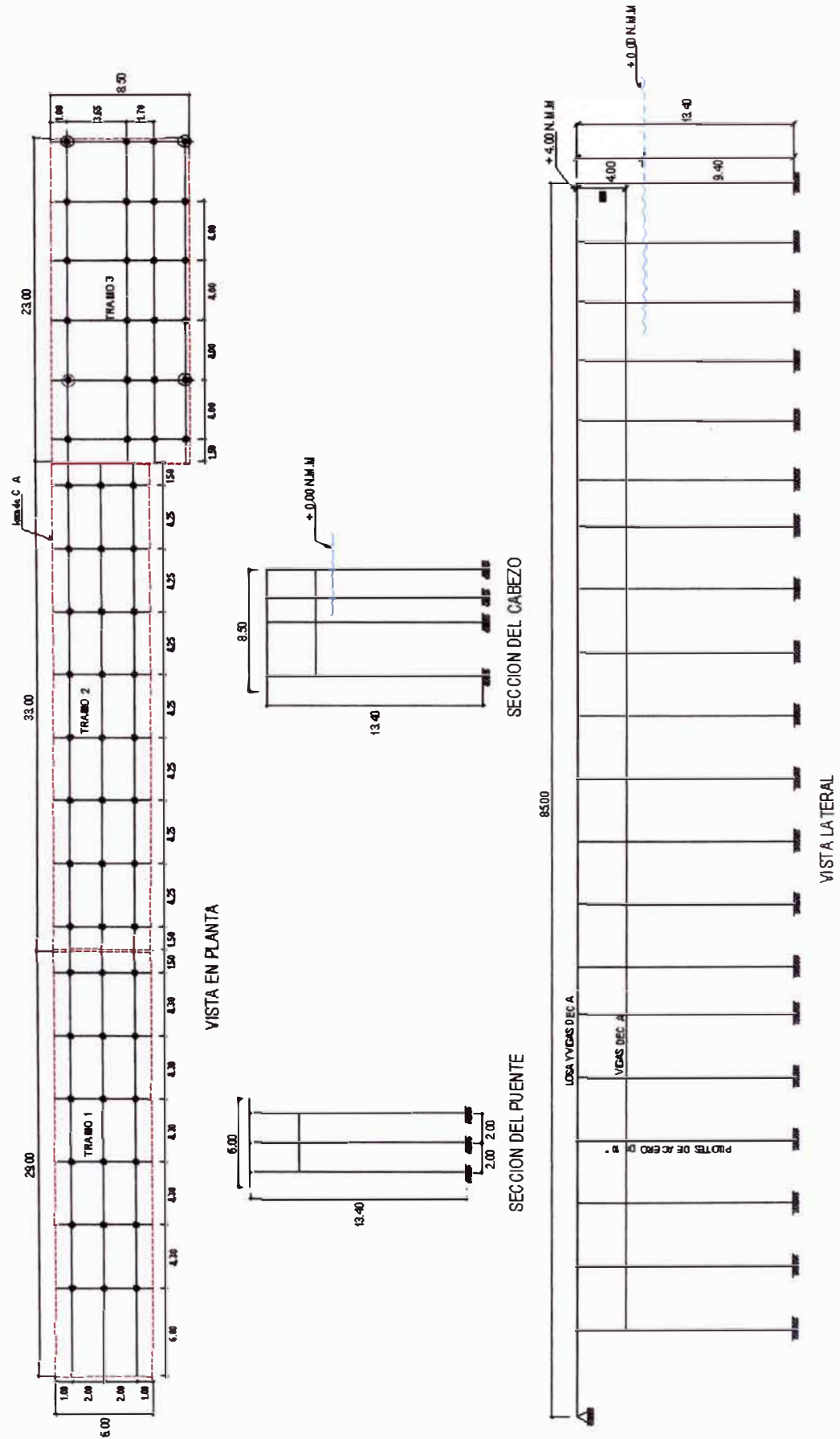


Fig I.1 : puente y cabezo del muelle

1.2.1 UBICACION

El muelle en mención se encuentra ubicado en la caleta Lobo Varado en el litoral sur a la altura del kilómetro 58 de la carretera panamericana sur aproximadamente a 1 km del balneario de Naplo, pertenece al distrito de Pucusana, provincia de lima, departamento de Lima, se ubica en la latitud ($12^{\circ},27',57''$) sur y longitud ($76^{\circ},47',13''$) oeste.



FG. I.2: Vistas de Muelle

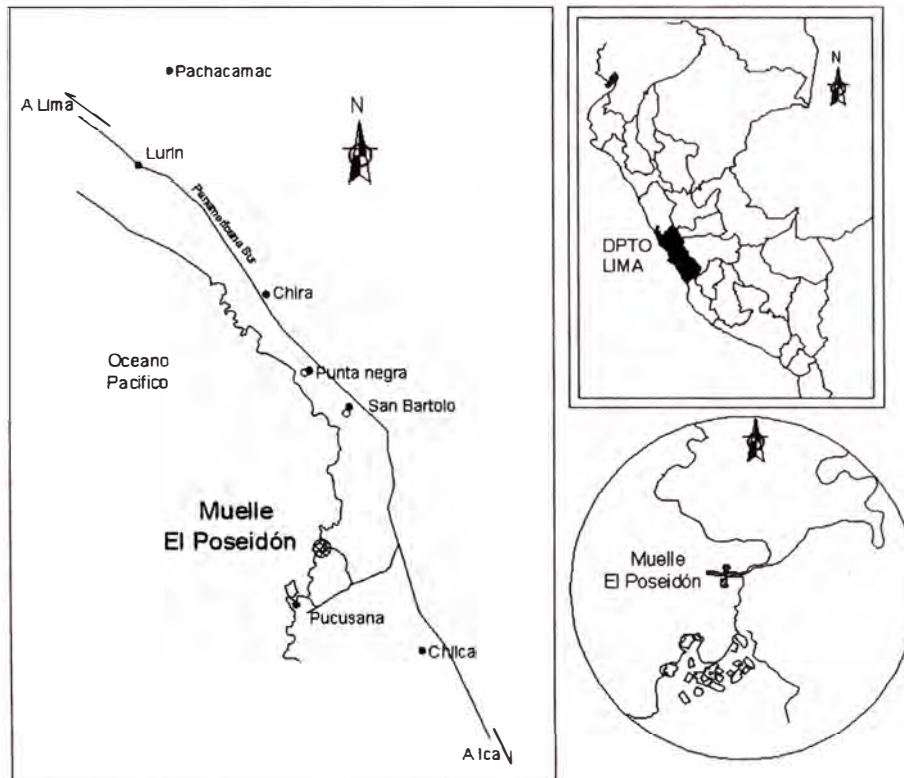


Fig I.3 : Ubicación geográfica del proyecto

1.2.2 USO

La finalidad del muelle es para uso recreativo y tiene la capacidad de dar servicio a embarcaciones pequeñas y medianas de 800 tn.

1.2.3 ESTUDIO DE SUELOS Y GEOLOGIA

La zona en estudio pertenece al cuadrángulo de Lurín y este a su vez pertenece a la formación Pamplona que data del cretáceo cuyas rocas intrusivas pertenecen a la super unidad Patap que está constituida por cuerpos de gabros y dioritas.

Las investigaciones de campo se llevaron a cabo mediante la realización de 03 sondajes, que se realizaron a los 7 mt. de profundidad en promedio en los cuales se realizaron ensayos SPT.

Según las investigaciones de campo, ensayos de laboratorio, la estratigrafía del suelo se encuentra de la siguiente manera:

Esta conformado por una capa de material de arena fina con restos de conchuelas que es característico del fondo marino la cual varía de 0.30 a 0.50 m, a mayor profundidad se observó un estrato de arena que va

desde bien graduada con presencia de limos hasta arena mal graduada, con espesor que varia de 4.0 a 7.0m, para posteriormente llegar a la roca donde se cimienta el pilote.

Para el calculo de la capacidad portante de un pilote de $\varnothing 10''$ en suelo granular arrojando un valor de $Q_{adm} = 65.31$ ton.

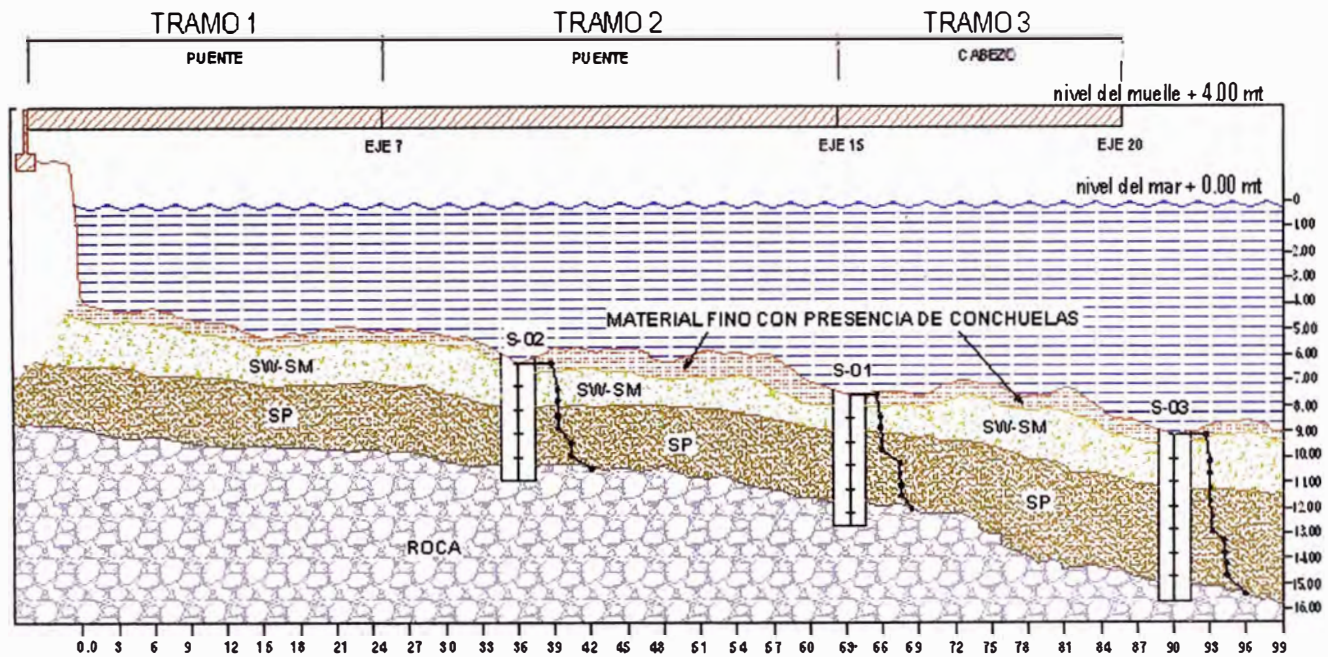


Fig 1.4 : Perfil estratigráfico del suelo

1.2.4 ESTUDIOS HIDRO-OCEANOGRAFICO

Con los estudios hidro-oceanográficos se da la viabilidad del proyecto, se esta cumpliendo con lo requerido por la Marina de Guerra del Perú.

La información básica obtenida es necesaria para el diseño y construcción del muelle.

Estos estudios comprenden todos los aspectos relacionados con la hidrografía, oceanografía, meteorología, cartografía y señalización náutica que se incluyen para la obtención de la concesión en uso del área acuática del proyecto muelle "El Poseidón" de acuerdo a lo dispuesto por el Texto Único de Procedimientos Administrativos de la Marina - TUPA.

1.2.4.a Batimetría

De acuerdo a los estudios batimétricos realizados, la profundidad en el puente N° 1 , en el puente N° 2 y en el cabezo son respectivamente de NRS -5.00m, NRS -6.50m, y NRS -9.00m por lo cual del plano batimétrico, notaremos que el Cabezo Principal estará ubicado a profundidades que van de los NRS -8.10m a NRS -10.00m, con lo cual se satisface las condiciones de seguridad para el acoderamiento de las mencionadas naves.

1.2.4.b El oleaje

El oleaje que predomina en esta parte del litoral proviene del sur y sur-oeste. Los valores mayores promedio de velocidad de las corrientes se dan durante la etapa de marea descendente y alta fluctúan entre 0.040 y 0.082 m/seg.; y los valores menores promedio se dan en marea ascendente y fluctúan entre 0.024 y 0.028m/seg. En la etapa de la marea descendente y ascendente las corrientes cercanas a al zona del futuro desembarque tiene una dirección Nor-este y la corriente mas alejada de la zona del futuro desembarque tiene una dirección Sur-este.

La amplitud media de la marea es de 0.55m y la amplitud en sicigias es e 0.79m y la amplitud máxima en épocas de sicigias alcanza 1.28m.

1.2.4.c El Viento

El viento local es el principal causante de las características del oleaje, de la observación de los datos obtenidos la dirección prevaleciente del viento es de desde el sur y sur-oeste con preferencia desde la dirección 260° y velocidad promedio de 2.5m/seg. con vientos máximos absolutos de 9.0 a 11.0 m/seg.

Con los estudios hidro-oceanográficos se concluye que el proyecto si es viable en la zona donde se proyecto, obteniéndose todos los datos y parámetros para el diseño de la obra portuaria.

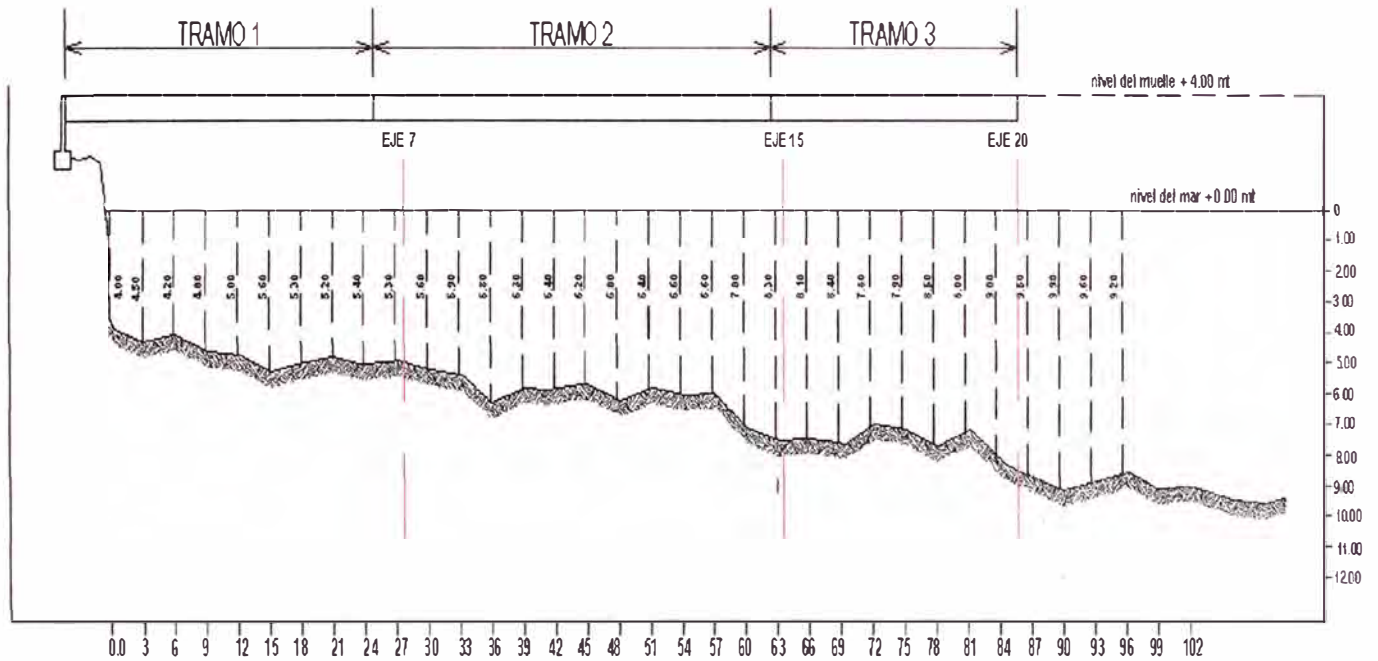


Fig I.5 : Profundidades en el eje del muelle

1.3 FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE PILOTE

El tipo de pilote mas adecuado para una estructura dada, depende de varios factores, como de su función, las cargas que deben soportar, las condiciones del subsuelo y costos. Puede que sea necesario hacer otras consideraciones pero las anteriores son las principales.

En cada caso particular se deberá tomar en cuenta los siguientes factores:

- Cargas Trasmittidas por la Estructura
- Características del subsuelo
- Materiales existentes en la Región
- Técnicas y equipos de construcción disponibles

1.3.1 Cargas Trasmittidas por la estructura.

Se deberá seleccionarse un tipo de pilote compatible con las solicitaciones a las que los pilotes estarán sometidos, tanto en compresión, tracción, fuerzas horizontales y efecto de esbeltez si tuvieran un tramo libre.

1.3.2 Características del subsuelo

Es importante la investigación de los suelos para las cimentaciones a fin de obtener suficiente información respecto a la profundidad y el espesor de los diferentes estratos del suelo y de sus esfuerzos y propiedades de deformación. Esta información es requerida para estimar la capacidad de carga última, la longitudes de los pilotes, así como para seleccionar el tipo de hincado de los mismos.

Los cambios en las características del subsuelo, van comúnmente asociados con un cambio en la resistencia que el suelo ofrece a la penetración y esta variación en la resistencia del suelo puede determinarse por medio de ensayos conocidos como por auscultaciones. Estos ensayos se efectúan utilizando dispositivos denominados penetrómetro, el cono holandés es el más ampliamente utilizado para pruebas estáticas, el ensayo de penetración estándar proporciona un valor de la resistencia, las auscultaciones en cambio dan un registro casi continuo de dicha resistencia a la penetración.

1.3.3 Materiales y equipos disponibles

Si bien es posible efectuar transporte de materiales y equipos desde grandes distancias, esto constituye un factor económico de primera importancia que puede obligar a descartar algunas alternativas.

Cabe señalar que en nuestro país no se dispone de martillos de gran tonelaje para el hincado de pilotes de concreto.

Para el caso de pilotes prefabricados de concreto se debe tener en cuenta que es necesario esperar que el concreto desarrolle su resistencia de diseño antes de proceder al hincado.

1.4 TIPO DE PILOTES

Los pilotes se construyen en una variedad de formas, tamaños y materiales para adaptarse a muchos requisitos especiales, incluyendo la competencia económica, por el material que lo forma pueden ser de madera, concreto y acero.

1.4.1 Pilotes de Madera

La longitud de este tipo de pilotes está limitada por el tamaño de los árboles disponibles. Son comunes los pilotes de 12 a 18 mt., longitudes mayores no se pueden obtener económicamente en todas las regiones.

Para duros hincamientos, la punta del pilote es protegida con una zapata metálica, de otro modo es cortado un tanto puntiagudo, o reducido un tanto cuadrado.

1.4.2 Pilote de Concreto

Normalmente el diseño estructural esta regido por los esfuerzos que se producirán durante la manipulación e izaje de los pilotes antes del hincado. Asimismo debe seleccionarse cuidadosamente el martillo que se utilice en el hincado hasta llegar el rechazo requerido para desarrollar la carga de trabajo con la que ha sido diseñado, pero al mismo tiempo que so sea excesivamente grande y produzca esfuerzos de hincado que pudiesen dañar estructuralmente al pilote.

1.4.3 Pilote de Acero

Los pilotes de acero, entre ellos los perfiles H, tubulares y rieles, son empleados cuando el hincado es fuerte, se tiene grandes cargas, o las longitudes son pocas comunes.

Su principal desventaja es el daño potencial por corrosión, el cual puede ser reducido tratando empleando protección catódica.

Los pilotes de acero tienen una capacidad de soporte de carga algo mas grande que los pilotes de concreto. Su alta resistencia y facilidad para el corte los hacen importantes.

Designacion ASTM	Especificacion	Tipo	Esfuerzo de fluencia kg/cm2 (KSI)
A53 grado B	tuberia de acero, soldado y sin costura y revestido en caliente	Al carbono	2460 (35)
A252 grado 2	tubos de acero de pilote con costura/sin costura	Al carbono	2460 (35)
A252 grado 3	tubos de acero de pilote con costura/sin costura	Al carbono	3160 (45)
A333 grado 6	tubos de acero con costura/sin costura , para servicio a bajas temperaturas	Al carbono	2460 (35)
A500 grado A	tubos estructurales de acero con costura/sin costura , formada en frio	Al carbono	2320 (33)
A500 grado B	tubos estructurales de acero con costura/sin costura , formada en frio	Al carbono	2950 (42)
A618	tubos estructurales de alta resistencia y baja aleacion con costura/sin costura , formada en caliente	Al carbono	3500 (50)

Tabla I.1: Aceros estructurales mas usados en pilotaje (fuente: PEMEX-aceros estructurales para plataformas marinas)

1.5 EFECTOS DEL PILOTE EN EL SUELO

El desplazamiento producido por la hincada de los pilotes tiene dos efectos, primero se produce un levantamiento del terreno en los suelos cohesivos y en los suelos no cohesivos el levantamiento del terreno empuja lateralmente. Segundo se establece una fuerte presión lateral en el suelo, en suelos cohesivos puede ser tanto como dos veces la presión vertical total de la sobrecarga y en suelos arenosos la presión lateral efectiva puede ser la mitad del esfuerzo vertical efectivo.

La hincada de los pilotes con martillo produce choque y vibración que se transmite a través del terreno, a las estructuras contiguas. Si el suelo es arena muy suelta fina y saturada las vibraciones pueden causar una licuefacción temporal de la misma, con la correspondiente pérdida de capacidad de carga.

1.6 CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE

Se denomina capacidad de carga de un pilote a la capacidad de carga del suelo donde esta instalado para soportar las cargas transmitidas por el pilote. Para el caso de pilotes por fricción la capacidad de carga se calcula por medio de la fórmula estática; mientras que para los pilotes de punta se calcula por medio de la fórmula dinámica.

FORMULA ESTATICA

La fórmula estática para calcular la capacidad de carga de un pilote aislado se expresa de manera general por la expresión:

$$Q_d = Q_p + Q_f$$

$$= q_d * A_p + \sum S_s * A_L$$

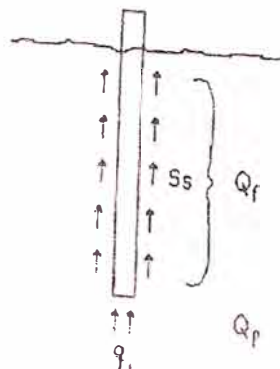


Fig I.6 : pilote de fricción

Q_d = Capacidad de carga del pilote Aislado

Q_p = Capacidad de carga en la punta

Q_f = Capacidad de carga por fricción Lateral

q_d = Capacidad de carga del suelo a la profundidad de la punta del pilote.

A_p = área de la punta del pilote.

S_s = Fricción lateral en la superficie de contacto pilote suelo

A_L = Área lateral del pilote

FORMULA DINAMICA

Las formulas dinámicas también llamadas formulas de hincas se utilizan para calcular la capacidad de carga del suelo en los casos de pilotes de punta hincados.

Las formulas dinámicas relacionan la energía transmitida por el martillo a la cabeza del pilote al final del hincado, con el trabajo efectuado por el pilote al vencer la resistencia del suelo para penetrar bajo el efecto de los golpes del martillo.

Conceptualmente y en su forma más general las formulas dinámicas se expresan de la siguiente forma:

$$E_1 = W + E_L$$

$$\text{Donde: } W = Q_{dy} * S + E_L$$

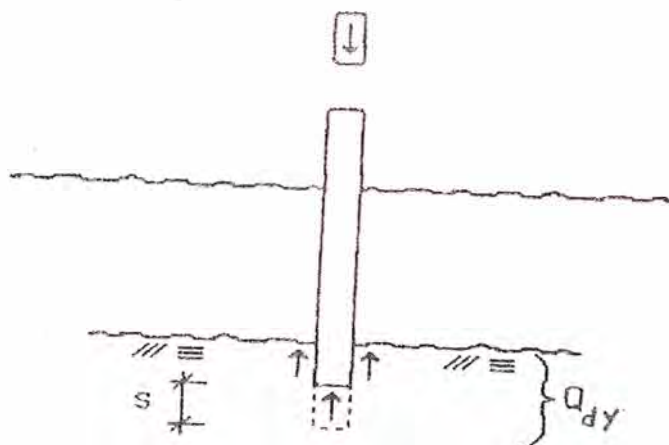


Fig I.7 : Trabajo efectuado por el pilote

E_1 = Energía transmitida por el martillo

W = trabajo efectuado por el pilote

E_L = Perdida de energía

Q_{dy} = Capacidad de carga del suelo

S = Penetración del pilote por golpe

A partir de esta expresión se despeja la capacidad de carga del suelo, en función de la energía del martillo y de la penetración del pilote:

$$Q_{dy} = \frac{E_1 - E_L}{s}$$

Las principales causas de pérdida de energía durante el hincado de pilotes son las siguientes:

- En el martillo
- Por el impacto entre el martillo y la cabeza del pilote
- Por compresión elástica del protector de la cabeza del pilote
- Por compresión del suelo

Para martillos de caída libre y de acción simple, la energía nominal es:

$$E_1 = W_H * H$$

W_H = peso de la parte del martillo que golpea

H = Altura de caída del martillo

1.7 ESPACIAMIENTO ENTRE PILOTES

Cuando varios pilotes están agrupados existe la posibilidad que las presiones producidas por fricción lateral o de punta se superpongan, la intensidad de las presiones superpuesta dependen tanto de la carga como del espaciamiento de los pilotes y si es suficientemente grande el suelo fallara por corte o el asentamiento será excesivo.

La intensidad del esfuerzo en las zonas de superposición obviamente disminuye al incrementar el espaciamiento S entre pilotes, en general por razones practicas se sugiere:

- Considerar una distancia mínima de centro a centro de 2.5 veces el diámetro del pilote ($S > 2.5D$)
- Considerar un espaciamiento de 1.05 a 1.50m sobre centros para pilotes de fricción.

- En suelos cohesivos saturados se puede establecer como espaciamiento mínimo $S=3D$ para evitar levantamientos de la superficie del terreno.
- Para pilote de punta hincado a través de estratos menos compresibles hasta alcanzar arena densa, o pilotes de fricción en arena suelta: $S=3D$
- A mayor longitud de pilotes es mas probable la ocurrencia de desviaciones con la vertical, lo que puede ocasionar que las puntas de los pilotes se encuentren demasiado cercanas entre si por lo tanto para pilotes largos debería usarse mayor espaciamiento.

En 1977 Tomlinson recomienda como espaciamiento mínimos los siguientes:

Para $L > 10$ mt. : $S=3D$

Para $10 < L < 25$ mt. : $S=4D$

Para $L > 25$ mt. : $S=5D$

1.8 DETERMINACION DE LA LONGITUD EFECTIVA Y EL EMPOTRAMIENTO NECESARIO

La longitud estructural (L) es la longitud no arriostrada del pilote en los puntos de empotramiento. Para los pilotes empotrados a cierta profundidad L_s por debajo de la superficie de terreno, la longitud estructural será igual a la longitud del pilote por encima de la superficie L_u mas la profundidad L_s .

La profundidad por debajo de la superficie del terreno al punto de empotramiento se estimara como sigue:

- Para suelos Cohesivos densos:

$$L_s = 1.4 * S$$

Donde:

$$S = \sqrt[4]{\frac{EI}{k}}$$

- Para suelos granúlales, limos:

$$L_s = 1.8 * T$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{N_h}} \dots\dots\dots(\text{tomado de la referencia bibliográfica 3})$$

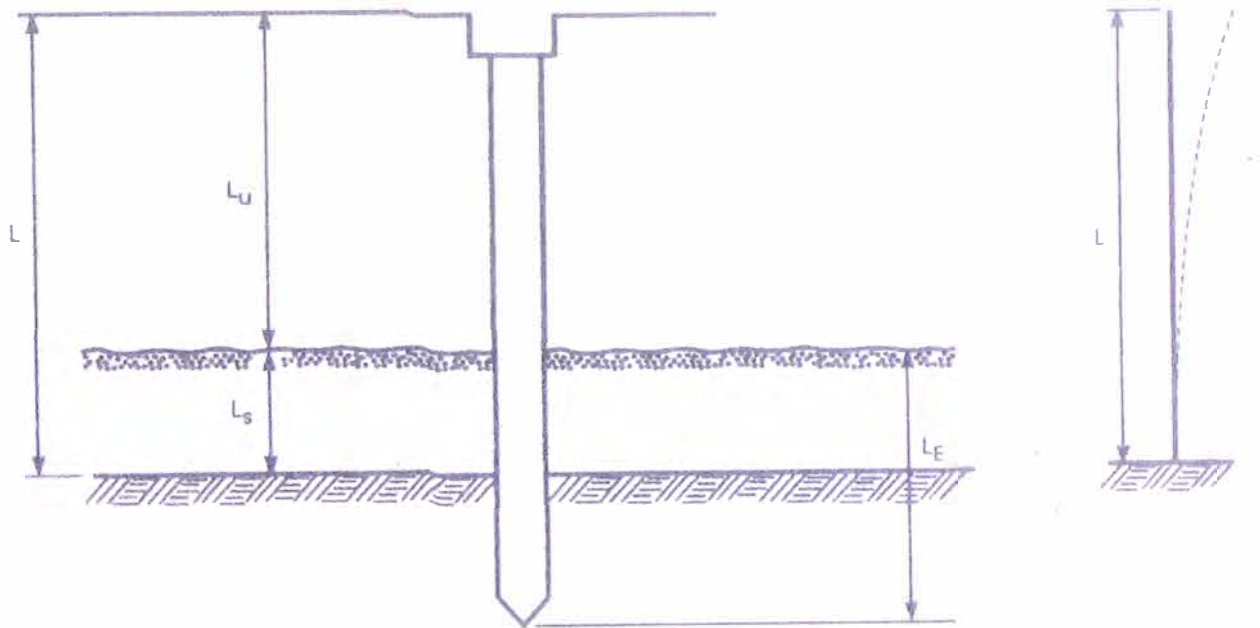


Fig I.8 : Longitud de empotramiento de pilotes

El modulo de longitud efectiva del subgrado horizontal K es igual a 67 veces el esfuerzo de corte no drenado del suelo.

Los valores representativos del coeficiente del modulo del subgrado horizontal N_h (lb/pulg³)son los siguientes:

Arenas y limo inorgánicos

Suelta : 1.5

Media : 10

Densas : 30

Limos Orgánicos : 0.40 – 3.0

Turba : 0.2

La longitud de empotramiento del pilote (L_E) debe ser mayor de $4S$ o $4T$ para que el análisis sea valido.

1.9 CARGAS ACTUANTES SOBRE LOS PILOTES

Las cargas actuantes en las unidades de cimentación pueden clasificarse en cargas permanentes y temporales. Las cargas permanentes son todas aquellas cuya duración es relativamente prolongada. Las cargas temporales, comprende aquellas solicitaciones a las que esta sujeta el pilote durante su manipulación y clavado, Así también las cargas de sismos. Por otra parte los pilotes debe también ser capaces de resistir sin presentar daños esfuerzos flexionantes que ocurren durante el manejo, así como la tensión debida al rebote durante el hincado.

1.9.1 Cargas Permanentes

Cargas de gravedad

Comprende la totalidad de los pesos propios de los elementos involucrados. La sobrecarga son consideradas con criterios de seguridad y economía de acuerdo al tipo y uso de la superestructura, sus efectos se traducen en esfuerzos de compresión, tracción y flexión.

Fricción Negativa

Dentro del análisis de fricción negativa existen dos casos bien definidos, estos son pilotes resistente por punta y pilotes resistentes por fricción.

1.9.2 Cargas y esfuerzos temporales

Esfuerzos de manipulación

Son producidos durante el almacenamiento, transporte y presentación en obra de los pilotes principalmente del tipo prefabricado, su magnitud es importante para el diseño porque se traduce en esfuerzos de flexión. Cuando mayores sean las dimensiones del pilote, tanto mayor será su peso y por consiguiente el numero de puntos de izaje necesarios para su manipulación lo que se busca s lograr que los esfuerzos originados estén por debajo de los admisibles, asegurando la integridad de cada elemento durante su manipulación.

Cargas de impacto vertical

Son solicitaciones muy importantes a las que están sujetos los pilotes durante su instalación. Las ecuaciones que evalúan estas cargas son relaciones complejas que están en función de la características del pilote y las propiedades del suelo, influenciado además por el método seguido durante su instalación, el tipo y operación del equipo usado y la carga resistente a ser alcanzada.

Cargas Laterales debido al Sismo

Las ondas vibratorias propagadas a través del suelo a causa de un movimiento sísmico, transmiten a la estructura vibraciones horizontales y verticales, los que a su vez da lugar a cargas adicionales actuantes en la cimentación en sentido horizontal y vertical, siendo predominantemente la carga horizontal. La magnitud de la vibraciones transmitidas a la estructura depende de varios factores: Características del suelo, forma en el que el pilote transfiere la carga al suelo. La carga lateral sobre la cabeza de los pilotes resulta de la inercia de la estructura al iniciarse las vibraciones sísmicas y al momento actuante en la estructura durante los desplazamientos horizontales. El valor de la carga lateral es función de la magnitud del sismo, el periodo fundamental de la estructura y el grado de sisimicidad del área geográfica.

La fuerza horizontal o cortante total en base debido a la acción sísmica se determina por:

$$H = \frac{Z * U * S * C * P}{R}$$

Donde:

Z = Factor de zona, depende de la zona sísmica donde este ubicada la edificación

U = Factor de uso o de importancia

S = Factor de suelo, considera la amplificación sísmica según la Características

C = Coeficiente sísmico

P = Peso de la edificación

R = Coeficiente de reducción

CAPITULO II.

PREDIMENSIONAMIENTO Y CALCULO DE CARGAS DEL SISTEMA SUPERESTRUCTURA – CIMENTACION

2.1 CARGAS ACTUANTES SOBRE EL PUENTE

2.1.1 CARGAS VIVAS

2.1.2 CARGAS MUERTAS

2.1.3 FUERZA DE SISMO

2.1.4 FUERZA DE VIENTO

2.2 CARGAS ACTUANTES SOBRE EL CABEZO

2.2.1 CARGAS VIVAS

2.2.2 CARGAS MUERTAS

2.2.3 FUERZA DE SISMO

2.1.4 FUERZA DE ACODERAMIENTO

2.1.5 FUERZAS DE LAS OLAS

2.3 METRADO DE CARGAS

CAPITULO II

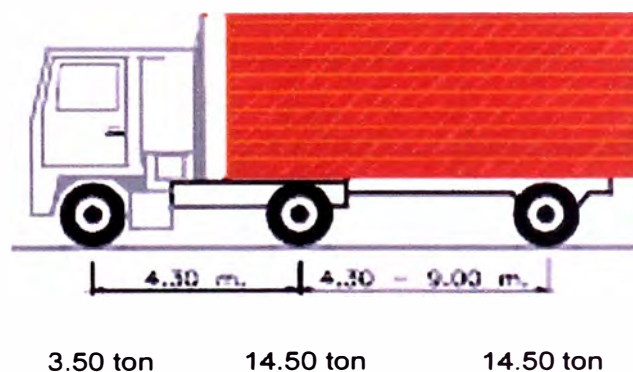
PREDIMENSIONAMIENTO Y CALCULO DE CARGAS DEL SISTEMA SUPERESTRUCTURA - CIMENTACION

2.1 CARGAS ACTUANTES SOBRE EL PUENTE

2.1.1 CARGAS VIVAS

Camión de diseño

Tomando en consideración que durante la fase de construcción del muelle se requiere de maquinarias (gruas, camión mixer, martillos de hincado), se diseñara la superestructura a fin que pueda soportar la carga crítica de un camión Mixer, por lo que se considera conveniente tomar un camión de diseño que cumpla también con los requerimientos para puentes carreteros como el siguiente:



$$P_{\text{total}} = 32.50 \text{ ton}$$

$$P_{\text{total}} = 32,500 \text{ kg.}$$

Sobrecargas (S/C)

Se considera las cargas por el apilamiento de materiales durante la etapa de construcción así como en la etapa de operación, siendo el valor de la carga repartida la siguiente:

$$W = 1000 \text{ kg/m}^2$$

2.1.2 CARGAS MUERTAS

Peso Propio - losas

- Losa Vaciadas In situ – Tramo 1
 $(29.00 \times 6.00 \times 0.20) \times 2,400 = 85,520.00 \text{ kg.}$

- Losa Vaciadas In situ – Tramo 2
 $(32.75 \times 6.00 \times 0.20) \times 2,400 = 94,320.00 \text{ kg.}$

Peso Propio – Viga de Arriostre

Fig II.1 : Distribución de pilotes y vigas de arriostre en el 1er tramo

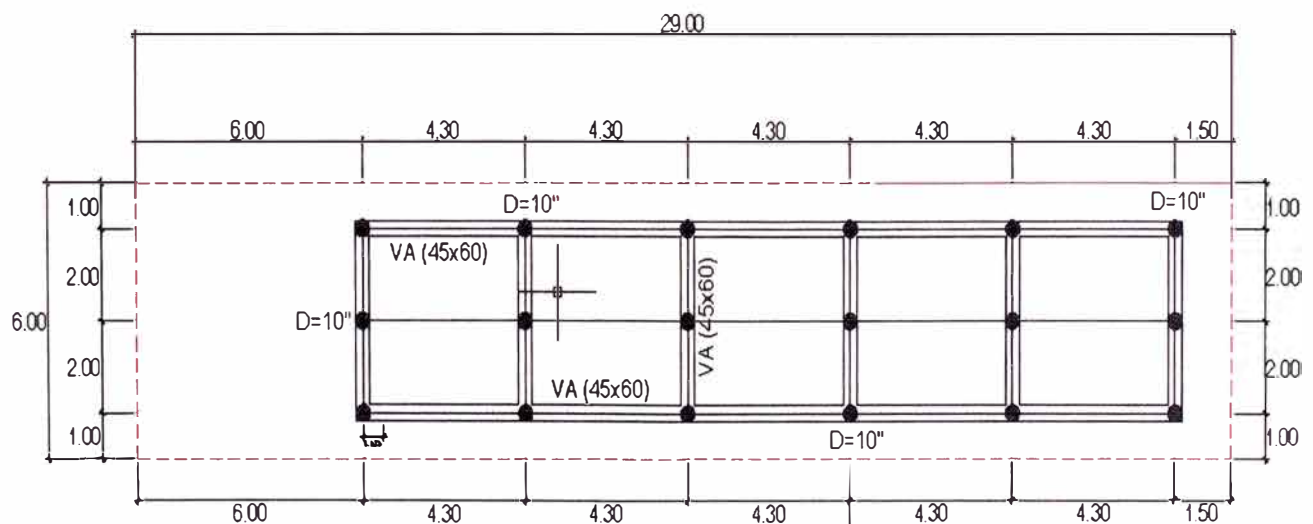


Fig II.1 : Distribución de pilotes y vigas de arriostre en el 1er tramo

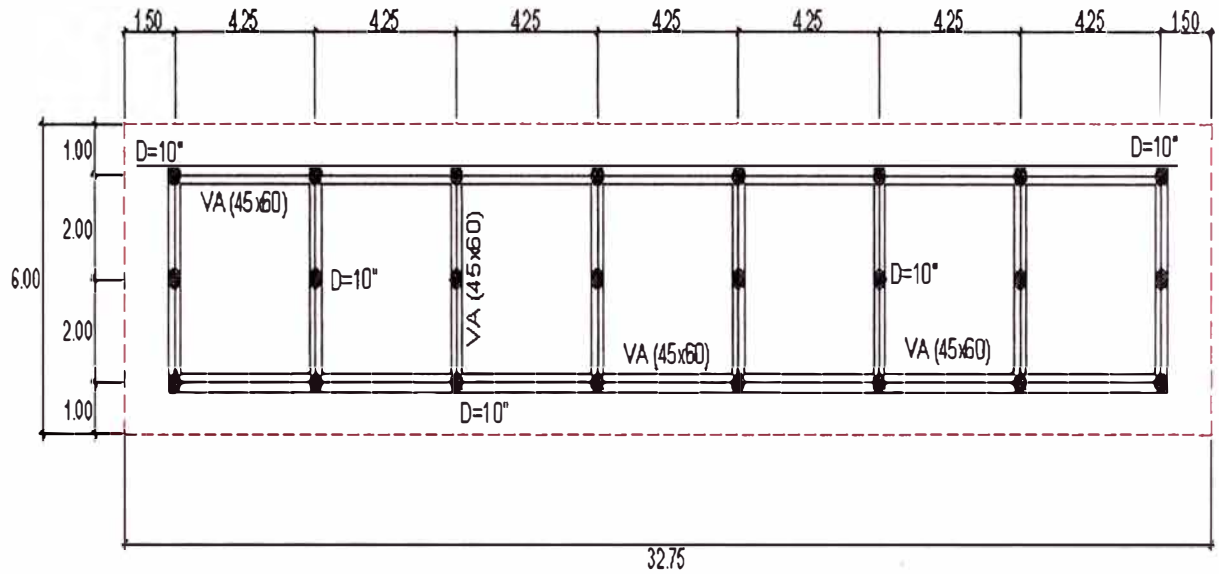


Fig II.2 : Distribución de pilotes y vigas de arrioste en el 2do tramo

- Viga de Arrioste Longitudinal – Tramo 1
 $2 \times (21.85 \times 0.45 \times 0.60) \times 2,400 = 28,317.60 \text{ kg.}$
- Viga de Arrioste Transversal – Tramo 1
 $6 \times (3.65 \times 0.45 \times 0.60) \times 2,400 = 14,191.20 \text{ kg.}$
- Viga de Arrioste Longitudinal – Tramo 2
 $2 \times (30.10 \times 0.45 \times 0.60) \times 2,400 = 39,009.60 \text{ kg.}$
- Viga de Arrioste Transversal – Tramo 2
 $8 \times (3.65 \times 0.45 \times 0.60) \times 2,400 = 18,921.60 \text{ kg.}$

Peso Propio – Viga Superior

- Viga longitudinal – Tramo 1
 $3 \times (29.00 \times 0.40 \times 0.60) \times 2,400 = 50,112.00 \text{ kg.}$
- Viga Transversal – Tramo 1
 $6 \times (3.65 \times 0.40 \times 0.60) \times 2,400 = 12,614.40 \text{ kg.}$

- Viga longitudinal – Tramo 2

$$3 \times (32.75 \times 0.40 \times 0.60) \times 2,400 = 56,592.00 \text{ kg.}$$

- Viga transversal – Tramo 2

$$8 \times (3.65 \times 0.40 \times 0.60) \times 2,400 = 16,819.20 \text{ kg.}$$

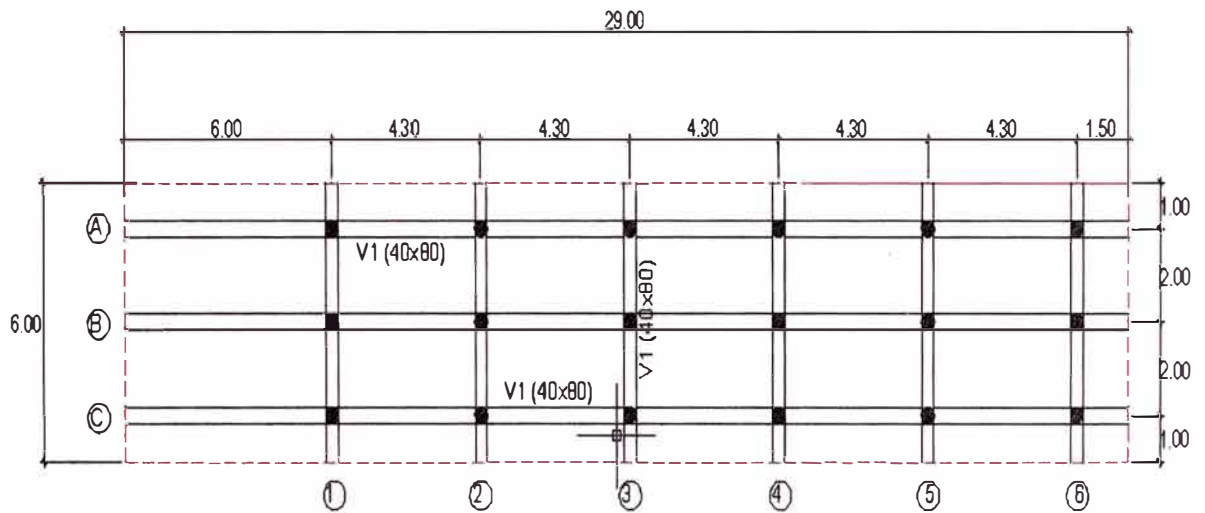


Fig II.3 : Distribución de vigas superiores en el 1er tramo

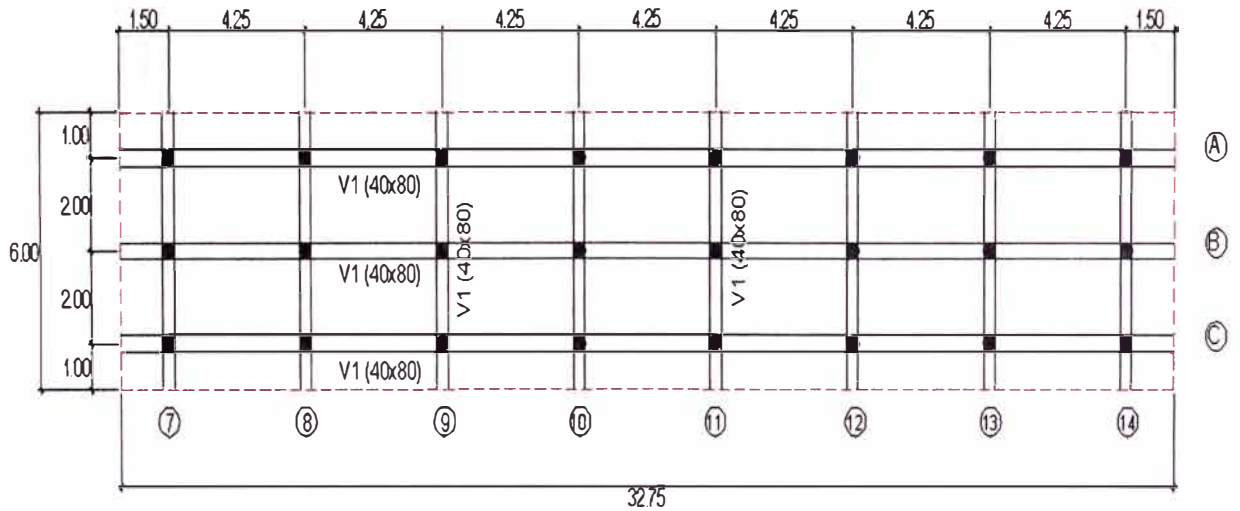
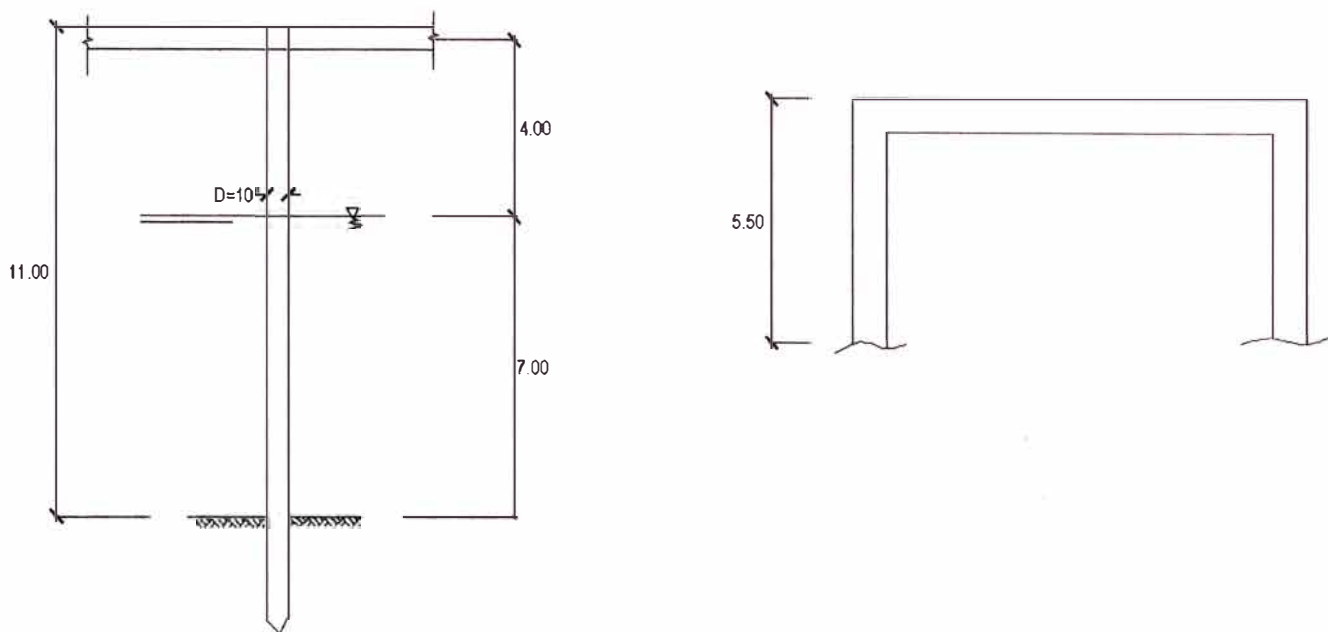


Fig II.4 : Distribución de vigas superiores en el 2do tramo

Pilotes



- Pilotes de Acero Tubular – Tramo 1
 18 x 5.50 x (60.45 kg/m) = 5,984.55 kg.

- Pilotes de Acero Tubular – Tramo 2
 24 x 6.00 x (60.45 kg/m) = 7,979.40 kg.

Entonces el peso total por tramos son los siguientes:

Puente –tramo 1 (W_{T1}) = 196,739.00 kg. <> 196.73 ton

Puente –tramo 2 (W_{T2}) = 233,642.60 kg. <> 233.64 ton

2.1.3 FUERZA DE SISMO

Vamos a usar el método estático para la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales.

Esta fuerza o cortante total en la base, debido a la acción sísmica se determinara por la siguiente formula:

$$V = \frac{Z * U * S * C * P}{R}$$

Donde:

Z = Factor de zona, depende de la zona sísmica donde este ubicada la edificación

U = Factor de uso o de importancia

S = Factor de suelo, considera la amplificación sísmica según la Características

C = Coeficiente sísmico

P = Peso de la edificación

R = Coeficiente de reducción

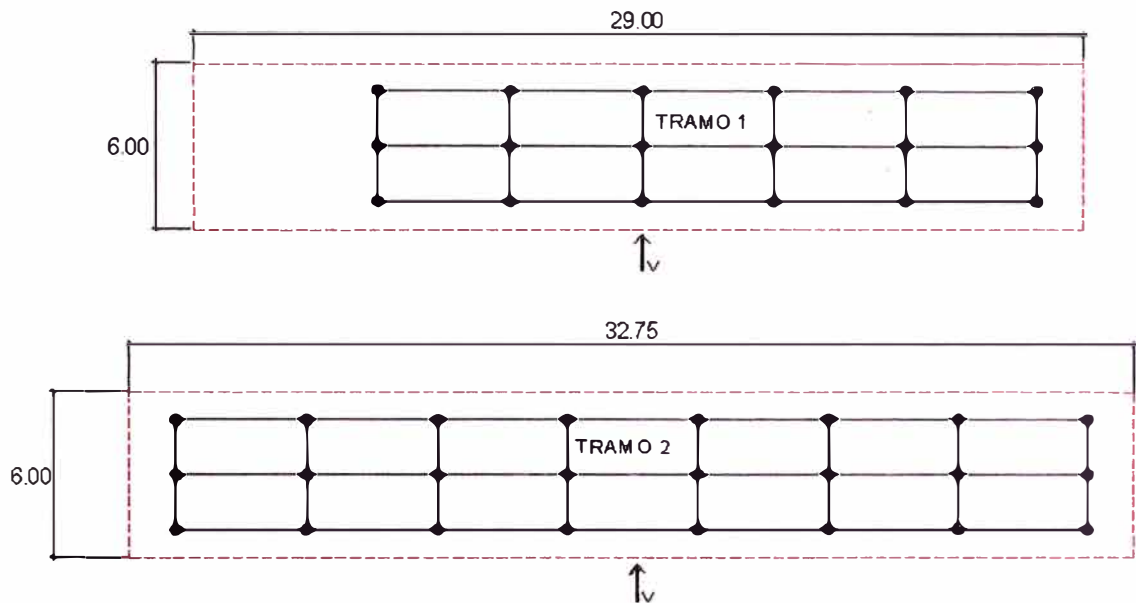


Fig II.5 : Dirección de la fuerza sísmica en el 1er y 2do tramo

- Factor de zona (Z) .- Ubicado en la zona sísmica 3 según la Norma de diseño sismorresistente E.030

Zona 3 Z = 0.4

- Factor de uso (U).- Lo ubicamos en la categoría B según la norma E.030

U = 1.3

- Factor de suelo (S) .- Este factor considera los efectos de la amplificación de la acción sísmica que se producen por la características del sub suelo de cimentación. De acuerdo a la zona consideramos suelo tipo 1, en donde:

$$S = 1.0$$

- Coeficiente Sísmico (C).- Factor de amplificación sísmica

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right), C < 2.5$$

cálculo del periodo fundamental (T) con la siguiente expresión:

$$T = \frac{Hn}{Ct} \text{ donde, } Hn = 12 \text{ mt. y } Ct = 35$$

$$T = 0.314 \text{ seg.}$$

$$T_p = 0.40 (S_1)$$

Por lo tanto el coeficiente sísmico es el siguiente:

$$C = 2.5 \left(\frac{0.40}{0.314} \right) = 3.18$$

el valor de C no puede ser mayor que 2.5 entonces:

$$C = 2.5$$

- Coeficiente de reducción (R).- coeficiente de reducción de la fuerza Sísmica de acuerdo al sistema estructural (porticos, pilotes de acero) es:

$$R = 9.5$$

Entonces:

$$V = \frac{0.4 * 1.3 * 1.0 * 2.5 * P}{9.5}$$

$$V = 0.13 (P + 50\% S/c)$$

Para el tramo 1 :

$$V_1 = 0.137 * (196.73 + 72.46) = 36.88 \text{ ton.}$$

Para el tramo 2 :

$$V_2 = 0.137 * (233.64 + 81.32) = 43.15 \text{ ton.}$$

1.2.5 FUERZA DE VIENTO

Los embarcaderos y muelles son afectados por un número posible de fuerzas, ya sea en forma sencilla o en varias combinaciones, cada una de estas fuerzas pueden ser analizadas por separado porque pueden convertirse en un factor determinante para el diseño.

Los barcos no atracarán en los muelles, cuando los vientos y las olas sean demasiado fuertes, de forma que los vientos menores y olas sean empleados en conjunción con las condiciones de las naves.

En nuestro caso la ubicación que tiene el muelle, determina que estas fuerzas no influyan en los estados de carga y por ende en el diseño, debido fundamentalmente a que la morfología de la zona. El muelle se encuentra en el medio de dos salientes naturales que actúan como barreras que controlan los vientos y las olas.

La fuerza del viento sobre estructuras, muelles, plataformas de amarre, actuando sobre ellos pueden ser determinados a partir de la fórmula siguiente de WEATHER BUREAU, para vientos que actúan sobre superficie planas.

$$P_w = 0.03 \times Z^2$$

En donde:

P_w = Carga horizontal del viento sobre una superficie vertical normal al viento, en libras por pie cuadrado

Z = velocidad del viento en M.P.H.

En la zona del proyecto :

$$Z = 11 \text{ m/seg. } \leftrightarrow 22 \text{ M.P.H}$$

$$P_w = 0.003 \times (22)^2 \text{ lb/pie}^2 \leftrightarrow 0.00071 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la fuerza horizontal del viento:

$$\text{Área del tramo 1} = 2900 \times 80 = 232000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área del tramo 2} = 3275 \times 80 = 262000 \text{ cm}^2$$

$$P_{w1} = 165.00 \text{ kg } \leftrightarrow 0.165 \text{ ton } \dots\dots\dots \text{minima}$$

$$P_{w2} = 186.25 \text{ kg } \leftrightarrow 0.186 \text{ ton } \dots\dots\dots \text{minima}$$

2.2 CARGAS ACTUANTES EN EL CABEZO

2.2.1 CARGAS VIVAS

Camión de diseño

$$P_{\text{total}} = 32.50 \text{ ton}$$

$$P_{\text{total}} = 32,500 \text{ kg.}$$

Sobrecargas (S/C)

Se considera las cargas por el apilamientos de materiales durante la etapa de construcción :

$$W = 1000 \text{ kg/m}^2$$

2.2.2 CARGAS MUERTAS

Peso Propio - losas

- Losa Vaciadas In situ – Cabezo

$$(21.75 \times 8.50 \times 0.25) \times 2,400 = 110,925.00 \text{ kg.}$$

Peso Propio – Viga de Arriostre

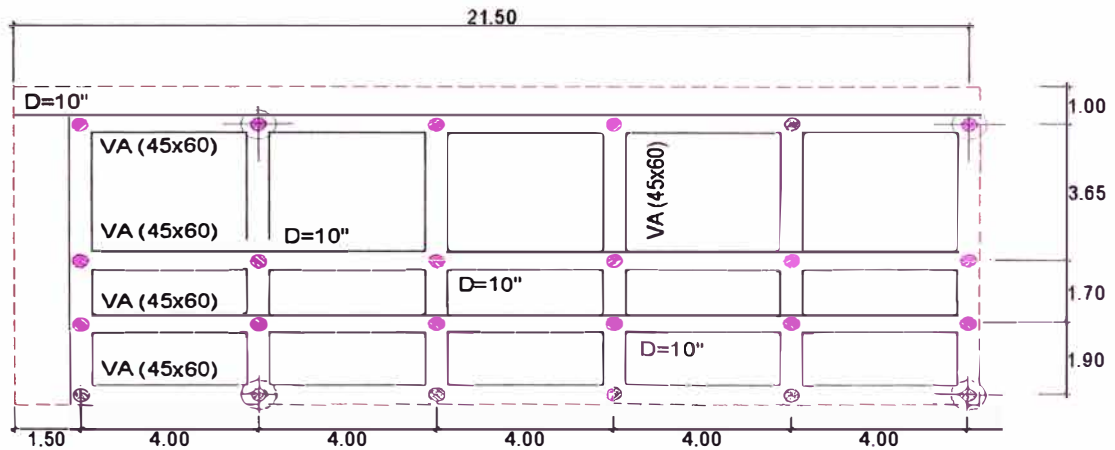


Fig II.6 : Distribución de pilotes y vigas de arriostre en el 3er tramo

- Viga de Arriostre Longitudinal – Cabezo

$$4 \times (20.50 \times 0.45 \times 0.60) \times 2,400 = 53,136.00 \text{ kg.}$$

- Viga de Arriostre Transversal – cabezo

$$6 \times (6.75 \times 0.45 \times 0.60) \times 2,400 = 26,244.00 \text{ kg.}$$

Peso Propio – Viga Superior

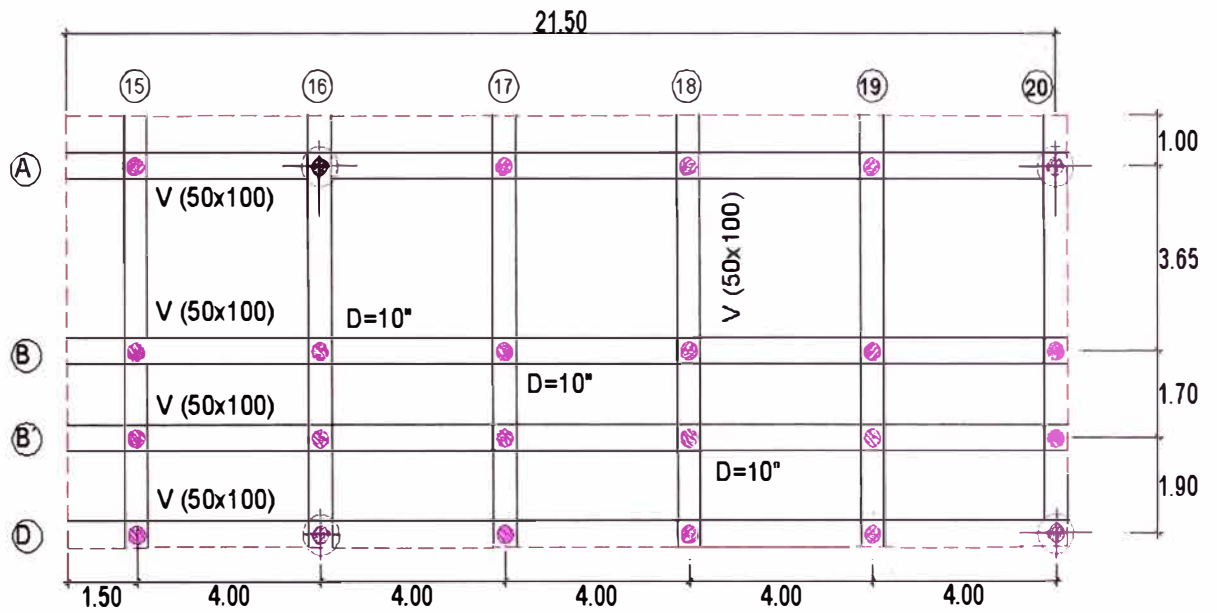


Fig II.7 : Distribución de vigas superiores en el 3er tramo

- Viga longitudinal eje A, B', B'', D- cabezo

$$4 \times (21.75 \times 0.50 \times 0.75) \times 2,400 = 78,300.00 \text{ kg.}$$

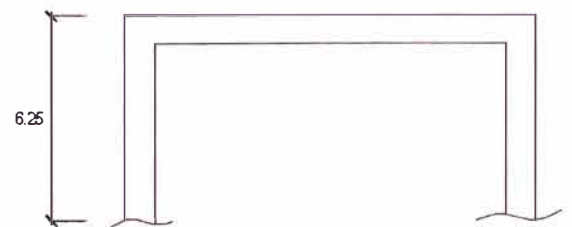
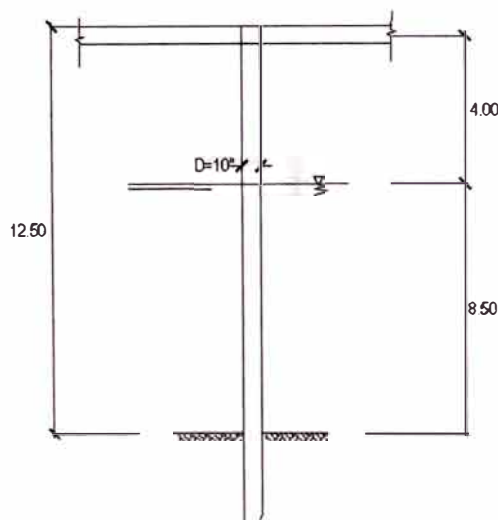
- Viga Transversal – cabezo

$$6 \times (8.50 \times 0.50 \times 0.75) \times 2,400 = 45,900.00 \text{ kg.}$$

Pilotes

- Pilotes de Acero Tubular – cabezo

$$24 \times 6.25 \times (60.45 \text{ kg/m}) = 9,067.50 \text{ kg.}$$



Entonces el peso total en el cabezo:

$$\text{cabezo - tramo 3 } (W_{T3}) = 212,647.50 \text{ kg. } \langle \rangle 212.65 \text{ ton}$$

2.2.3 FUERZA DE SISMO

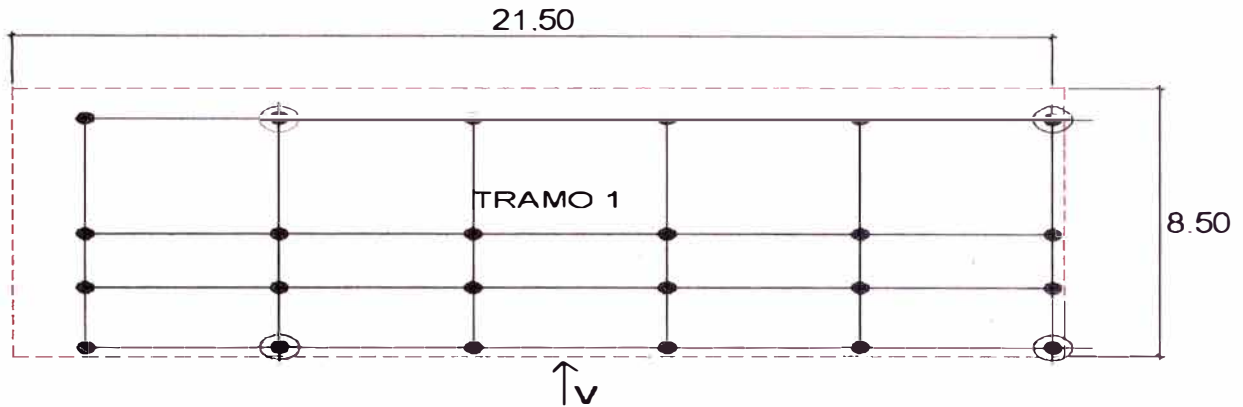


Fig II.8 : Dirección de la fuerza sísmica en el 3er tramo

$$V = \frac{Z * U * S * C * P}{R}$$

- Factor de zona (Z) .- Ubicado en la zona sísmica 3 según la Norma de diseño sismorresistente E.030

$$\text{Zona 3} \quad Z = 0.4$$

- Factor de uso (U).- Lo ubicamos en la categoría B según la norma E.030

$$U = 1.3$$

- Factor de suelo (S) .- Este factor considera los efectos de la amplificación de la acción sísmica que se producen por la características del sub suelo de cimentación. De acuerdo a la zona consideramos suelo tipo 1, en donde:

$$S = 1.0$$

- Coeficiente Sísmico (C).- Factor de amplificación sísmica

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right), \quad C < 2.5$$

calculo del periodo fundamental (T) con la siguiente expresión:

$$T = \frac{Hn}{Ct} \text{ donde, } Hn = 14 \text{ mt. y } Ct = 35$$

$$T = 0.40 \text{ seg.}$$

$$T_p = 0.40 (S_1)$$

Por lo tanto el coeficiente sísmico es el siguiente:

$$C = 2.5 \left(\frac{0.40}{0.40} \right) = 2.50$$

$$C = 2.5$$

- Coeficiente de reducción (R).- coeficiente de reducción de la fuerza Sísmica de acuerdo al sistema estructural (porticos, pilotes de acero) es:

$$R = 9.5$$

Entonces:

$$V = \frac{0.4 * 1.3 * 1.0 * 2.5 * P}{10}$$

$$V = 0.13 (P + 50\% S/c)$$

Para el tramo 3 (cabezo) :

$$V_1 = 0.13 * (212.65 + 76.84) = 39.66 \text{ ton.}$$

2.2.4 FUERZA DE ACODERAMIENTO

Acoderamiento para naves medianas:

Va = Velocidad de ataque = 25 cm/seg

W1 = 800 tn

Φ = ángulo de ataque = 20°

W2 = peso adicional = $\frac{\Pi}{4} * D^2 * L * \rho$

WT = W1 + W2

En donde para naves medianas:

D = Altura de la embarcación (puntal) = 3.00

L = Longitud total = 25.00 mt

$P = \text{Peso específico del agua de mar} = 1.03 \text{ ton/m}^3$

Entonces:

$$W_2 = \frac{\pi}{4} * 3^2 * 25 * 1.03 = 182.0 \text{ ton.}$$

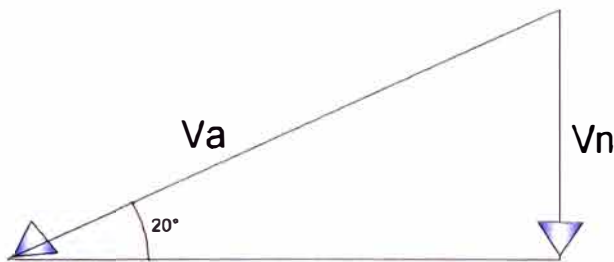
$$W_T = 800 + 182 = 982 \text{ ton.}$$

Cálculo de V_n (velocidad de ataque normal)

$$V_n = V_a(\sin 20^\circ) = 25 \text{ cm/seg} * 0.342$$

$$V_n = 8.55 \text{ cm/seg} = 0.09 \text{ m/seg}$$

Entonces:



$E = \text{energía de ataque}$

$$E = \frac{mV^2}{2} = \frac{W_t * V^2}{2g}$$

Pero para energía de ataque consideramos solamente el 50%

$$E' = \frac{982 * 0.09^2}{2 * 9.81} * 0.5$$

$E' = 0.20 \text{ ton-m}$, es mínima.

2.2.5 FUERZA DE LAS OLAS

El comportamiento de las olas es uno de los fenómenos más irregulares y probablemente uno de los fenómenos naturales menos comprendidos.

Las estructuras en el agua deberán ser proyectadas para resistir fuerzas horizontales que provengan de las olas.

Las formulas disponibles para el calculo de las fuerzas de las olas no son perfectas; pero ofrecen criterios convenientes para el diseño según la forma como sean empleadas.

La formula de Minikin nos proporciona valores probablemente mas cercanos.

Formula de Minikin

$$P_m = \frac{101 \cdot H_b \cdot W \cdot d}{L_d \cdot D} \cdot (D + d) \dots\dots\dots \text{(tomado de la referencia bibliografica N° 6)}$$

Donde:

P_m = máxima intensidad de presión de ola (lb/pie²)

H_b = Altura de ola que rompe sobre la estructura (0.50m <> 1.64 pies)

W = peso unitario del agua (64.20 lb/pie³)

D = profundidad de agua mas profunda, (15 mt <> 49.21 pies)

L_d = Longitud de ola, (305 mt <> 1000 pies)

d = profundidad de sitio (9 mt. <> 29.53 pies)

reemplazando valores en la formula anterior:

$$P_m = 502.46 \text{ lb/pie}^2 \text{ <> } 2452 \text{ kg/m}^2$$

Dado que las unicas estructura sumergidas son los pilotes en contacto con las olas, se procede al calculo de la fuerza de las olas sobre un pilote individual de Ø 10" en el tramo a 0.50 mt arriba y abajo del nivel de aguas tranquilas

$$F_m = \frac{1}{2} \cdot (2452 * 0.5) * .254 = 155.70 \text{ kg/pilote <> } 0.155 \text{ ton/pilote}$$

$$F_t = 6 * 0.155 = 0.93 \text{ ton}$$

Este valor es mínimo y nos sirve como punto de comparación, puesto que no será empleado en los cálculos posteriores.

2.3 METRADO DE CARGAS

- Metrado de cargas - tramo 1

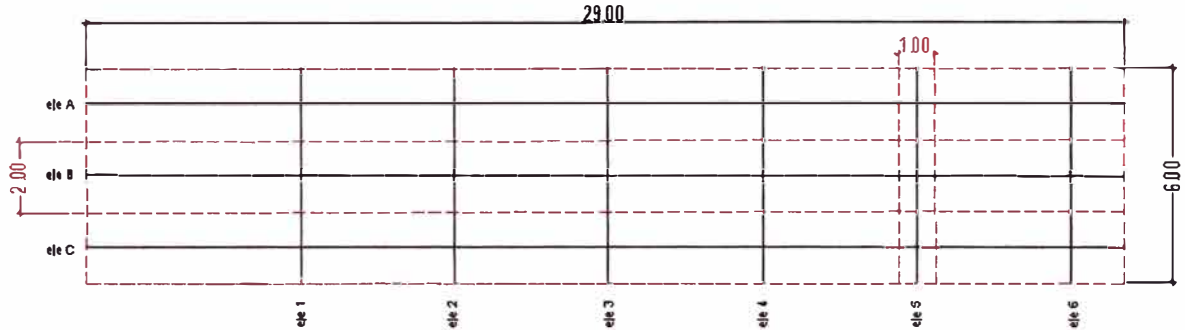


Fig II.9.a : Áreas tributarias en el 1er tramo

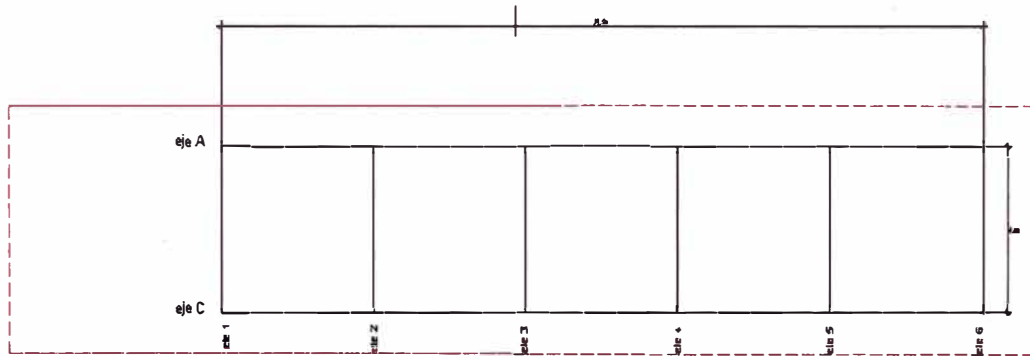


Fig II.9.b : ejes longitudinales y transversales – tramo 1

CÁLCULO DE PESOS APORTANTES SIN CONSIDERAR PESOS DE LAS VIGAS

APORTANTE	TIPO DE CARGA	TRAMO1 (KG/M2)	VIGA DE ARRIOSTRE	ANCHO (mt) ejes 1- 6	ANCHO (mt) A,B,C
LOSA	D	480	0	1	2
S/C	L	1000	0	1	2
	WD	480			
	WL	1000			

CÁLCULO DE PESOS APORTANTES INCLUYENDO PESO PROPIO

APORTANTE	TIPO DE CARGA	TRAMO1 (KG/M) eje A,B,C	TRAMO1 (KG/M) ejes 1-6	VIGA DE ARRIOSTRE (KG/M)
CARGA MUERTA	WD	1536	1056	648
CARGA VIVA	WL	2000	1000	0

- Metrado de cargas – Tramo 2

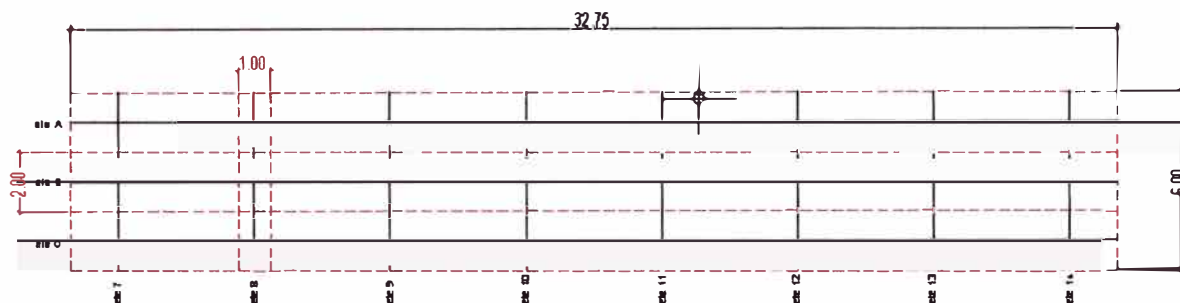


Fig II.10.a : Areas tributarias en el 2do tramo

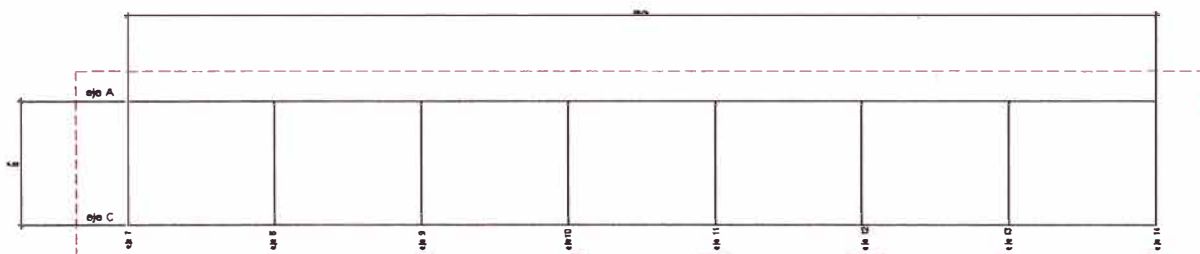


Fig II.10.b : ejes longitudinales y transversales – tramo 2

CALCULO DE PESOS APORTANTES SIN CONSIDERAR PESOS DE LAS VIGAS

APORTANTE	TIPO DE CARGA	TRAMO 2 (KG/M2)	VIGA DE ARRIOSTRE	ANCHO (mt) ejes 7-14	ANCHO (mt) A,B,C
LOSA	D	480	0	1	2
S/C	L	1000	0	1	2
	WD	480			
	WL	1000			

CALCULO DE PESOS APORTANTES INCLUYENDO PESO PROPIO (TRAMO 2)

APORTANTE	TIPO DE CARGA	TRAMO2 (KG/M) eje A,B,C	TRAMO2 (KG/M) ejes 7-14	VIGA DE ARRIOSTRE (KG/M)
CARGA MUERTA	WD	1536	1056	648
CARGA VIVA	WL	2000	1000	0

- Cálculo de la longitud efectiva (tramo 1 y tramo 2)

L = longitud efectiva

$L = l_a + l_s$

l_a = longitud sobre el fondo = 7.00 ml (tramo 1 y 2)

l_s = longitud desde el fondo al punto de empotramiento

$$l_s = 1.8T$$

Donde :

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{N_h}} \dots\dots \text{(fórmula tomada de la referencia bibliográfica N° 3)}$$

E = módulo de elasticidad del acero = 2.1×10^6 kg/cm²

E = 3×10^7 lb/pulg²

I = 139.00 pulg⁴

N_h = 10 lb/pulg² (arena medianamente densa)

$$T = \sqrt[5]{\frac{3 \times 10^7 \times 139}{10}} = 52.96 \text{ pulg.}$$

$$T = 1.35 \text{ ml}$$

Entonces:

$$l_s = 1.8 \times 1.35 = 2.40 \text{ ml.}$$

$$L = 7.0 + 2.40 = 9.40 \text{ ml.}$$

Metrado de cargas - tramo 3

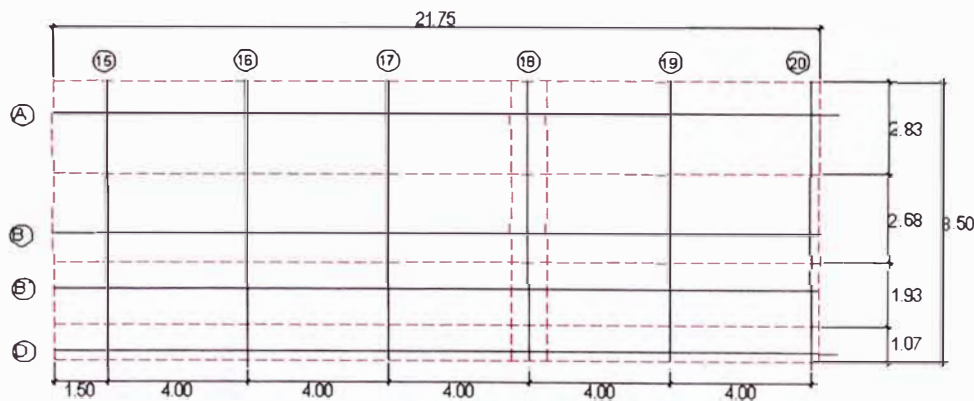


Fig II.11a : Áreas tributarias en el 3er tramo

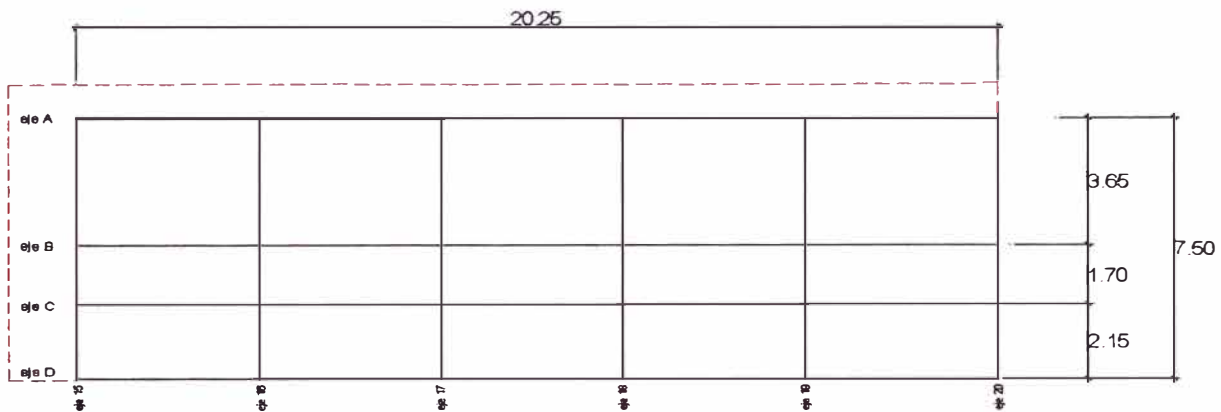


Fig II.11b : ejes longitudinales y transversales – tramo 3

APORTANTE	TIPO DE CARGA	TRAMO 3 (KG/M2)	VIGA DE ARRIOSTRE	ANCHO ejes 15-20	ANCHO (mt) A	ANCHO (mt) B	ANCHO (mt) B'	ANCHO (mt) D
LOSA	D	600	0	1	2.83	2.675	1.93	1.075
S/C	L	1000	0	1	2.83	2.675	1.93	1.075
	WD	480						
	WL	1000						

APORTANTE	TIPO DE CARGA	TRAMO3 (KG/M) eje A	TRAMO3 (KG/M) eje B	TRAMO3 (KG/M) eje B'	TRAMO3 (KG/M) eje D	TRAMO3 (KG/M) ejes 15-20	VIGA DE ARRIOSTRE (KG/M)
CARGA MUERTA	WD	2598	2505	2058	1545	1500	648
CARGA VIVA	WL	2830	2675	1930	1075	1000	0

- Calculo de la longitud efectiva (tramo 3)

L = longitud efectiva

L = la + ls

La = longitud sobre el fondo = 8.50 mt.

Ls = longitud desde al fondo al punto de empotramiento

Ls = 1.8T

Donde :

$$T = 5 \sqrt{\frac{EI}{N_h}} \dots\dots \text{(formula tomada de la referencia bibliografica N° 3)}$$

$E = \text{modulo de elasticidad del acero} = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$E = 3 \times 10^7 \text{ lb/pulg}^2$

$I = 139.00 \text{ pulg}^4$

$N_h = 10 \text{ lb/pulg}^2 \text{ (arena medianamente densa)}$

$$T = \sqrt[5]{\frac{3 \cdot 10^7 \cdot 139}{10}} = 52.96 \text{ pulg.}$$

$T = 1.35 \text{ ml}$

Entonces:

$L_s = 1.8 \times 1.35 = 2.40 \text{ ml.}$

$L = 8.5 + 2.40 = 10.90 \text{ ml.}$

CAPITULO III.

ANALISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA SUPERESTRUCTURA – CIMENTACION

3.1 CONSIDERACIONES DEL ANALISIS TRIDIMENSIONAL

3.1.1 ESTADOS DE CARGA

3.2 DESPLAZAMIENTO LATERAL

3.3 MOMENTOS FLECTORES MAXIMO

3.3.1 MOMENTOS EN VIGAS

3.2.2 MOMENTOS EN LOS PILOTES

3.4 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS

3.3.1 FUERZA CORTANTES EN VIGAS

3.2.2 FUERZA CORTANTE EN LOS PILOTES

3.5 CARGAS AXIALES

3.5.1 CARGAS AXIALES EN PILOTES VERTICALES

3.5.2 CARGAS AXIALES EN PILOTES INCLINADOS

3.6 DISEÑO DE VIGAS

3.6.1 DISEÑO DE VIGAS V(80X40)

3.6.2 DISEÑO DE VIGA V(100X50)

CAPITULO III

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA SUPERESTRUCTURA – CIMENTACION

3.1 CONSIDERACIONES DEL ANALISIS TRIDIMENSIONAL

El primer objetivo de este análisis es el de encontrar los desplazamientos máximos obtenidos al aplicarse la fuerza del sismo.

Este desplazamiento máximo será obtenido de algunos de los pórticos transversales (dirección X) para los respectivos modelos del puente y del cabezo y luego serán considerados como pórticos típicos verificándose los desplazamientos máximos laterales mas seguros para de dichos pórticos.

El segundo objetivo es el de encontrar los momentos, cortante y cargas axiales máximos que soportan los elementos estructurales del puente y cabezo al estar sometidos a las cargas verticales.

Se determinara los efecto de las cargas verticales tanto en los pórticos longitudinales como transversales pero los efectos máximos se de dichas cargas se darán en los pórticos longitudinales del cual se escogerá un pórtico típico verificándose la capacidad de los elementos estructurales del puente y cabezo.

3.2 ESTADOS DE CARGA

En cualquier análisis y diseño estructural el conocimiento de las cargas a soportar la estructura en las diversas etapas de la obra nos indicara el camino a seguir.

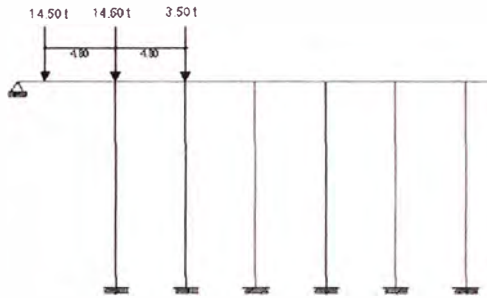
Para el caso de un muelle recreacional en la etapa de construcción la estructura va estar sometidas a las situaciones mas criticas por efecto del peso de las maquinarias y equipos utilizados para la construcción, siendo critico el peso movil de un camión Mixer. Con la ayuda de las herramientas computacionales podemos modelar dicho camión para diversa posiciones para el puente y el cabezo del muelle.

Asimismo el proyecto contempla que la superestructura estará compuesta por elementos de concreto armado vaceados insitu por lo que se tomara las

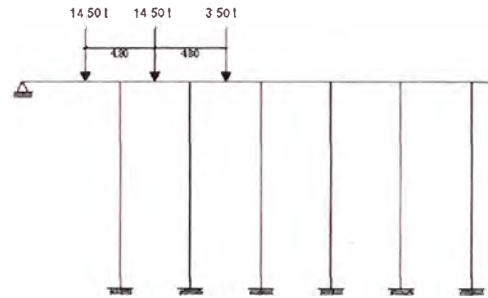
consideraciones y factores de carga establecidas para el diseño en concreto armado.

Estado de la carga móvil para el tramo 1 (puente del muelle)

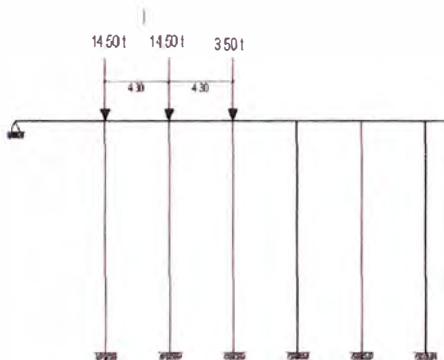
Para el pórtico central y longitudinal se analizara los siguientes estados de carga:



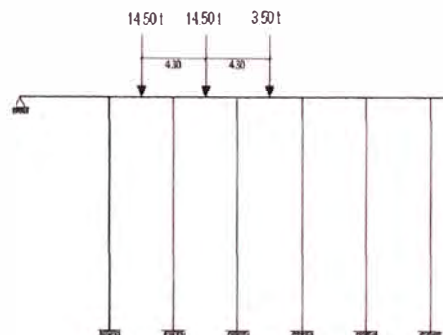
1.C.1



1.C.2



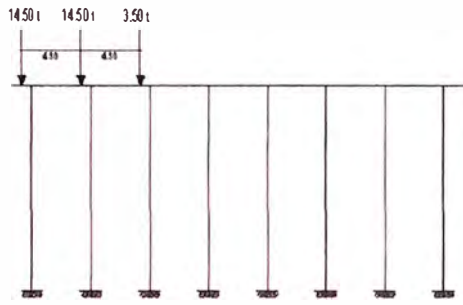
1.C.3



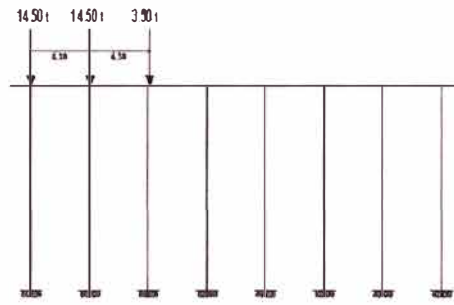
1.C.4

Estado de la carga móvil para el tramo 2 (puente del muelle)

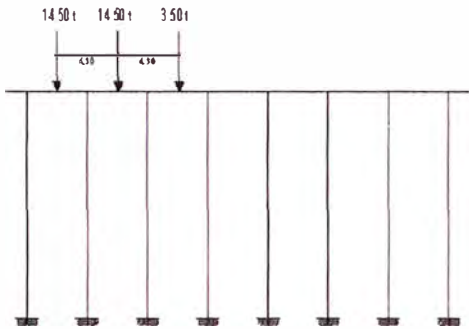
Para el portico central y longitudinal se analizara los siguientes estados de carga:



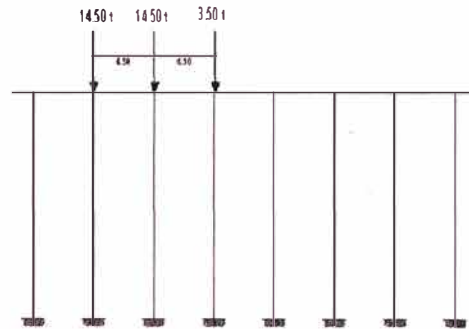
2.C.1



2.C.2



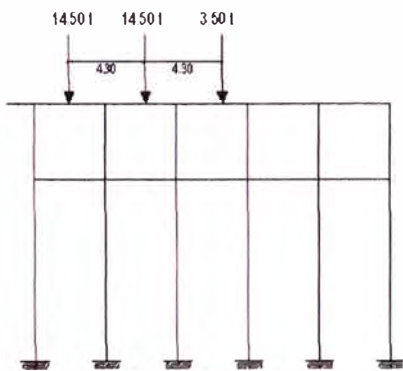
2.C.3



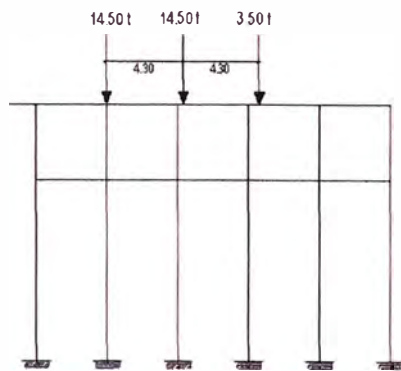
2.C.4

Estado de la carga móvil para el tramo 3 (cabezo del muelle)

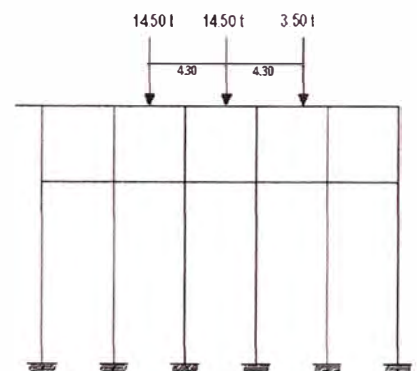
Para el pórtico central y longitudinal se analizará los siguientes estados de carga:



3.C.1



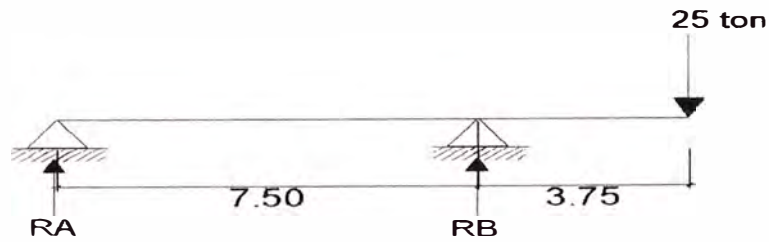
3.C.2



3.C.3

De acuerdo a las solicitaciones del proyecto durante la etapa de operación sobre el cabezo del muelle se montará una grúa puente para mantenimiento de embarcaciones recreacionales siendo el peso promedio de carga de 15-25 ton. A fin de conocer los efectos producidos en la estructura determinaremos las

reacciones en la siguiente viga en voladizo de dimensiones similares a la grúa puente sometido a una carga de 25 ton :



Carga (ton)	Posición de la carga X (m)	RA (ton)	RB (ton)
25	0.00	25	0
25	3.75	12.5	12.5
25	7.50	0	12.5
25	11.25	-12.5	37.5

Para el diseño de la se tomara en cuenta los diferentes estados de la carga movil en combinación con las cargas muerta (D), cargas vivas (L) y cargas de sismo (S) para el presente proyecto se considera las siguiente valores:

Para el tramo 1

1	1.5D + 1.8L	COMB1	Sin carga movil
2	1.25D + 1.25L + 1.00S	COMB2	Sin carga movil
3	(COMB2 + C1)	COMB3	carga movil 1.C.1
4	(COMB2 + C2)	COMB4	carga movil 1.C.2
5	(COMB2 + C3)	COMB5	carga movil 1.C.3
6	(COMB2 + C4)	CONB6	carga movil 1.C.4
5	(COMB3+COMB4+COM5+COMB6)	COMB7	envolvente

Para el tramo 2

1	1.5D + 1.8L	COMB1	Sin carga movil
2	1.25D + 1.25L + 1.00S	COMB2	Sin carga movil
3	(COMB2 + C1)	COMB3	carga movil 2.C.1
4	(COMB2 + C2)	COMB4	carga movil 2.C.2
5	(COMB2 + C3)	COMB5	carga movil 2.C.3
6	(COMB2 + C4)	CONB6	carga movil 2.C.4
5	(COMB3+COMB4+COM5+COMB6)	COMB7	envolvente

Para el tramo 3

1	1.5D + 1.8L	COMB1	Sin carga movil
2	1.25D + 1.25L + 1.00S	COMB2	Sin carga movil
3	(COMB2 + C1)	COMB3	carga movil 3.C.1
4	(COMB2 + C2)	COMB4	carga movil 3.C.2
5	(COMB2 + C3)	COMB5	carga movil 3.C.3
6	(COMB2 + GP)	COMB6	Carga de puente grúa
5	(COMB3+COMB4+COM5+COMB6)	COMB7	envolvente

3.2 DESPLAZAMIENTO LATERAL

De los desplazamientos para los 3 tramos del muelle, obtenido por el programa Sap2000 son los siguientes:

TRAMO 1			
PORTICO	DESPLAZAMIENTO	DESP. RELATIVO	desp.*R/h
1	0.2300238	.01805112	0.057161
2	0.2052012	.01595533	0.050531
3	0.1803786	.0139404	0.044012
4	0.1555559	.01195045	0.037683
5	0.1307333	0.00993556	0.024838
6	0.1059107	0.00783965	0.022599

maximo

TRAMO 2			
PORTICO	DESPLAZAMIENTO	DESP. RELATIVO	desp./h
7	0.15060	0.01298	0.04110
8	0.15060	0.01298	0.04110
9	0.15060	0.01298	0.04110
10	0.15060	0.01298	0.04110
11	0.15060	0.01298	0.04110
12	0.15060	0.01298	0.04110
13	0.15060	0.01298	0.04110
14	0.15060	0.01298	0.04110

TRAMO 3			
PORTICO	DESPLAZAMIENTO	DESP. RELATIVO	desp./h
15	0.219349	0.011448	0.036852
16	0.213594	0.011118	0.035207
17	0.207839	0.010796	0.034182
18	0.202085	0.010477	0.033177
19	0.196330	0.010155	0.0321575
20	0.190576	0.009825	0.0311125

Del análisis de desplazamiento para los pórtico se ha calculado también los desplazamientos laterales según la norma sismorresistente y estos valores nos

sirven solo como puntos de comparación respecto a las restricciones de desplazamiento laterales en edificaciones ya que no existen una normativa específica en nuestro país para el diseño de muelles.

Para efectos de nuestro análisis y por seguridad vamos a restringir nuestra estructura desplazamientos laterales máximos de 0.01, por lo que a fin de rigidizar la estructura existen dos caminos, aumentar el diámetro de los pilotes lo cual produce mayor fricción en el hincado del pilote por mayor área de contacto con el suelo o también utilizar pilotes inclinados que absorban las fuerzas sísmicas, se opta por la segunda alternativa proponiéndose un pilote de acero sección H o Riel.

Procedemos la corrección del modelo, consideraremos portico 1 del tramo 1 el cual tiene los desplazamientos máximos de acuerdo al cuadro anterior y procedemos a realizar un análisis bidimensional con la mismas cargas y combinaciones consideradas en el análisis tridimensional.

Generalmente para pilotes inclinados se da un talud de H:V =1:4, con ayuda del programa SAP2000 se determina que para el portico 1 con 1 pilote inclinado en ambos sentidos el desplazamiento lateral de la estructura es de:

$$0.022 \text{ m}$$

Con lo cual alcanzamos un 50% de nuestro objetivo, para efectos de seguridad consideramos 2 pilotes inclinados a cada lado del portico.

3.3 MOMENTO FLECTORES MÁXIMOS

Realizadas las correcciones al modelo tridimensional en los dos tramos del puente y el cabezo del muelle utilizando el programa Sap2000 se procede a hallar los momento flectores máximos y ubicar los pórticos más crítico.

3.3.1 Momentos máximos en vigas

Para la envolvente de los momentos flectores en cada tramo del muelle, se tiene obtienen los diagramas respectivos visualizando los siguientes momentos máximos en los tramos siguientes:

Portico	M+ (ton-m)	M- (ton-m)
Tramo1 :eje B	27.11	-24.54
Tramo 2 :eje B	10.80	-13.92
Tramo 3 :eje B	13.27	-17.47

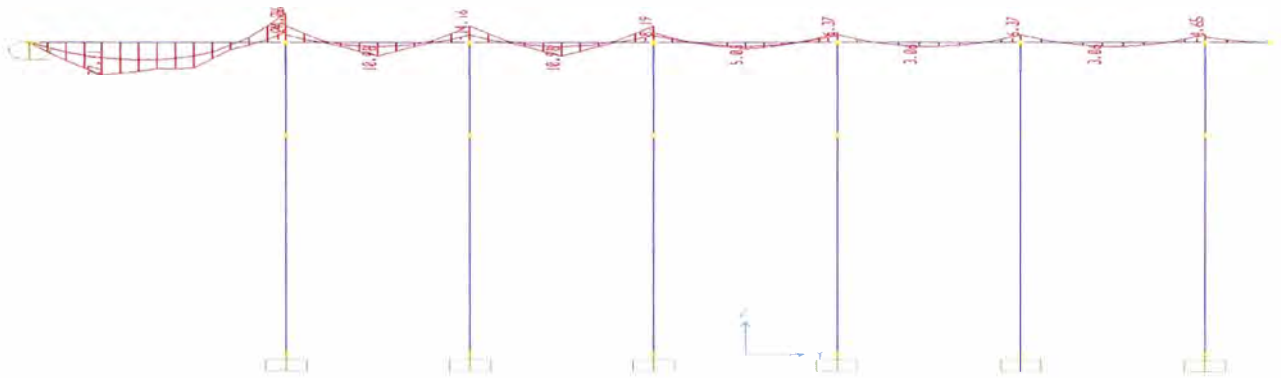


Fig III.1.a : Envolvente de momentos para el eje B – tramo1

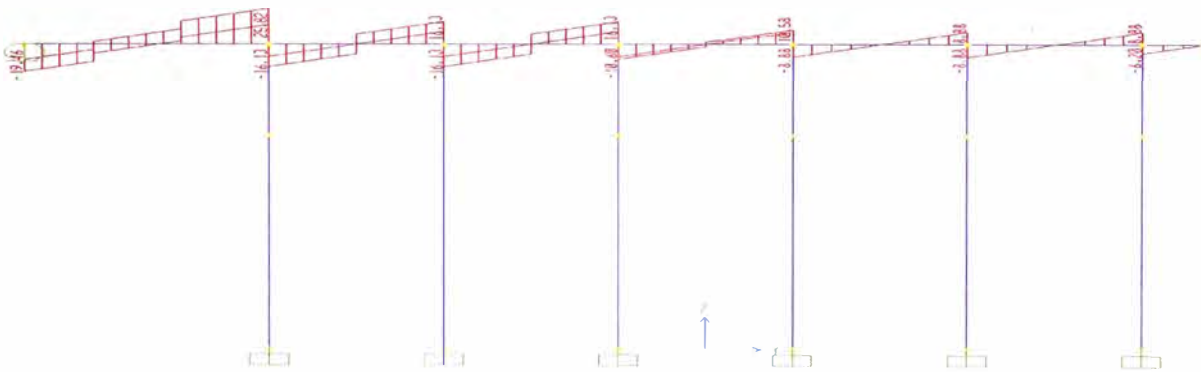


Fig III.1.b : Envolvente de fuerzas cortantes para el eje B – tramo1

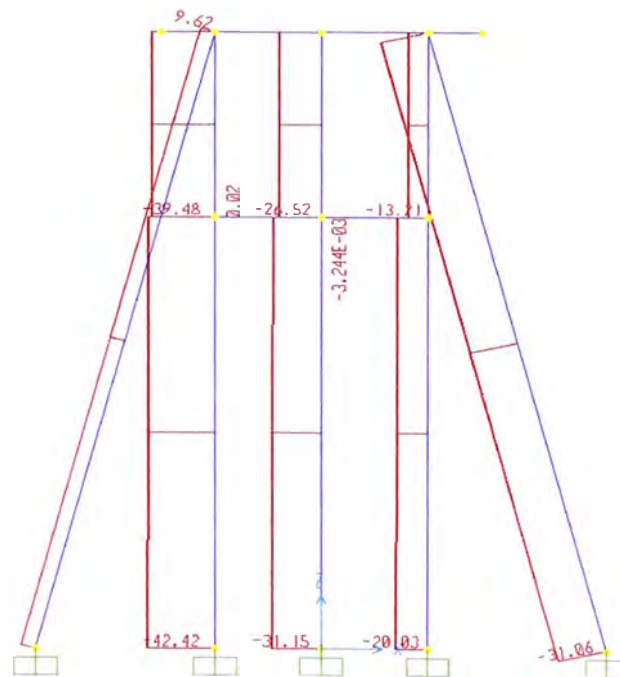


Fig III.1.c : Envoltente de fuerzas axiales para el eje 1 – tramo1

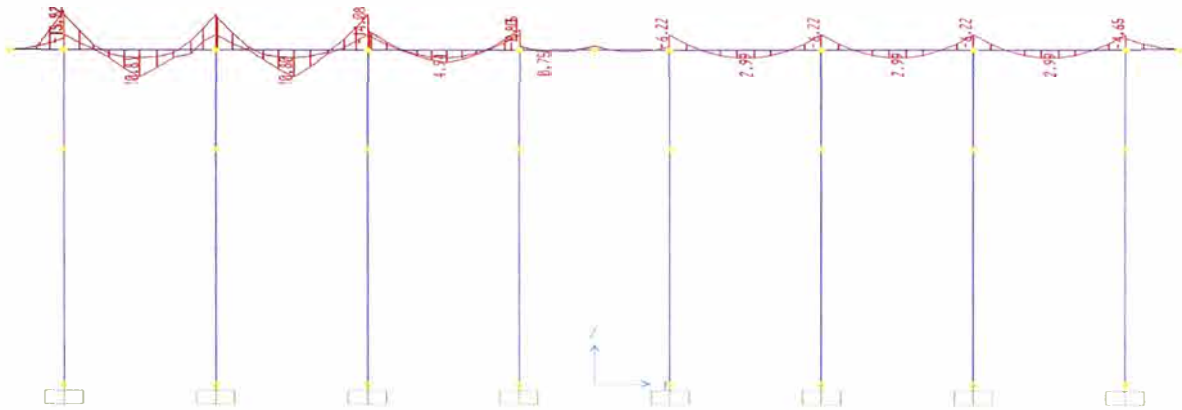


Fig III.2.a : Envoltente de momentos para el eje B – tramo2

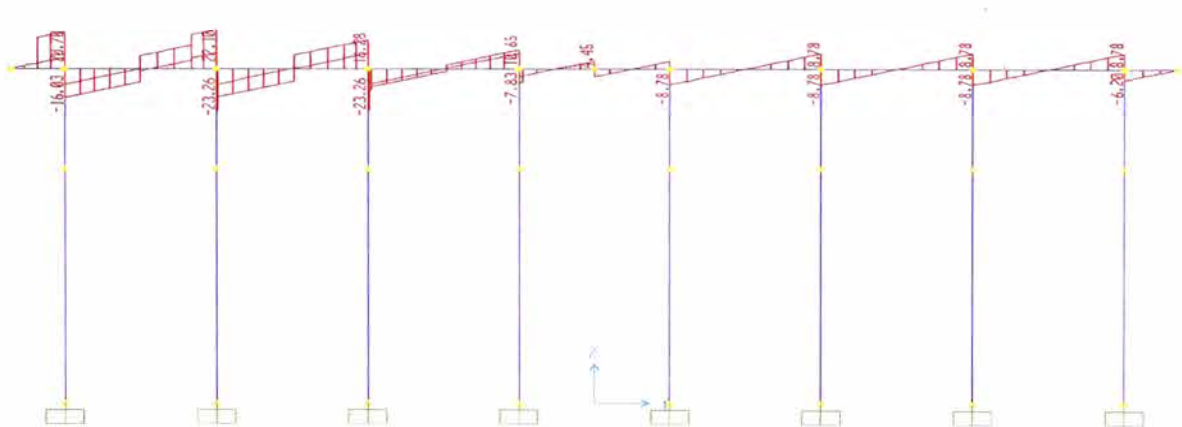


Fig III.2.b : Envoltente de fuerzas cortantes para el eje B – tramo2

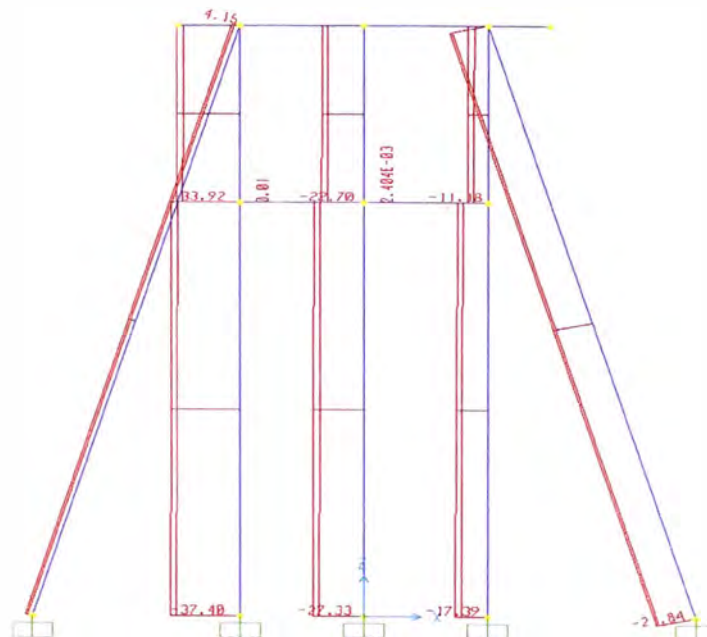


Fig III.2.c : Envoltente de fuerzas axiales para el eje 7 – tramo2

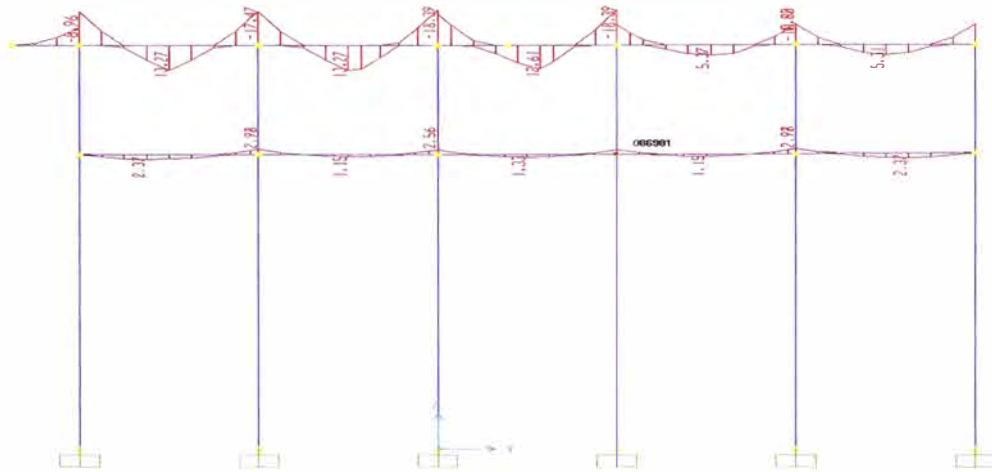


Fig III.3.a : Envolvente de momentos para el eje B – tramo3

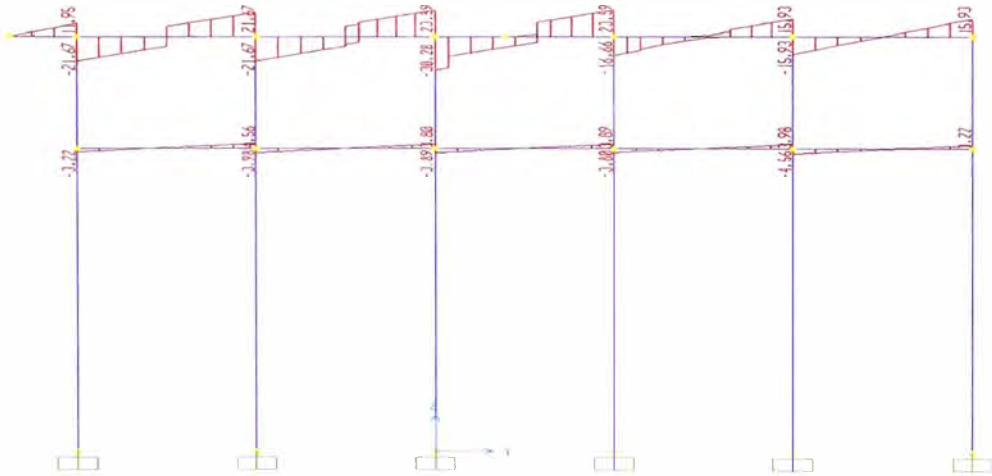


Fig III.3.b : Envolvente de fuerzas cortantes para el eje B – tramo3

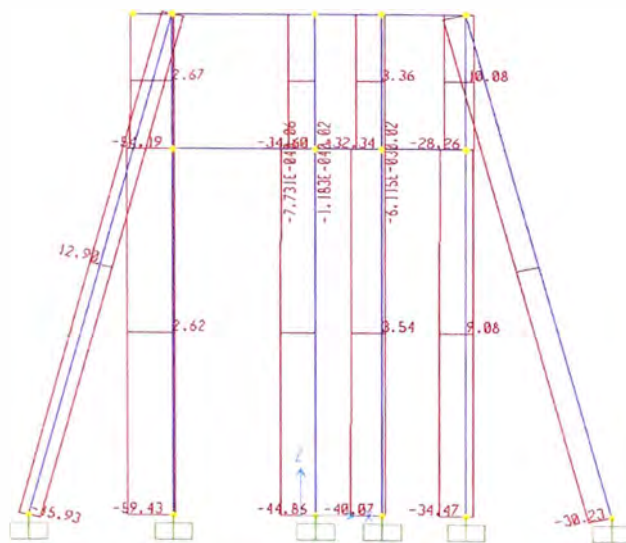


Fig III.3.c : Envolvente de fuerzas axiales para el eje 15 – tramo3

Para las vigas de arriostre se tiene un momento máximo por tramos de :

Portico	M+ (ton-m)	M- (ton-m)
Tramo1 :eje A	2.23	-2.94
Tramo 2 :eje A	2.16	-2.83
Tramo 3 :eje 15	2.71	-2.57

3.3.2 Momentos maximos en los pilotes

De la envolvente de momentos en los elementos en la dirección del sismo se tiene los siguientes valores maximos por tramos:

Portico	M+ (ton-m)	M- (ton-m)
Tramo1 :eje 1	1.84	-1.92
Tramo 2 :eje 7	1.26	-1.33
Tramo 3 :eje 15	1.54	-1.63

3.4 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS

Para la envolvente de los distintos estados de cargas del modelamiento se obtuvo las fuerzas cortantes en los porticos respectivos.

3.4.1 Fuerza cortantes en las vigas

Para la envolvente de fuerzas cortante en las vigas se tiene los siguientes valores maximos en los respectivos tramos:

Portico	V+ (ton)	V- (ton)
Tramo1 :eje B	25.80	-19.46
Tramo 2 :eje B	22.07	-16.00
Tramo 3 :eje B	21.67	-21.67

Para las vigas de arriostre se tiene los cortantes máximo por tramos :

Portico	V+ (ton)	V- (ton)
Tramo1 :eje A	4.11	-2.86
Tramo 2 :eje A	4.02	-2.85
Tramo 3 :eje 15	3.02	-4.15

3.4.2 Fuerzas cortante en los pilotes

Del los graficos de fuerza cortante obtenidos con el programa Sap2000 se tiene los siguientes valores.

Portico	V+ (ton)
Tramo1 :eje 1	0.30
Tramo 2 :eje 7	0.27
Tramo 3 :eje 15	0.29

3.5 CARGAS AXIALES

De la envolvente de fuerza axiales en los pilotes se tiene una fuerza máxima de en compresión (-) y tracción (+).

3.5.1 Cargas axiales en los Pilotes verticales

Las cargas axiales maximas de cada tramo en los pilotes verticales son los siguientes:

Tramo	-P(ton)	-P(ton)
Tramo1	-31.15	-42.42
Tramo 2	-27.33	-37.40
Tramo 3	-59.43	-59.43

3.5.2 Cargas axiales en los Pilotes inclinados

Las cargas axiales máximas en cada tramo en los pilotes inclinados son los siguientes:

Tramo	+P(ton)	- P(ton)
Tramo1	9.62	-31.06
Tramo 2	4.15	-21.20
Tramo 3	15.92	-30.23

3.6 DISEÑO DE VIGAS

3.6.1 Viga superior V(80x40) – puente del muelle

3.6.1.a Diseño por flexión – método de la rotura

momento en los extremos = -24.54 ton-m

momento en el centro = +27.11 ton-m

Concreto : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s+} = \frac{Mu}{\phi * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{27.11 * 10E + 5}{0.90 * 4200 * \left(70 - \frac{1}{2}\right)} = 10.319 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{\phi * f'c * b} = \frac{10.319 * 4200}{0.85 * 210 * 40} = 6.07$$

por iteración tomamos $a = 6.07$

$$A_s = 10.71 \text{ cm}^2$$

por iteración tomamos $a = 6.30$

$$A_s = 10.728 \text{ cm}^2$$

Nuevamente:

$$a = 6.29$$

$$A_{s+} = 10.728 \text{ ----> } a = 6.30$$

Entonces :

$$A_s = 10.73 \text{ cm}^2 \text{ <> } 4 \Phi 3/4''$$

$$A_{s-} = \frac{Mu}{\phi * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{24.54 * 10E + 5}{0.90 * 4200 * \left(75 - \frac{1}{2}\right)} = 8.71 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{\phi * f'c * b} = \frac{8.71 * 4200}{0.85 * 210 * 40} = 5.49$$

por iteración tomamos $a = 5.49$

$$A_s = 9.65 \text{ cm}^2$$

Nuevamente:

$$a = 5.667$$

$$A_s = 9.66 \text{ ----} \rightarrow a = 5.68$$

Entonces :

$$A_s = 9.66 \text{ cm}^2 <> 4 \Phi 3/4''$$

3.6.1.b Diseño por Cortante

$$V_{\max.} = 25.80 \text{ ton.}$$

$$V_{\text{diseño}} = 30 \text{ ton}$$

$$V_u = \frac{25800}{70 \times 40} = 9.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'c} = 0.53 * 0.85 * 14.49 = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

$V_c < V_u \rightarrow$ necesita estribos

$V_c =$ cortante debido al concreto

$$V_c = 6.53 \text{ kg/cm}^2 * 70 \text{ cm} * 40 \text{ cm}$$

$$V_c = 18.28 \text{ ton}$$

$$V_{\text{remanente}} = (30.00 - 18.28) \text{ ton} = 11.72 \text{ ton}$$

$$S = \frac{A_v * \Phi * F_y * d}{V_{\text{remanente}}}$$

estribos de 3/8" $A_v = 0.71 \times 2 = 1.42 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{1.42 * 0.85 * 4200 * 70}{11720}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

Por reglamento :

$$S_{max} = d/2 \text{ cm} = 70/2 = 35 \text{ cm}$$

Entonces:

Estribos de 3/8" 3@0.15,r@0.30

3.6.2 Viga superior V(100x50) – cabezo del muelle

3.6.2.a Diseño por flexion – V100x50

momento en los extremos = -17.47 ton-m

momento en el centro = 13.27 ton-m

Concreto : $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s+} = \frac{Mu}{\phi * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{13.27 * 10E + 5}{0.90 * 4200 * \left(90 - \frac{1}{2}\right)} = 3.922 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{\phi * f'_c * b} = \frac{4.70 * 4200}{0.85 * 210 * 50} = 1.845$$

por iteración tomamos $a = 1.845$

$$A_s = 3.94 \text{ cm}^2$$

por iteración tomamos $a = 1.854$

$$A_s = 3.94 \text{ cm}^2$$

Nuevamente:

$$a = 1.845$$

$$A_{s+} = 5.09 \text{ ---->} \quad a = 1.845$$

Entonces :

$$A_s = 3.94 \text{ cm}^2 \text{ <> } 2 \Phi 5/8''$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{17.47 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(70 - \frac{1}{2}\right)} = 5.163 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{\phi * f'_c * b} = \frac{5.16 * 4200}{0.85 * 210 * 40} = 2.43$$

por iteración tomamos a= 2.43

$$A_s = 5.205 \text{ cm}^2$$

Nuevamente:

$$a = 2.44$$

$$A_s = 5.206 \text{ ----> } a = 2.44$$

Entonces :

$$A_s = 5.206 \text{ cm}^2 <> 3 \Phi 5/8''$$

3.6.2.b Diseño por Cortante

$$V_{\max} = 23.40 \text{ ton.}$$

$$V_{\text{diseño}} = 30 \text{ ton.}$$

$$V_u = \frac{30,000}{90 \times 50} = 6.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} = 0.53 * 0.85 * 14.49 = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

$V_c < V_u \rightarrow$ necesita estribos

V_c = cortante debido al concreto

$$V_c = 6.53 \text{ kg/cm}^2 * 90 \text{ cm} * 50 \text{ cm}$$

$$V_c = 29.35 \text{ ton}$$

$$V_{\text{remanente}} = (30 - 29.30) \text{ ton} = 0.70 \text{ ton}$$

$$S = \frac{A_v * \Phi * F_y * d}{V_{\text{remanente}}}$$

con 2 estribos de 3/8" $A_v = 0.71 \times 2 = 1.42 \text{ cm}^2$

Por reglamento :

$$S_{\max} = d/2 \text{ cm} = 90/2 = 45 \text{ cm}$$

Por proceso constructivo: $S = 30 \text{ cm}$

Estribos de 3/8" 3@0.15,r@0.30

CAPITULO IV.

DISEÑO DE LA CIMENTACION CON PILOTES TUBULARES DE ACERO

- 4.1 CONSIDERACIONES INICIALES
- 4.2 CONSTANTES DEL PILOTE DE ACERO
- 4.3 LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO DEL PILOTE
- 4.4 VERIFICACION DE LA RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL
- 4.5 VERIFICACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION
- 4.6 CONDICIONES DE HINCADO
- 4.7 VERIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

CAPITULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN CON PILOTES TUBULARES DE ACERO

4.1 CONSIDERACIONES INICIALES

Es importante notar que en el desarrollo del presente informe de suficiencia trato de mostrar un orden coherente a fin de llegar al presente capítulo que se tratan propiamente sobre el diseño estructural de la cimentación con pilotes.

El análisis estructural de los diferentes estados de cargas se hace considerando las diferentes cargas que actúan sobre el sistema Superestructura – cimentación : Peso propio, fuerza de sismo, fuerza de impacto, como resultado del análisis se determinan momentos y cargas axiales que son transmitidas a los pilotes, precediéndose luego al diseño respectivo.

También se debe tomara en cuenta las condiciones a las que va ser sometido los pilotes durante el proceso constructivo: Hincado

4.2 CONSTANTES DEL PILOTE DE ACERO

Se considera pilotes tubulares de acero de 10" de diámetro y 1 cm de espesor.

$F_y = 3,160 \text{ kg/cm}^2 \leftrightarrow 45 \text{ ksi}$ (de la tabla I.1 : **ASTM A252 grado 3**)

$E = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Diametro Exterior $D_e = 10" = 25.40 \text{ cm}$

Espesor de la pared $e = 1 \text{ cm}$

Diametro interior $d_i = 23.40 \text{ cm}$

Area de seccion de Acero $A_s = \frac{\pi}{4} * (D_e^2 - d_i^2)$

$A_s = 76.66 \text{ cm}^2$

Momento de inercia del acero	$I = \frac{\pi}{64} * (De^4 - di^4)$ $= 5,714.25 \text{ cm}^4$
Modulo de inercia del acero	$S = \frac{2I}{De}$ $= 449.94 \text{ cm}^3$
Radio de giro	$r = \sqrt{\frac{I}{As}}$ $= 8.63 \text{ cm}$

4.3 LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO DEL PILOTE

El comportamiento del pilote es complejo, la longitud de empotramiento (L_e) del pilote puede ser estimado por formulas basadas en las condiciones del suelo. Del perfil estratigráfico obtenido en los estudios básicos se tiene una arena compacta.

L = longitud efectiva

$L = l_a + l_s$

l_a = longitud sobre el fondo = 8.50 mt.

l_s = longitud desde al fondo al punto de empotramiento

$$L_s = 1.8T$$

Donde :

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{N_h}} \dots\dots \text{(formula tomada de la referencia bibliografica N° 3)}$$

E = modulo de elasticidad del acero = $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$I = 5714.25 \text{ cm}^4$

$N_h = 10 \text{ lb/pulg}^2$ (arena medianamente densa) $\leftrightarrow 0.703 \text{ kg/cm}^2$

$$T = 112 \text{ cm} \leftrightarrow 1.12 \text{ mt.}$$

Entonces:

$$L_s = 1.8 \times 1.20 = 2.20 \text{ ml.}$$

$$L = 8.50 + 2.02 = 10.52$$

Por seguridad le damos 50% mas a L_s

$$L_e = 1.5 * L_s = 3.30 \text{ ml.}$$

$$L_{\text{total}} = 8.50 + 3.30 = 11.80 \text{ mt}$$

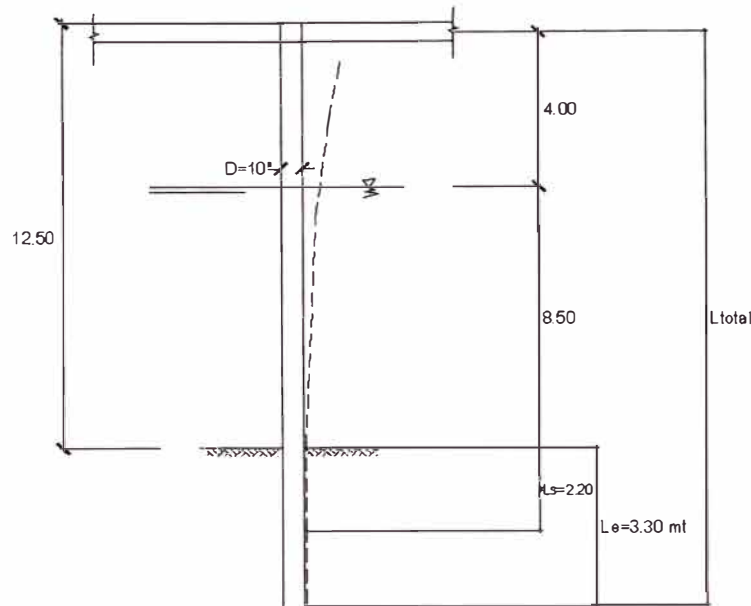


Fig IV.1. : Longitud estructural del pilote

4.4 VERIFICACION DE LA RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL

Los pilotes son estructuras de cimentación que actúan como columnas, por lo tanto todo lo que se diga de ellas es válido para pilotes.

Las especificaciones LRFD proporcionan una fórmula (Euler) para columnas largas de pandeo con pandeo inelástico y una ecuación parabólica para columnas cortas o intermedias. Con estas fórmulas se calcula el esfuerzo crítico o de pandeo F_{cr} para un elemento a compresión.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \dots\dots \text{(fórmula tomada de la referencia bibliográfica N° 4)}$$

K= factor de longitud efectiva

L= longitud libre

r = radio de giro

para $\lambda_c < 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y$$






	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
k teórico	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
k de diseño recomendado	0,65	0,8	1,2	1,0	2,1	2,0
Condiciones en los extremos.	 Rotación fija		 Rotación libre		 Rotación fija / Rotación libre	
			 Traslación fija		 Traslación libre	

tabla IV.1. : Valores de K para pilotes con diversas condiciones en sus extremos

procedemos a calcular λ_c :

$$\lambda_c = \frac{0.80 * 11.80 * 100}{8.63 * \pi} \sqrt{\frac{3160}{2.1 * 10^6}} = 1.35$$

Para el Caso $\lambda_c < 1.5$ el esfuerzo crítico de pandeo es :

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = 0.53 F_y$$

$$F_{cr} = 1687 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de carga admisible del elemento estructural:

$$P_c = 0.85 * A_s * F_{cr}$$

$$P_c = 0.85 * 76.66 * 1687 = 109.92 \text{ ton}$$

Del capítulo anterior se tiene la máxima carga axial sometida en los pilotes :

$$P_u = 59.43 \text{ ton}$$

Tenemos:

$$109.92 > 59.43$$

$$P_c > P_u \dots\dots\dots \text{OK}$$

- **Verificación a la carga axial en pilotes inclinados de acero**

Los pilotes inclinados a utilizarse serán del tipo Riel ferreo (ASCE 60) cuyas dimensiones se detallan en los anexos, con un área de 38.39 cm² .

Por tensión :

$P_a = 0.90 \cdot A_s \cdot F_y$ (capacidad estructural por tensión)

$P_u = 15.92$ ton (del análisis estructural)

$P_a = 0.90 \cdot 38.39 \cdot 3500 = 120,928$ kg. $\langle \rangle$ 120.92 ton

120.92 ton > 15.92 ton OK

Por compresión:

$L =$ longitud = 12.10 mt $\langle \rangle$ 1210 cm

$r =$ radio de giro = 3.97 cm

$K = 0.80$

$$\lambda_c = \frac{0.80 \cdot 12.10 \cdot 100}{3.97 \cdot \pi} \sqrt{\frac{3500}{2.1 \cdot 10^6}} = 3.16$$

Para el Caso $\lambda_c > 1.5$ el esfuerzo crítico de pandeo es :

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y = 544 \text{ kg/cm}$$

$P_c = 0.85 \cdot 38.39 \cdot 544 = 17,751$ kg $\langle \rangle$ 17.75 ton

Para 2 pilotes $P_c = 35.54$ ton.

$P_u = 31.06$ ton (del análisis estructural)

35.54 ton > 31.06 ton OK

4.5 VERIFICACION DE LA RESISTENCIA A LA FLEXOCOMPRESION

Los elementos sometidos a compresión axial y flexión deberá satisfacer lo siguiente : (de la referencia bibliografica N° 4)

Si, $\frac{P_u}{\Phi P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Si , $\frac{P_u}{\Phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\Phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b * M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Para elementos arriostrados para el calculo del momento final incrementado debido al desplazamiento lateral en el plano de flexión se introduce un factor B1 llamado factor de amplificación :

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} > 1$$

Donde: $C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$

Para nuestro caso:

$$P_{e1} = \frac{A_s * F_y}{\lambda c^2} = P_{e1} = \frac{76.66 * 3160}{1.35^2} = 132.91 \text{ ton}$$

$P_u = 59.43 \text{ ton}$

$P_u/P_{e1} = 0.447$

$M_1 = 1.84 \text{ tn-m} , M_2 = -1.92 \text{ tn-m}$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.216$$

Remplazando en B1:

$$B1 = \frac{0.216}{1 - 0.346} = 0.39 \dots \text{ se usa minimo } B1 = 1.00$$

De la relacion : $\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{59.43}{120.92} = 0.50 > 0.2$

Sxx : modulo de inercia del acero

Reemplazando en la fórmula:

$$\frac{Pu}{\Phi t Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{\phi b * Mnx} + \frac{Muy}{\phi b * Mny} \right) \leq 1.0$$

$$0.36 + \frac{8}{9} \left(\frac{1.92E5}{0.9 * 3160 * 449.94} + 0 \right) \leq 1.0$$

$$0.49 < 1.0$$

Por lo tanto es satisfactoria

4.6 CONDICIONES DE HINCADO

Es necesario verificar la sección del pilote para resistir los esfuerzos causados por el impacto del martillo.

Al transmitir al suelo la fuerza proveniente del impacto del martillo, el pilote actúa como una estructura transmisora de esfuerzos de hincado. Al escoger el martillo de hincado a utilizar en obra es necesario verificar que no ocurra en los pilotes esfuerzos de hincado excesivos que pudieran dañarlos estructuralmente.

Para calcular los esfuerzos de hincado, se calcula la fuerza que transmite el pilote aplicando la fórmula dinámica; luego dicha fuerza se compara con la resistencia estructural de la sección transversal del pilote, debiéndose mantener un factor de seguridad apropiados.

4.6.1 Fórmula dinámica

El principio fundamental de estas fórmulas consiste en obtener ecuaciones que relacionen la energía transmitida por el martillo de hincado, el trabajo realizado por el pilote al penetrar el suelo y la pérdida de energía:

$$E_{total} = E_{util} + E_{perdida}$$

Bajo este concepto se han deducido muchas fórmulas las cuales se diferencian unas de otras por las pérdidas de energía del martillo, para nuestro análisis utilizaremos la fórmula de Delmag.

Formula de Delmag

La formula de Delmag ha sido desarrollada para ser utilizada para cualquier tipo de pilote hincado por medio de martillos diesel Delmag y es la siguiente :

$$W = \frac{ER}{(s + cL)(R + Q)} \dots \text{(de la ref. bibliografica N° 3)}$$

W = Resistencia al Hincado (ton), supuesta igual a la capacidad de Carga final del pilote

E = energía por golpe (kg-m), para martillo Delmag E = 2.5R

R = peso del pistón (kg), debe ser aproximadamente un tercio del peso del pilote.

Q = peso del pilote a hincar (kg)

S = penetración media por golpe (mm)

C = coeficiente de elasticidad del pilote-suelo, depende del material del Pilote, para concreto y acero 0.3

La capacidad de carga para S= 0 (rechazo absoluto), físicamente esta situación corresponde al momento del hincado en que el martillo rebota sobre el pilote sin hacerlo penetrar mas. Procedemos al calculo respectivo:

- Peso del pilote(Q)

$$Q = 11.80 * 60.45 = 713.31 \text{ kg}$$

- Peso del pistón del martillo (R)

$$R \sim Q/3 = 238 \text{ kg}$$

Por lo tanto escogemos un martillo Delmag D-5, cuyo peso del pistón es 500 kg

- Energía por golpe (E)

$$E = 2.5R = 1250 \text{ kg-m}$$

Reemplazando en la formula de Delmag se tiene:

$$W = \frac{ER}{(s + cL)(R + Q)} = 132.50 \text{ tn}$$

Se observa que el valor de la capacidad máxima es de 132.50 ton sobrepasa ligeramente la capacidad nominal de resistencia del pilote a la carga axial de 118.50 ton, esto debido a que el peso del martillo Delmag de menor capacidad no cumple la relación $Q/3$, por lo que es recomendable usar un martillo de menor peso para el hincado de los pilotes tubulares de acero a fin de evitar el daño estructural del pilote durante el hincado.

Seria recomendable utilizar un martillo de caída libre en la que se puedan variar la altura de caída del martillo a fin de controlar la energía del golpe la energía del golpe.

Formula de Engineering News

La formula para martillos de caída libre es la siguiente :

$$W = \frac{R * h}{s + c} \dots\dots(\text{de la referencia bibliografica N}^\circ 3)$$

W = Carga de trabajo del pilote (ton), supuesta igual a la capacidad de
Carga final del pilote

h = altura de caída (cm)

R = peso del martillo (kg)

S = penetración media por golpe (cm)

C = 2.5 cm para martillos de caída libre

La capacidad de carga para S= 0 (rechazo absoluto),

Para un martillo de caída libre, cuyo peso de martillo es 400 kg y altura de caída libre de 4 mt

Reemplazando en la formula de Engineering News se tiene:

$$W = \frac{400 * 400}{0 + 2.5} = 60,000 \text{ kg.}$$

Se observa que en el martillo de caída libre la capacidad máxima es de 60 ton. Mucho menor a la capacidad nominal del pilote de acero por lo que es recomendable usar este tipo de martillo a fin de evita el daño estructural del pilote durante el hincado.

4.7 COMPROBACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Tomando los valores hallados por el especialista en geotecnia el cual por método estático ha calculado la capacidad de carga ultima del suelo cuyo valor es el siguiente:

65.31 ton/pilote

Para el Puente

Del análisis estructural se ha determinado una carga actuante en los pilote del tramo 1 y tramo 2 tiene una carga actuante máxima de 31.15 ton.

Por lo tanto:

Psuelo > Pactuante

65.31 ton > 31.15 ton OK.

Para el Cabezo

Del análisis estructural se ha determinado una carga actuante en los pilote del tramo 3 tiene una carga actuante máxima de 59.43 ton.

Por lo tanto:

Psuelo > Pactuante

65.31 ton > 53.43 ton OK

CONCLUSIONES

- Cualquier análisis y diseño estructural se inicia a través del conocimiento de parámetros, que indicarán directamente el camino a seguir, en el análisis del sistema superestructura – cimentación del muelle. El parámetro o aspecto determinante será la carga viva, es decir el peso de un camión mixer y/o grúa para izaje de los pilotes considerándose como la mas critica al camión mixer y lo más resaltante es que esta carga viva es solicitada durante la etapa de construcción del muelle y quizás no vuelva a ser sometidas a dichas cargas durante su vida útil.
- En el presente estudio el sismo como fuerza horizontal fue dominante, superando al resto de cargas como el viento y atraque.
- La ayuda de los programas de cómputo como el SAP 2000 para el calculo estructural es inmensa. La exactitud de las respuestas y sobretodo la rapidez con la que el usuario puede trabajar facilitan la labor del calculista, particularmente se dividió el muelle en tres tramo el primer y segundo tramo corresponden al puente y el tercer tramo denominado cabezo realizándose el modelo tridimensional de tres tramos en la que se obtuvieron los desplazamientos relativos mayores a 0.01 lo que por seguridad nos llevó realizar los correctivos a fin de rigidizar la estructura y proponer el uso de pilotes inclinados sección de tipo riel a fin que estos pilotes absorban las fuerzas horizontales casi en su totalidad.
- La superestructura esta conformada por elementos de concreto armado vaceados in situ tales como vigas longitudinales , vigas transversales y losas los cuales van estar soportados por pilotes tubulares de acero de las siguientes dimensiones:
Diámetro exterior $\varnothing = 10''$, Espesor de 1 cm

-
- El hecho de usar pilotes Tubulares de acero incide de manera significativa en la economía de las obra portuarias, se evita el uso de grúas de mayor tonelaje que influirían en el diseño estructural de la estructura ya que tendrían que ser considerados en el análisis de cargas sólo porque en el proceso constructivo se va dar dicha carga.

 - En proceso de la hinca para pilotes de acero sólo se afectan la cabeza del pilote por los golpes del martillo, en cambio el deterioro por hinca en los pilotes de concreto armado originan fisuraciones imperceptibles y que a corto plazo producirían la corrosión del acero de refuerzo y luego un posible colapso de la estructura.

 - Cabe resaltar, sin embargo que tanto hoy como ayer es el hombre, el que empleando diferentes herramientas logra grandes objetivos y logros gracias a su dedicación, investigación e ingenio.

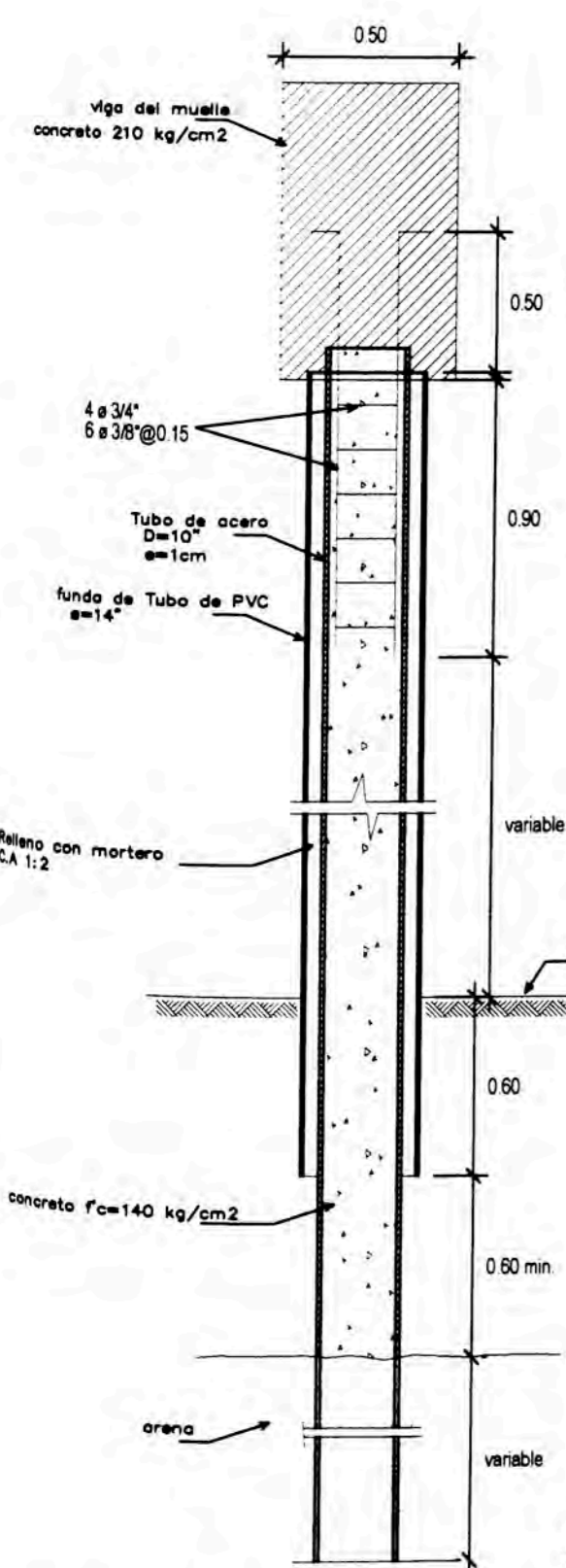
RECOMENDACIONES

- En muchos casos, como se ha podido observar, es el proceso constructivo el que ha causado mayores esfuerzos a los pilotes, superando todas las combinaciones de cargas, es por esta razón al usarse pilotes de tubos de acero cuyo peso es mucho menor que los pilotes de concreto armado prefabricados, se ha recomienda para el hincado del pilote el uso de un martillo de 400 kg con una altura de caída libre de 4 mt.
- Es conveniente luego del hincado de los pilotes, tal como aparecen en los planos anexos proteger los pilotes de acero con una funda de PVC de mayor diámetro y luego proceder al llenado del interior del tubo de acero de 10 " con concreto 140 kg/cm² con la finalidad de protegerlo de la corrosión así mismo llenar de concreto el espacio libre entre el tubo de acero y la funda de PVC.
- Se recomienda para los pilotes de acero en usar el acero estructural ASTM A252 grado 3.

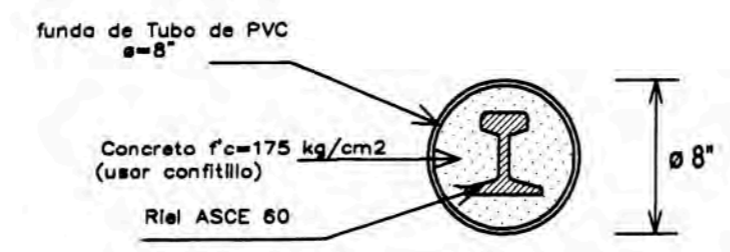
BIBLIOGRAFIA:

- (1) CALABRU PAUL, "CIMENTACIONES Y TUNELES", Editorial Reverté, Barcelona 1965
- (2) DURAN MORENO OSCAR, "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUELLE DE HIDROGRAFIA Y NAVEGACIÓN" , Editorial UNI, Lima , 1985
- (3) FUENTES ORTIZ CESAR, "INGENIERIA PORTUARIA", Coper Editores, Lima 2001.
- (4) McCORMAC JACK, "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO", Editorial Alfaomega Grupo editor, México, 2002
- (5) MERRIT FREDERICK, "MANUAL DEL INGENIERO CIVIL", Editorial McGraw Hill, México, 1976
- (6) RIOS ALONSO MIGUEL, "ESTUDIOS HIDRO-OCEANOGRAFICOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN MUELLE PESQUERO", tesis para optar grado de ingeniero civil, UNFV-FIC, 2001

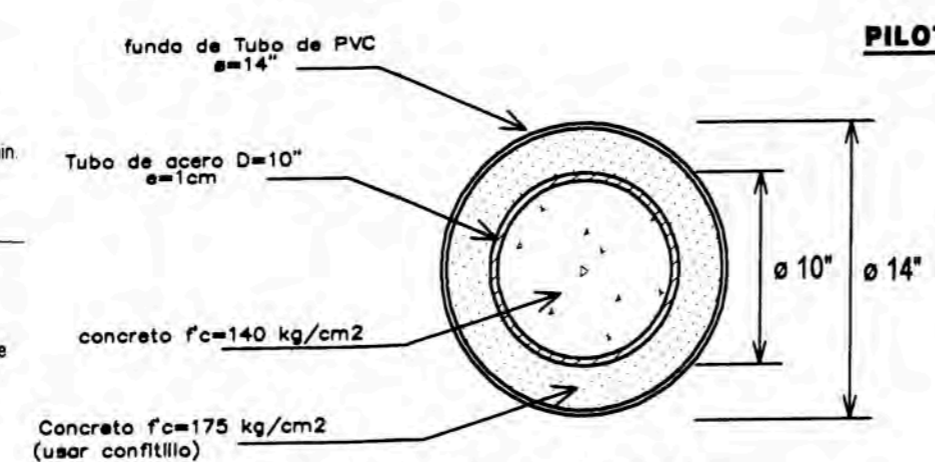
ANEXOS



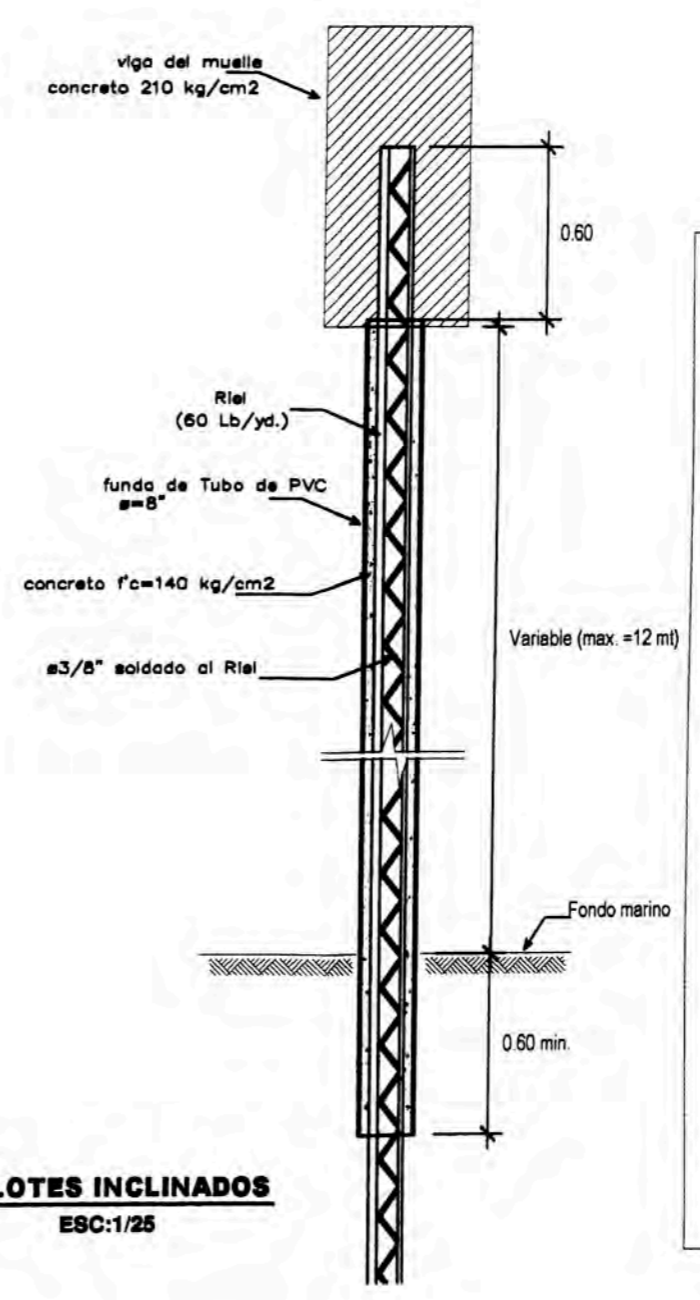
PILOTES VERTICALES
ESC:1/25



SECCION PILOTE INCLINADO
ESC:1/12.5



SECCION PILOTE TUBULAR
ESC:1/12.5



PILOTES INCLINADOS
ESC:1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO
 CONCRETO : F'c = 210 KG/CM2
 ACERO : Fy = 4200 KG/CM2
 CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO : f = 65.31 TON/PILOTE
 (VER ESTUDIOS GEOTECNICOS)

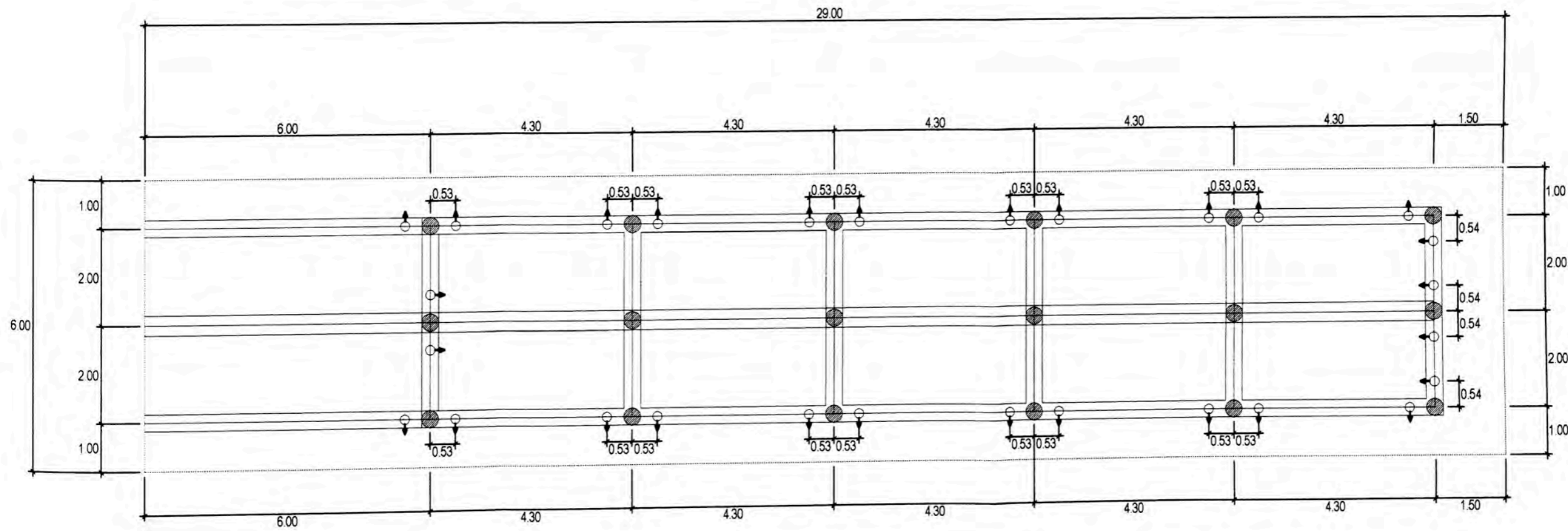
PILOTES VERTICALES
 PILOTE TUBULAR DE ACERO : segun ASTM A252 , grado 3
 ø PILOTE : 10" (25.4 cm.) , espesor = 1 cm.
 ACERO : Fy = 3160 KG/CM2
 RELLENO INTERIOR DEL PILOTE: CONCRETO F'c 140 KG/CM2

PILOTES INCLINADOS
 RIEL VIGNOLE (Riel ferreo) : segun ASCE 60 (ASTM A1/2000)
 peso : 60 lb/Yd <> 29.76 kg/m
 Acero Corrugado Soldado en el Alma : ø 3/8" (L=20 CM)
 (para mejor Adherencia del Concreto de recubrimiento)

RECUBRIMIENTOS
 CONCRETO ARMADO : 5 CM
 VIGAS : 5 CM
 PILOTES VERTICALES : F'c = 175 KG/CM2 (Usar Confitillo) : 5 CM
 FUNDA DE PVC C-10 , ø 14" (recomendable ASTM D1784)
 PILOTES INCLINADOS : F'c = 175 KG/CM2 (Usar Confitillo) : 5 CM
 FUNDA DE PVC C-10 , ø 10" (recomendable ASTM D1784)
 SE RECOMIENDA USAR EN TODO LOS CASOS CEMENTO PORTLAND TIPO V

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

INFORME DE SUFICIENCIA PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		LAMINA:
TEMA:	PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUELLES CON PILOTES VACIADOS IN SITU, APLICACION MUELLE POSEIDON - DISTRITO DE PUCUSANA - LIMA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES DE ACERO	R-01
BACHILLER:	JOHN PERCY CLAUDIO GALVEZ	
PLANO:	DETALLE DE PILOTES	
ESCALA:		INDICADA



DISTRIBUCION DE PILOTES - TRAMO 1
 ESC:1/100

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

INFORME DE SUFICIENCIA PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TEMA: PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUELLES CON PILOTES VACIADOS IN SITU,
 APLICACION MUELLE POSEIDON - DISTRITO DE PUCUSANA - LIMA
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES DE ACERO

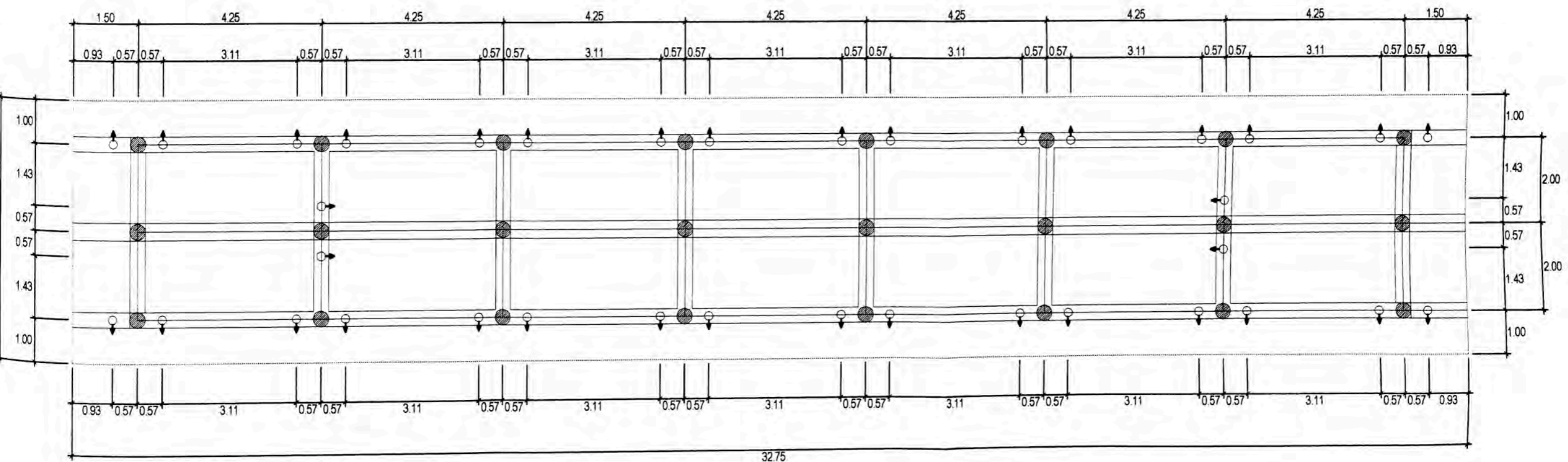
BACHILLER: JOHN PERCY CLAUDIO GALVEZ

PLANO: DISTRIBUCION DE PILOTES -TRAMO 1

ESCALA:
 INDICADA

LAMINA:

R-02



DISTRIBUCION DE PILOTES - TRAMO 2

ESC:1/100

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

INFORME DE SUFICIENCIA PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

LAMINA:

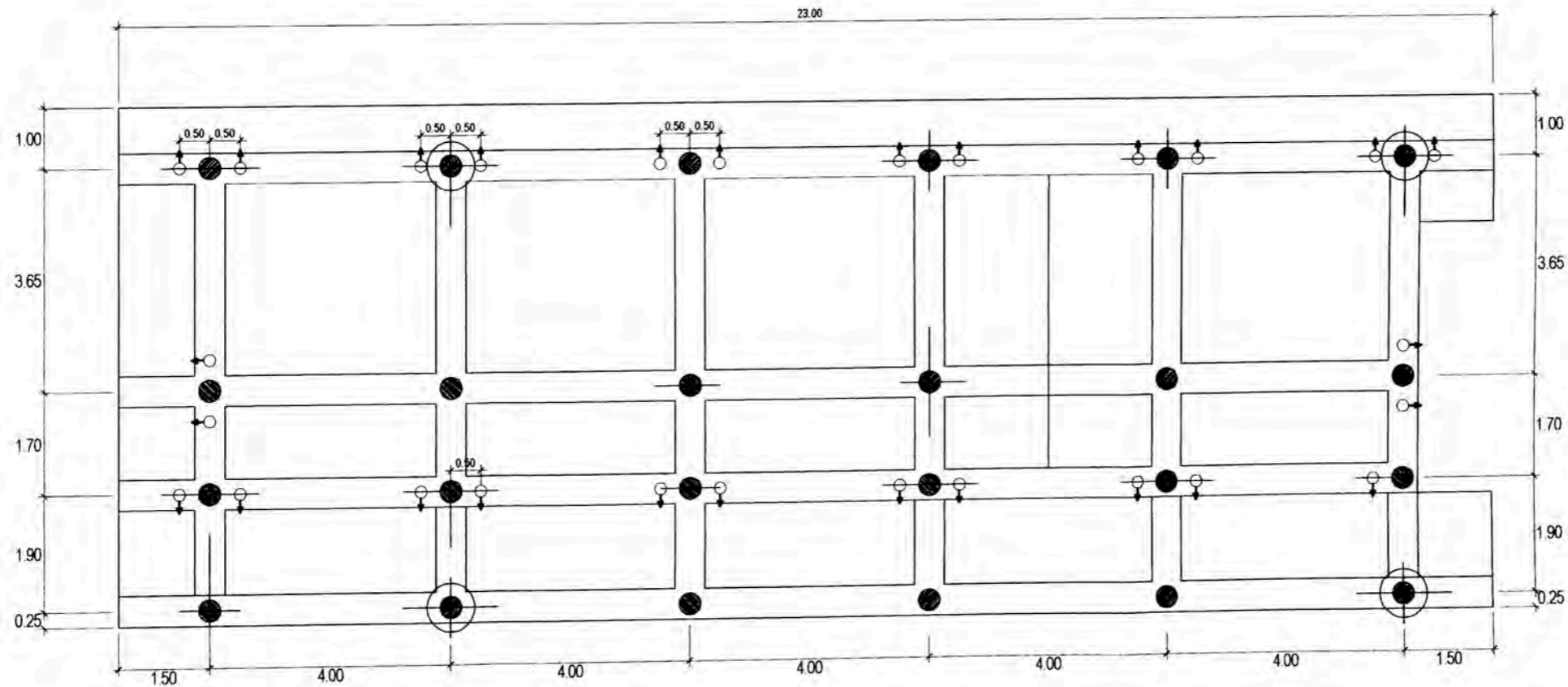
TEMA: PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUELLES CON PILOTES VACIADOS IN SITU,
 APLICACION MUELLE POSEIDON - DISTRITO DE PUCUSANA - LIMA
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES DE ACERO

R-03

BACHILLER: JOHN PERCY CLAUDIO GALVEZ

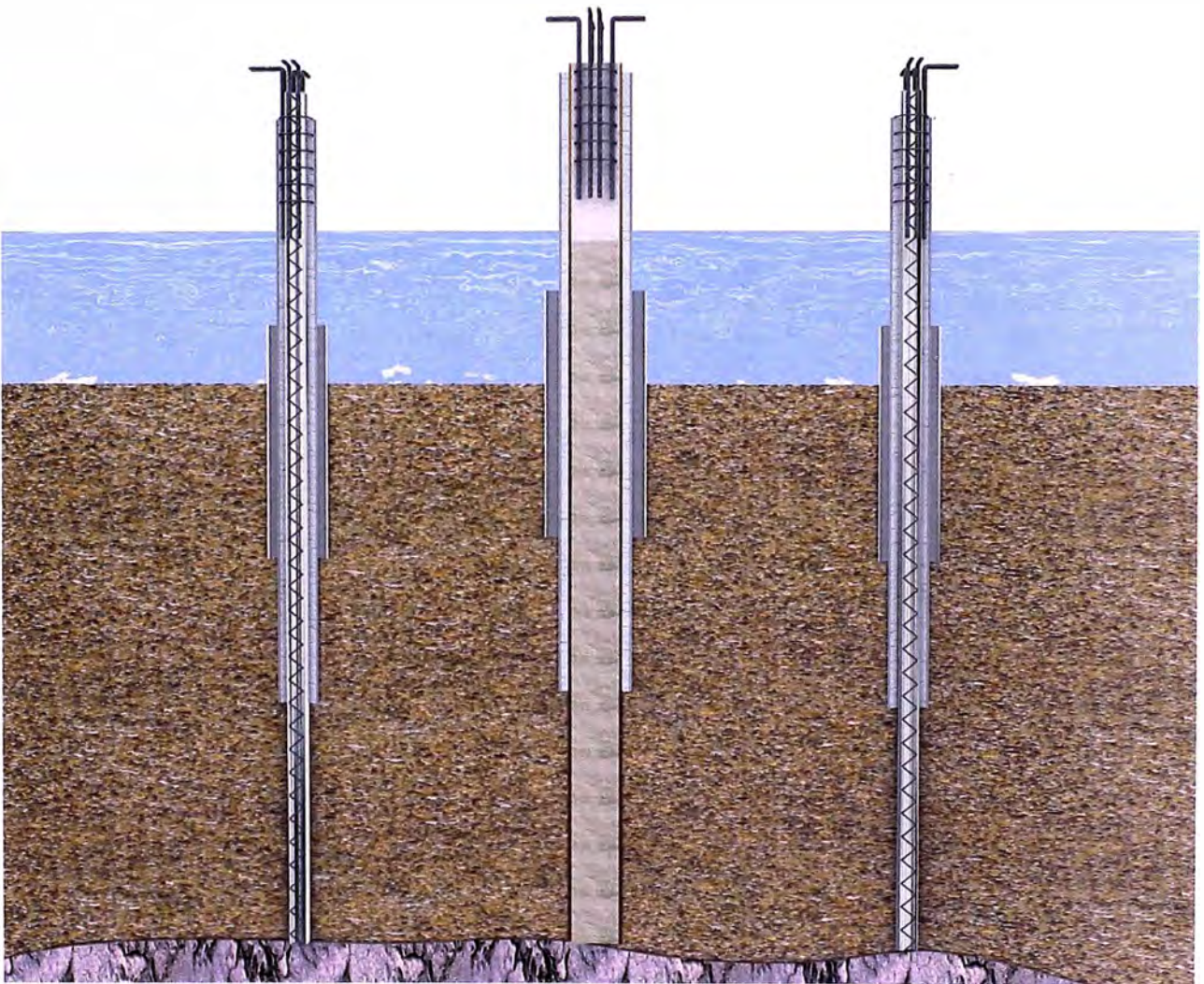
PLANO: DISTRIBUCION DE PILOTES -TRAMO 2

ESCALA:
INDICADA

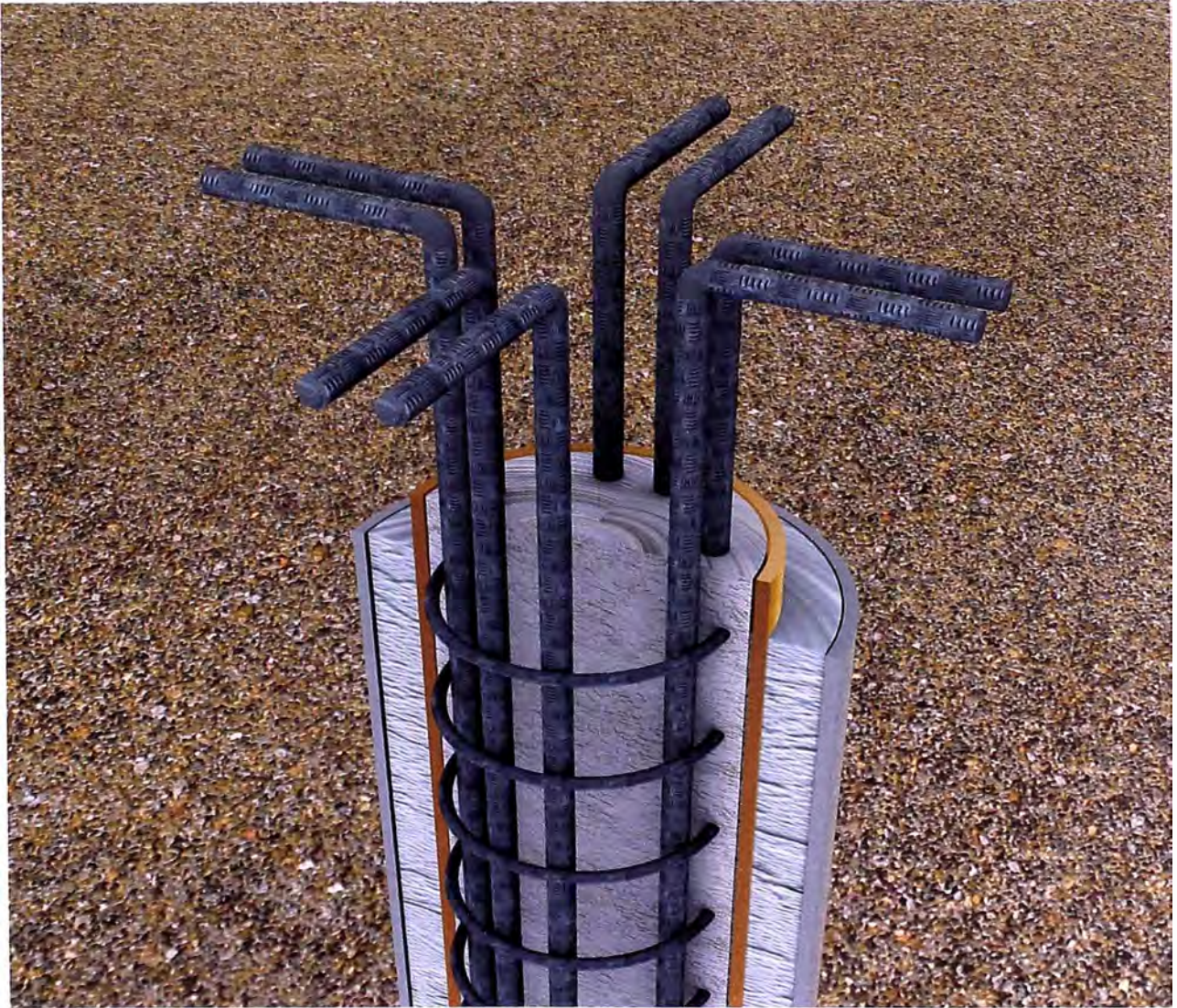


DISTRIBUCION DE PILOTES - TRAMO 3
 ESC:1/100

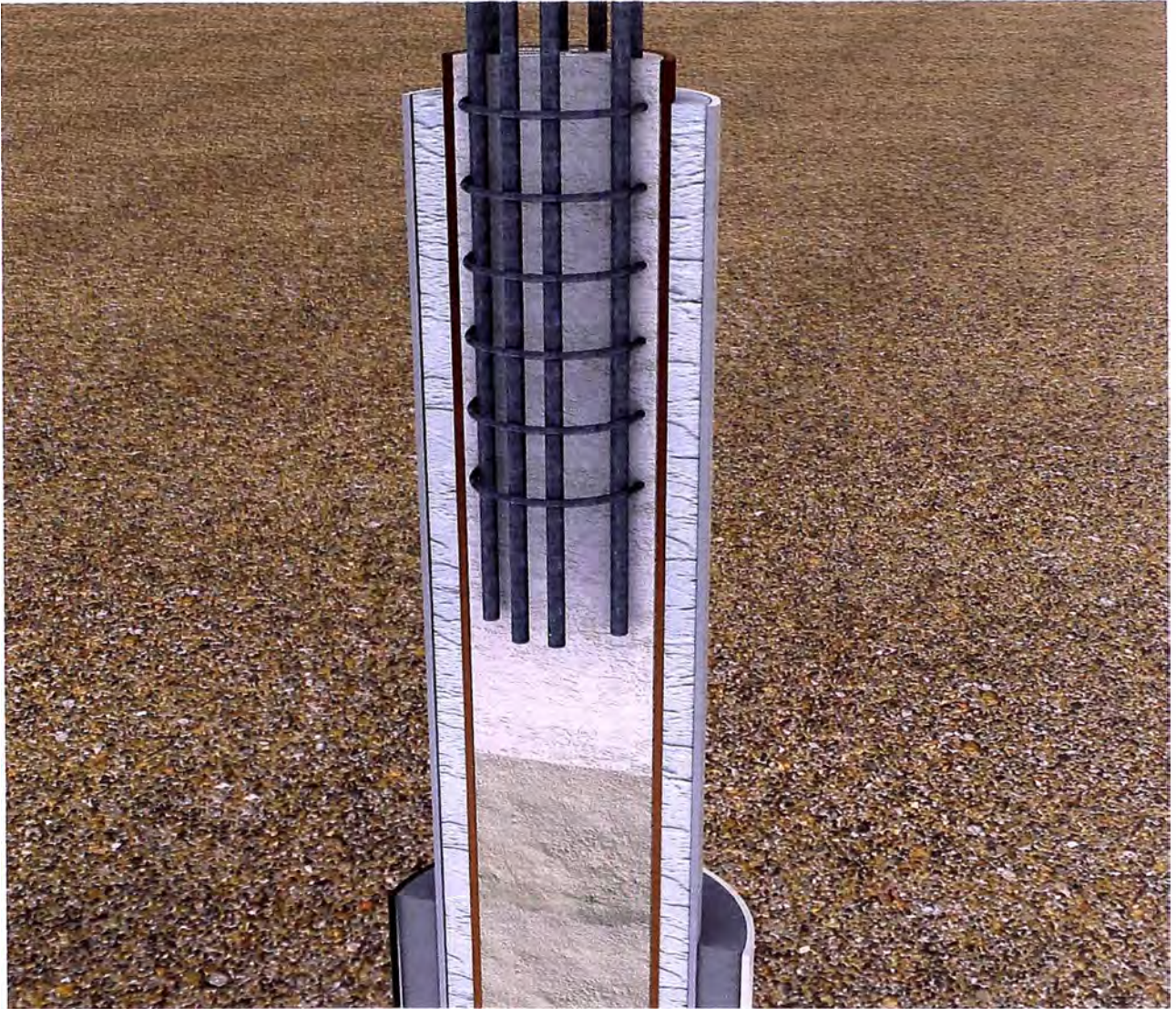
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		R-04
INFORME DE SUFICIENCIA PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TEMA:	PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUELLES CON PILOTES VACIADOS IN SITU, APLICACION MUELLE POSEIDON - DISTRITO DE PUCUSANA - LIMA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES DE ACERO	
BACHILLER:	JOHN PERCY CLAUDIO GALVEZ	
PLANO:	DISTRIBUCION DE PILOTES -TRAMO 3	ESCALA: INDICADA



VISTA GENERAL DEL PILOTES



VISTA DEL EMPALME ENTRE EL PILOTE Y LAS VIGAS

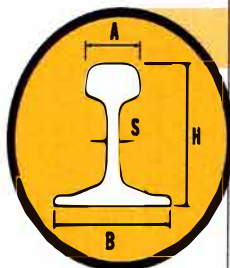


OTRA VISTA DEL EMPALME ENTRE EL PILOTE Y LAS VIGAS

Riel vignole (riel férreo)

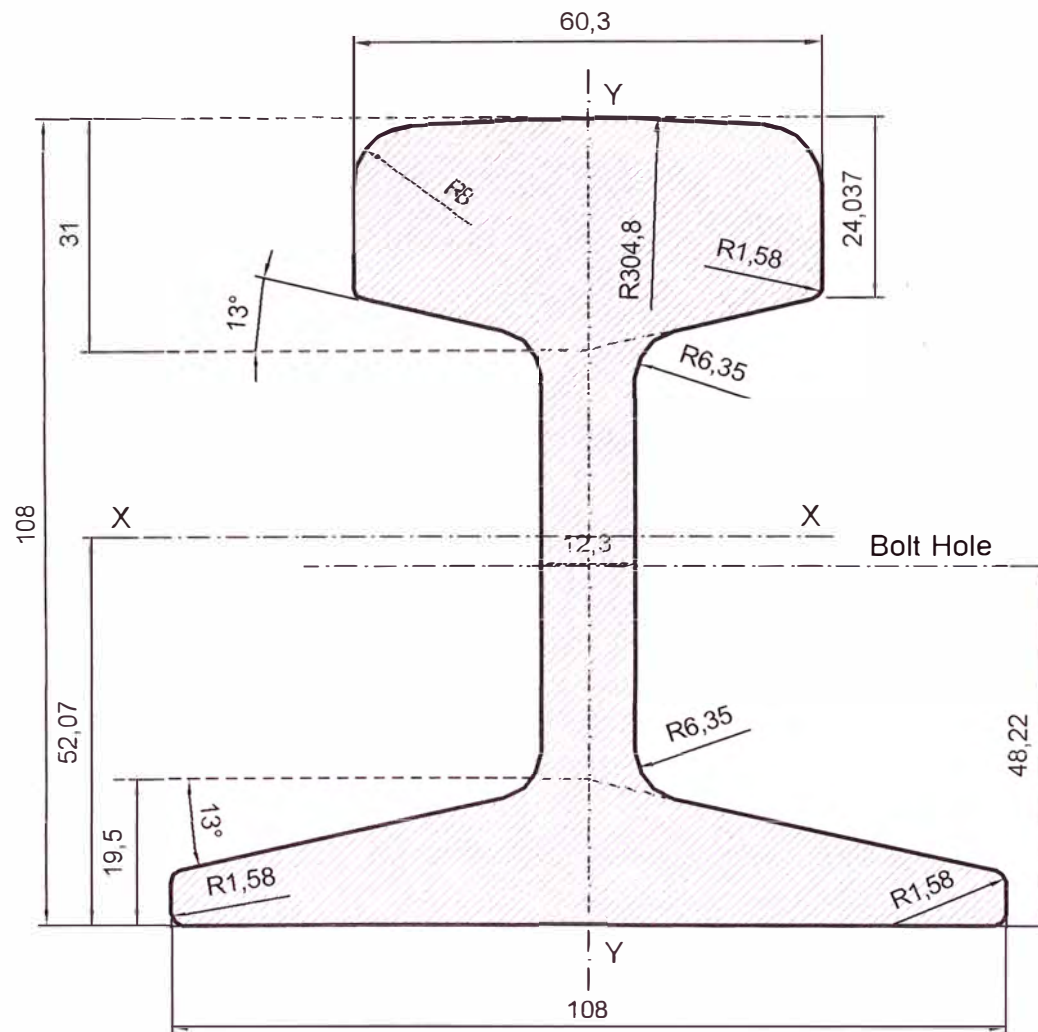
Wirth Rail

ESPECIFICACIONES PARA VARIOS TIPOS DE RIELES



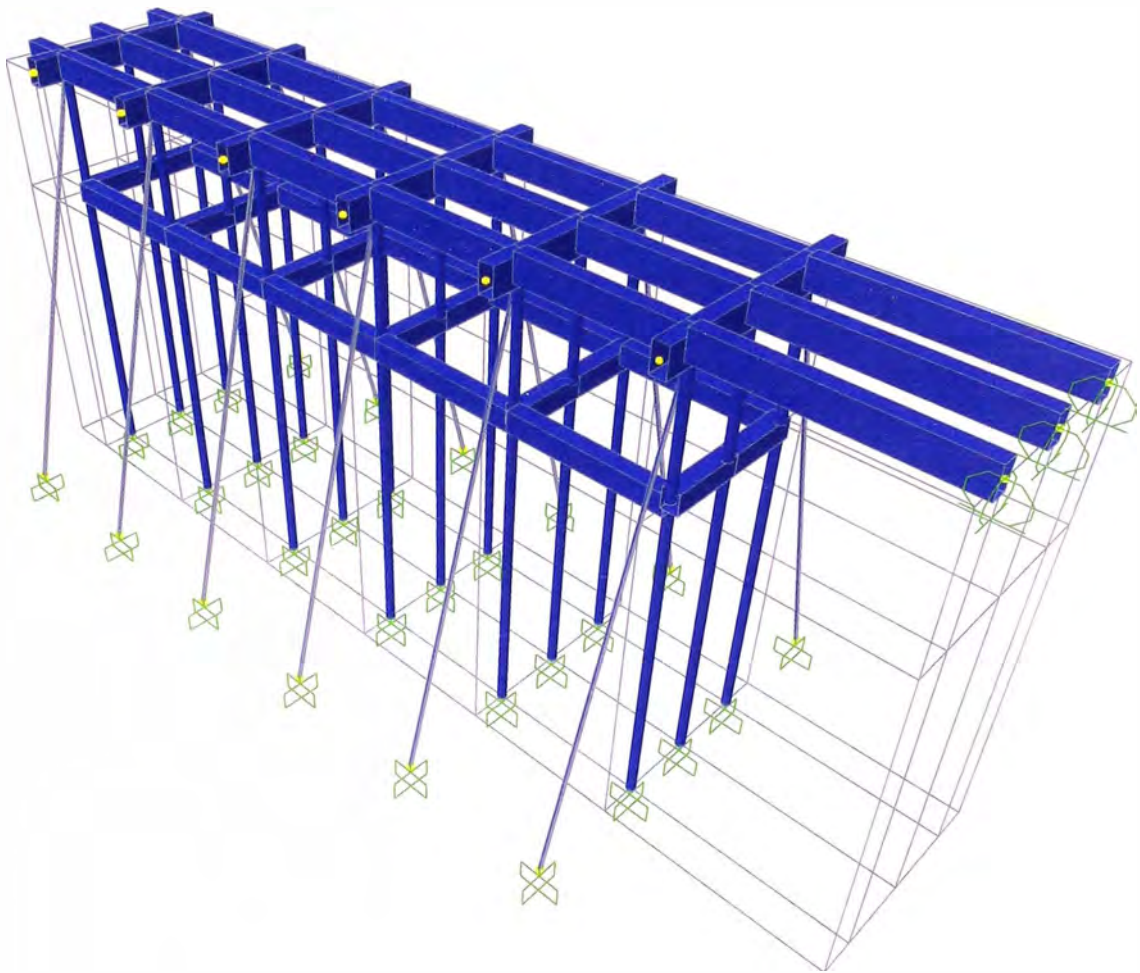
	Peso		Hongo A		Altura H		Base B		Alma S		
	kg/m	lb/yda	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	
Perfiles americanos											
AREMA 2001	141RE (TR70)	69.79	140.68	77.79	3 1/16	188.91	7 7/16	152.40	6	17.46	11/16
	136RE (TR68)	67.41	135.88	74.61	2 15/16	185.74	7 5/16	152.40	6	17.46	11/16
	133RE	66.10	133.25	76.20	3	179.39	7 1/16	152.40	6	17.46	11/16
	132RE	65.31	131.66	76.20	3	180.98	7 1/8	152.40	6	16.67	21/32
	CB122	60.77	122.50	74.61	2 15/16	172.24	6 25/32	152.40	6	16.67	21/32
	119RE	58.87	118.67	67.47	2 21/32	173.04	6 13/16	139.70	5 1/2	15.88	5/8
	115RE (TR57)	56.89	114.68	69.06	2 23/32	168.28	6 5/8	139.70	5 1/2	15.88	5/8
ASTM A1/2000	100RE (TR50)	50.35	101.50	68.26	2 11/16	152.40	6	136.53	5 3/8	14.29	9/16
	100ARA-B	49.88	100.56	67.47	2 21/32	143.27	5 41/64	130.57	5 9/64	14.29	9/16
	100ARA-A	49.80	100.39	69.85	2 3/4	152.40	6	139.70	5 1/2	14.29	9/16
	90ARA-A (TR45)	44.64	90.00	65.09	2 9/16	142.88	5 5/8	130.18	5 1/8	14.29	9/16
	ASCE 85	42.17	85.00	65.09	2 9/16	131.76	5 3/16	131.76	5 3/16	14.29	9/16
	ASCE 80 (TR40)	39.68	80.00	63.50	2 1/2	127.00	5	127.00	5	13.89	35/64
	ASCE 60 (TR30)	29.76	60.00	60.32	2 3/8	107.95	4 1/4	107.95	4 1/4	12.30	31/64
	ASCE 40	19.84	40.00	47.62	1 7/8	88.90	3 1/2	88.90	3 1/2	9.92	25/64
	ASCE 30	14.88	30.00	42.86	1 11/16	79.37	3 1/8	79.37	3 1/8	8.33	21/64
	ASCE 25	12.40	25.00	38.10	1 1/2	69.85	2 3/4	69.85	2 3/4	7.54	19/64
Perfiles europeos											
UIC 860/0	UIC 60	60.34	121.64	74.30	2.93	172.00	6.77	150.00	5.91	16.50	0.65
	UIC 54	54.77	110.41	72.20	2.84	159.00	6.26	140.00	5.51	16.00	0.63
DIN	S54	54.54	109.95	70.00	2.76	154.00	6.06	125.00	4.92	16.00	0.63
	S49	49.43	99.65	70.00	2.76	149.00	5.87	125.00	4.92	14.00	0.55

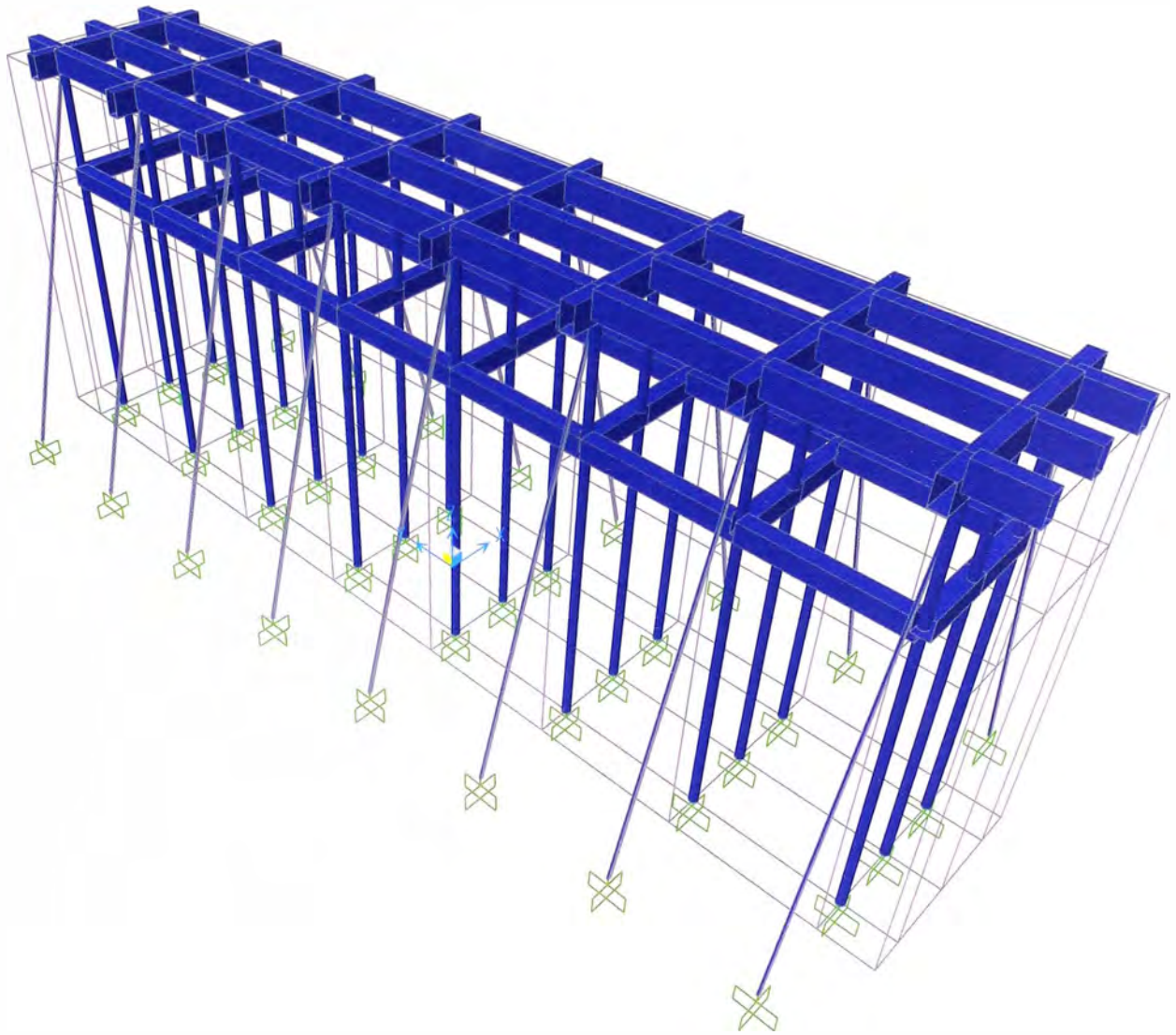
ASCE 60



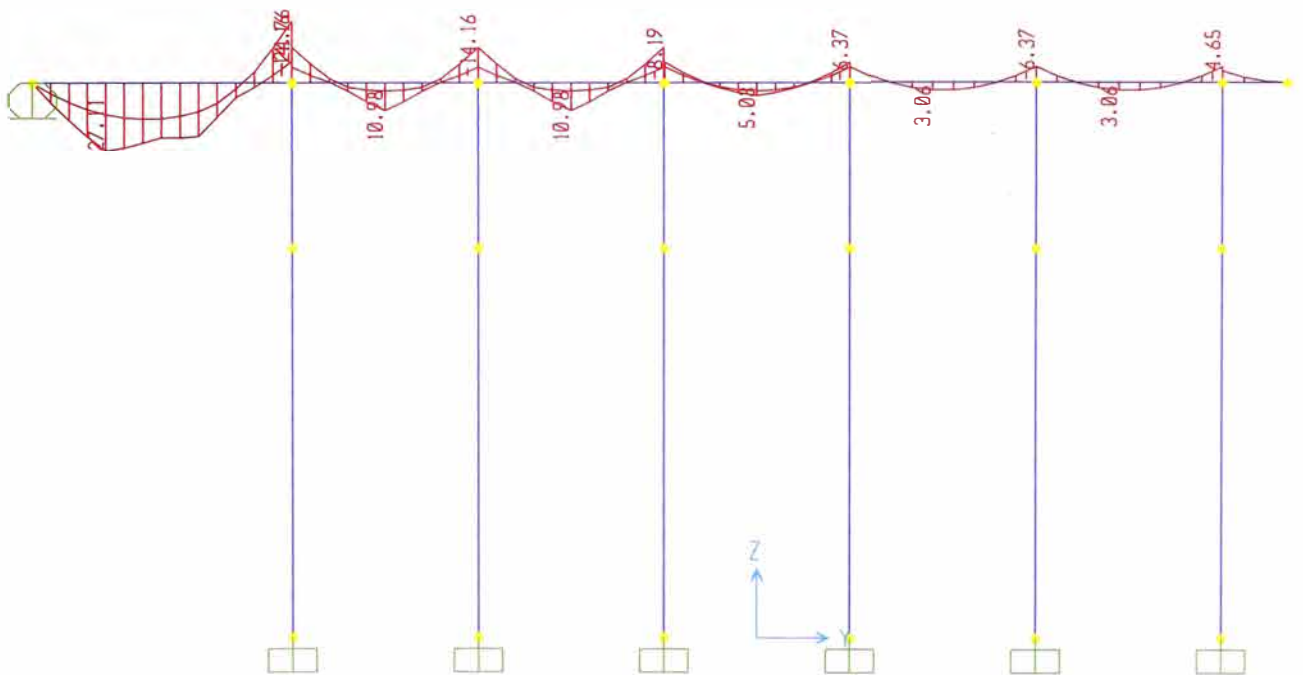
ESC 1:1

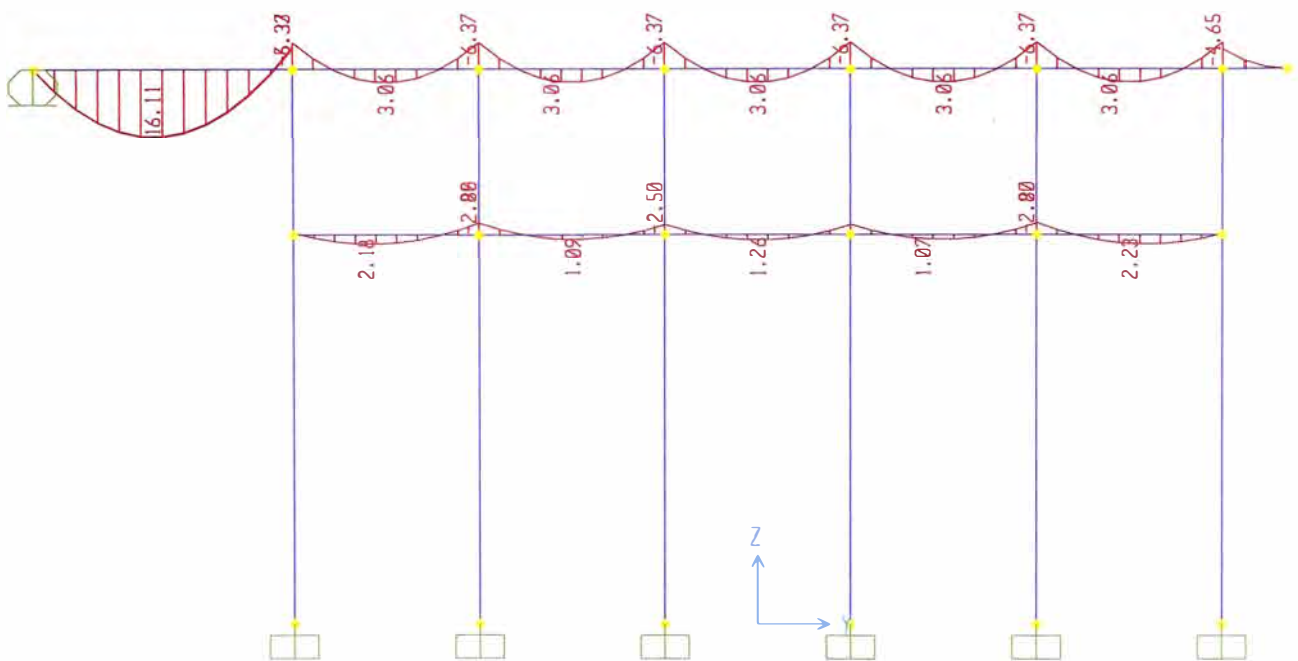
Peso Teórico	29.76 kg./m
Sección (A)	38.39 cm. ²
Momento de inercia (Ix):	606.03 cm. ⁴
Módulo de Resistencia (w) Cabeza:	108.50 cm. ³
Módulo de Resistencia (w) Base:	116.35 cm. ³

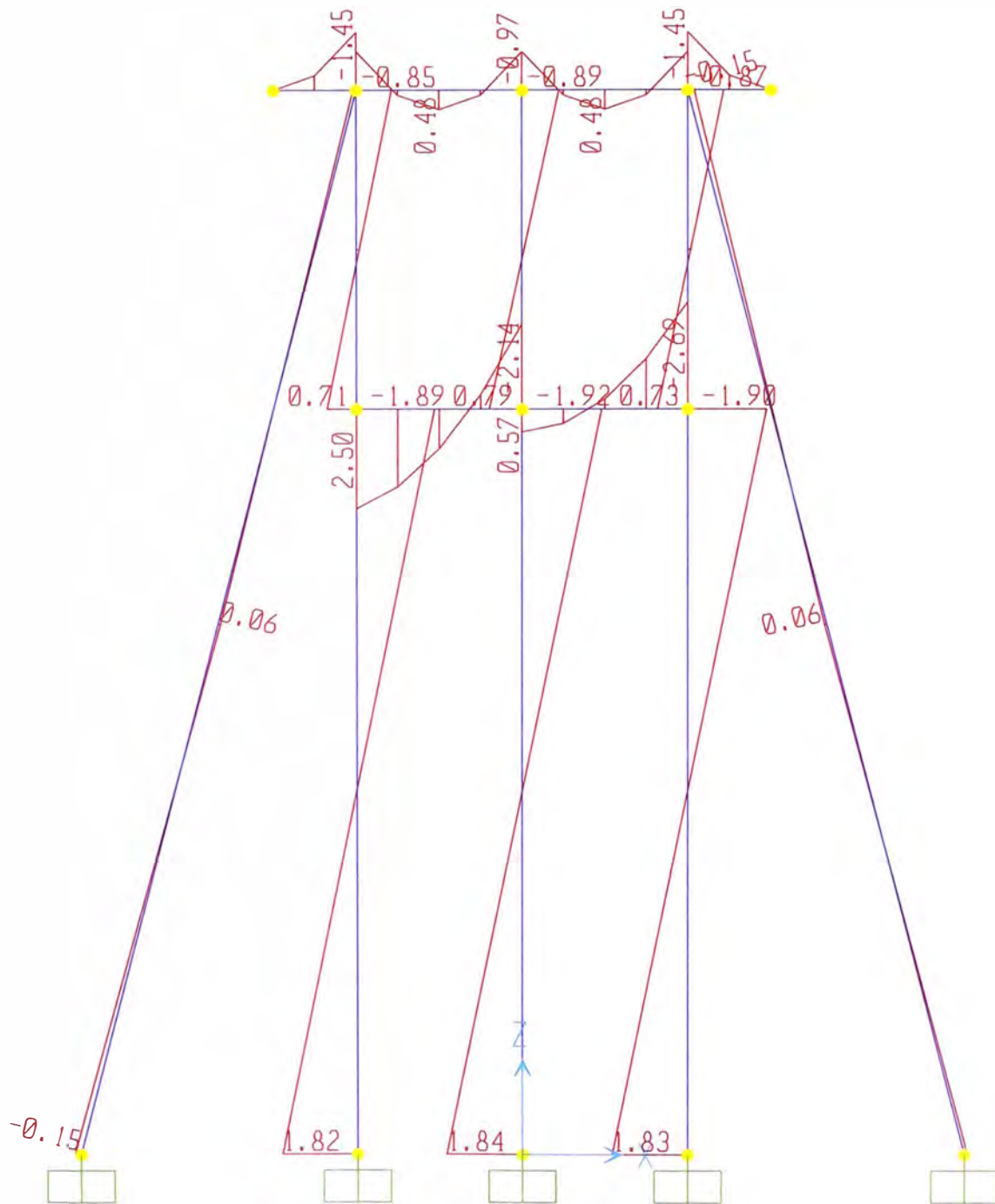


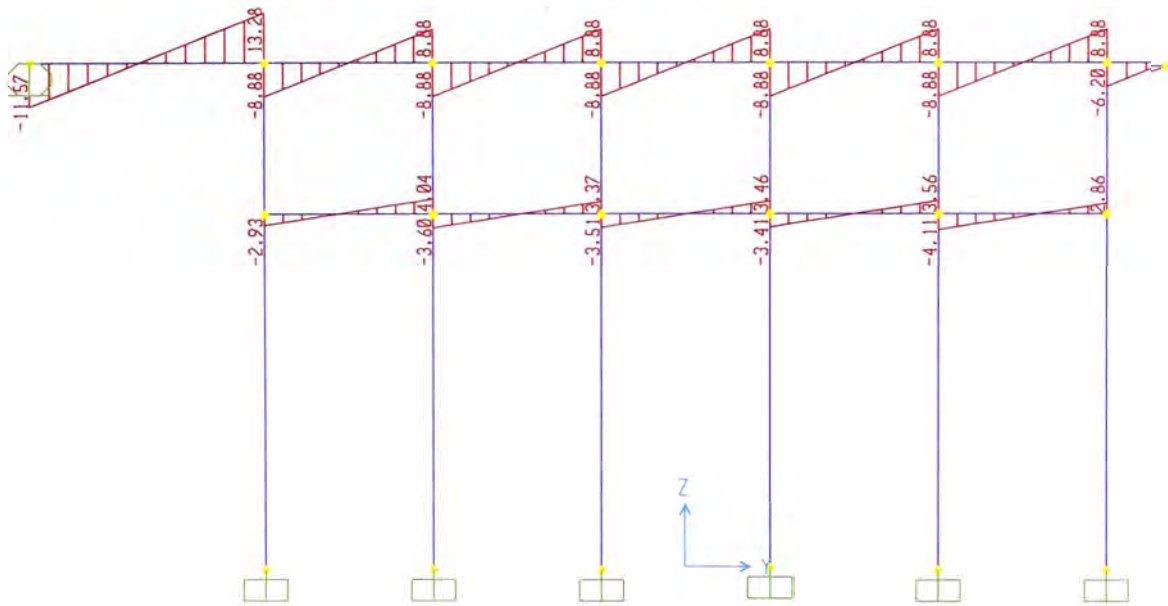


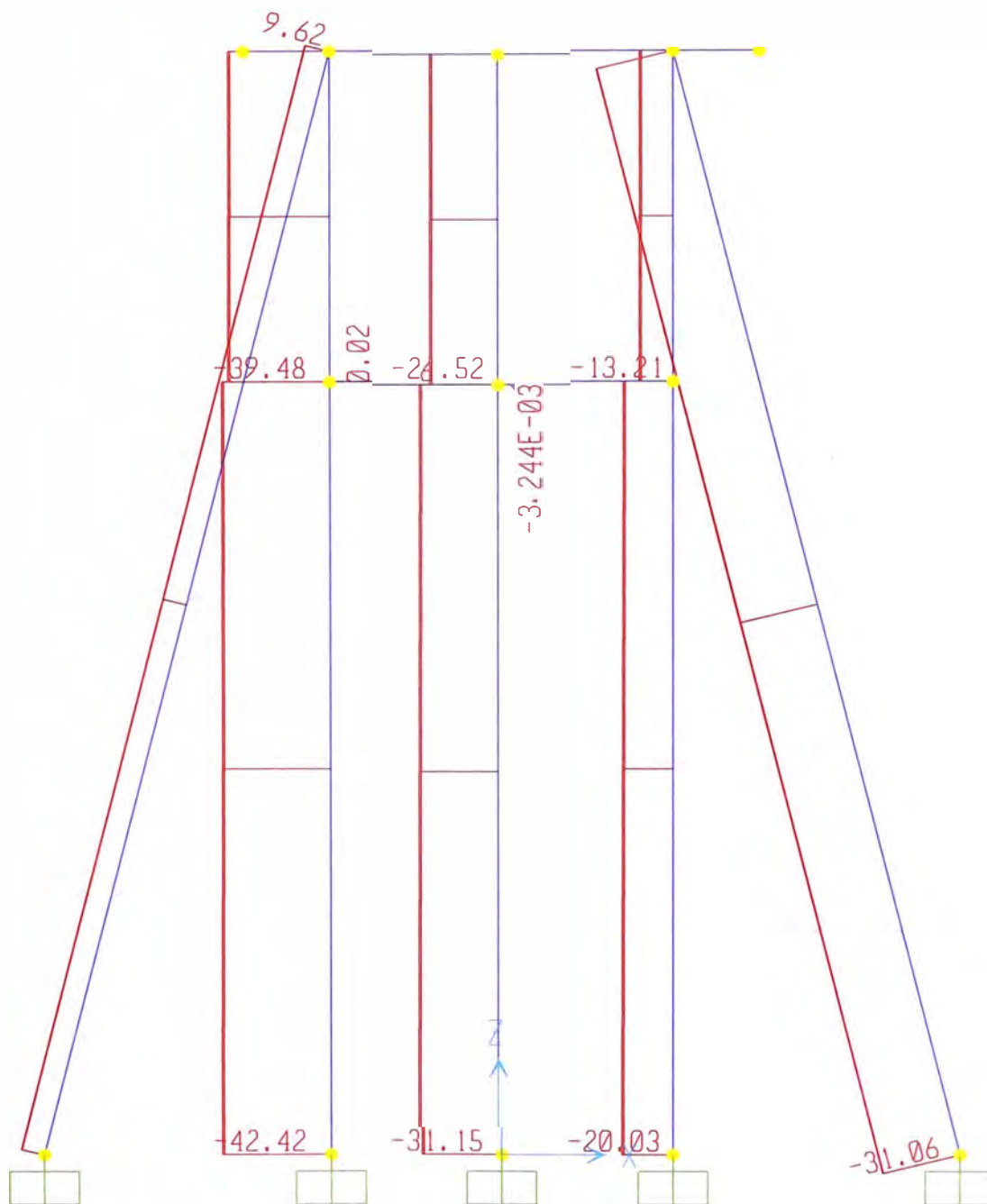


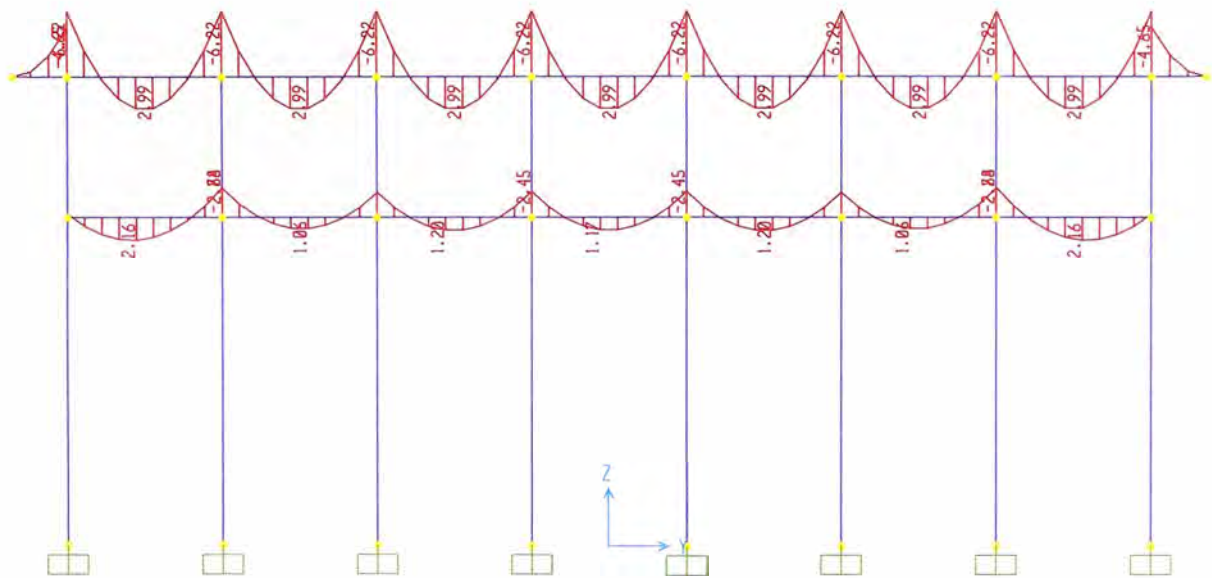


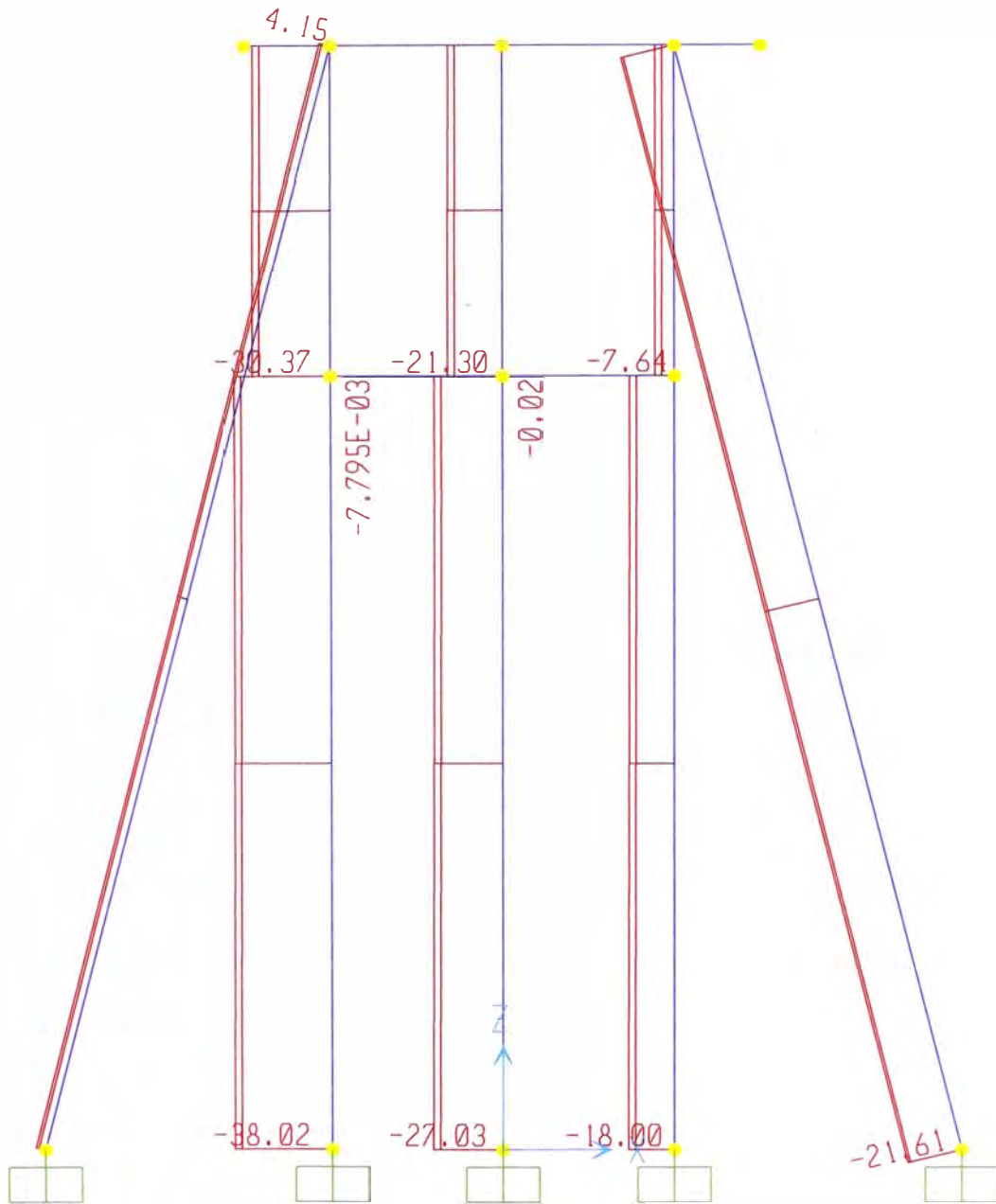


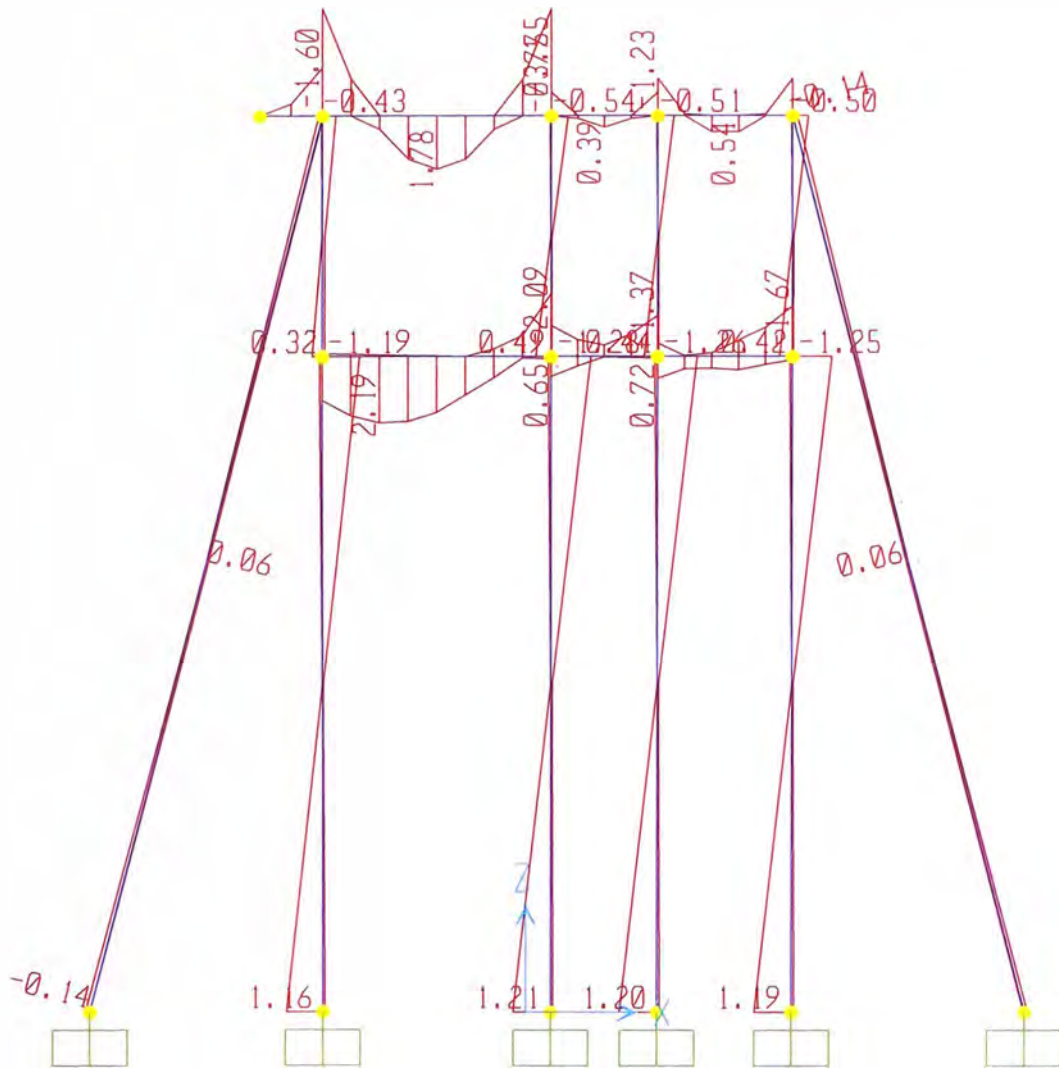


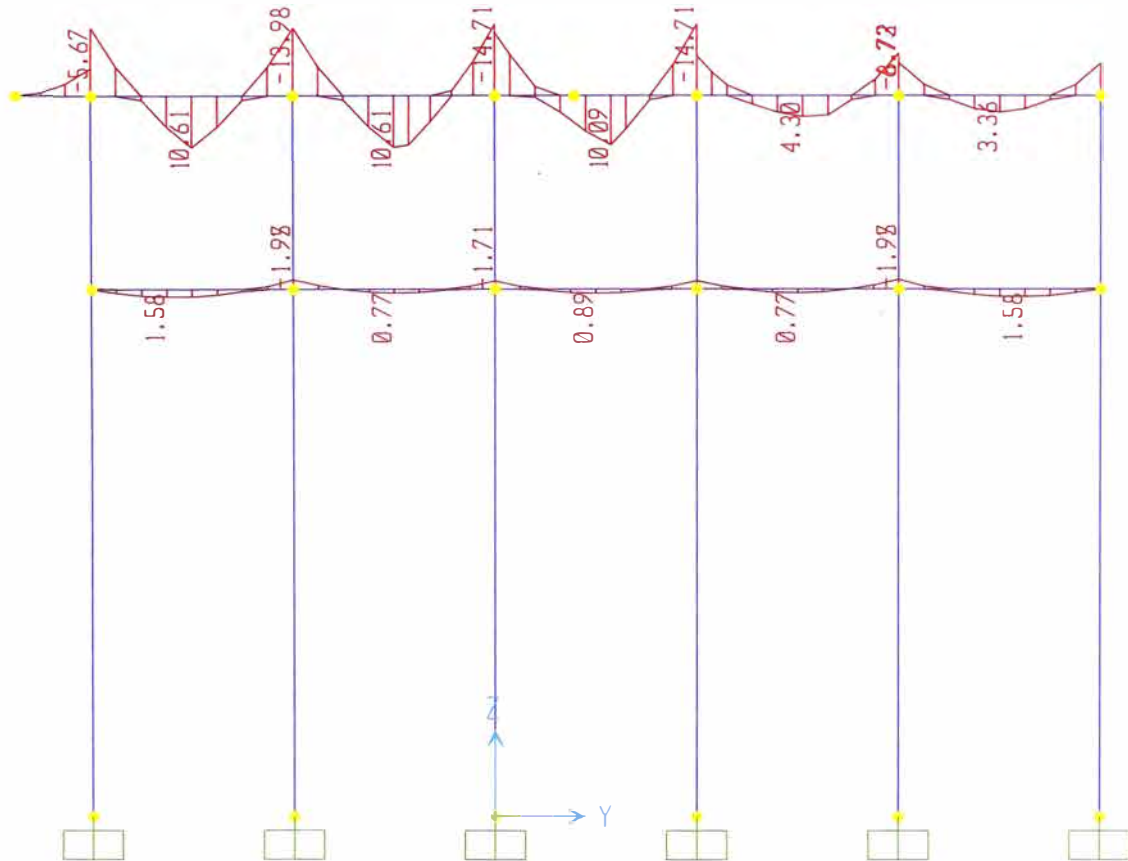












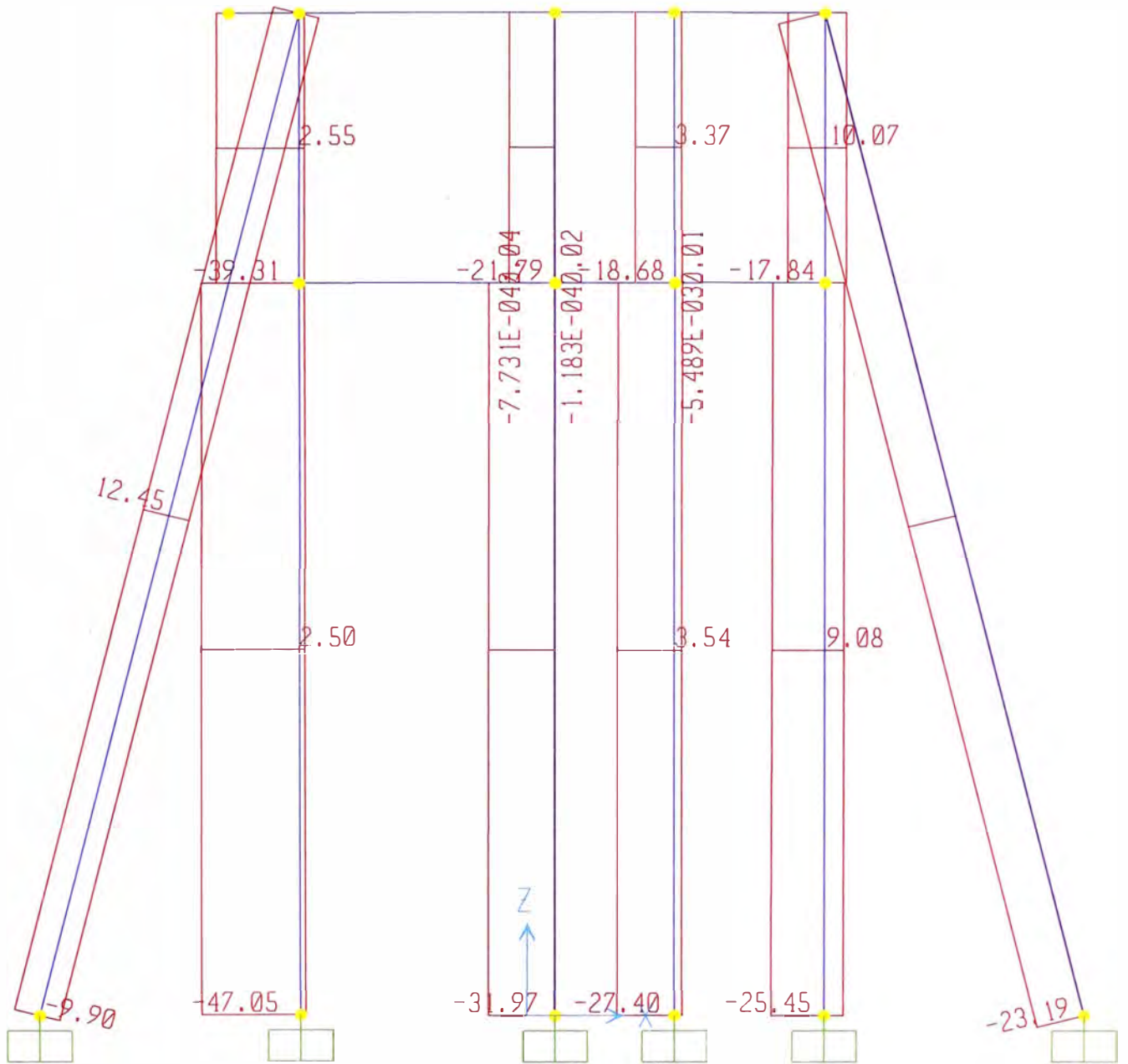


TABLE: Joint Displacements

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
6	ENVOVENTE	Combination	Max	0.230023804	-1.65E-02	-7.30E-04	-1.22E-04	0	5.77E-03
6	ENVOVENTE	Combination	Min	0.230023804	-0.01650339	-7.48E-04	-1.25E-04	0	5.77E-03
9	ENVOVENTE	Combination	Max	0.205201181	-1.65E-02	-1.25E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
9	ENVOVENTE	Combination	Min	0.205201181	-0.01650339	-1.28E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
12	ENVOVENTE	Combination	Max	0.180378558	-1.65E-02	-1.78E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
12	ENVOVENTE	Combination	Min	0.180378558	-0.01650339	-1.82E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
15	ENVOVENTE	Combination	Max	0.155555936	-1.65E-02	-2.30E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
15	ENVOVENTE	Combination	Min	0.155555936	-0.01650339	-2.35E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
18	ENVOVENTE	Combination	Max	0.130733313	-1.65E-02	-2.82E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
18	ENVOVENTE	Combination	Min	0.130733313	-0.01650339	-2.89E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
21	ENVOVENTE	Combination	Max	0.10591069	-1.65E-02	-3.34E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
21	ENVOVENTE	Combination	Min	0.10591069	-0.01650339	-3.43E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
27	ENVOVENTE	Combination	Max	0.264660021	-0.010710688	0	-1.22E-04	0	5.77E-03
27	ENVOVENTE	Combination	Min	0.264660021	-1.07E-02	0	-1.25E-04	0	5.77E-03
28	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
28	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
29	ENVOVENTE	Combination	Max	0.211972641	-1.01E-02	-2.90E-04	-1.99E-04	7.86E-04	5.26E-03
29	ENVOVENTE	Combination	Min	0.211972641	-1.01E-02	-3.02E-04	-2.01E-04	7.86E-04	5.26E-03
30	ENVOVENTE	Combination	Max	0.230023804	-0.010710688	-7.30E-04	-1.22E-04	0	5.77E-03
30	ENVOVENTE	Combination	Min	0.230023804	-1.07E-02	-7.48E-04	-1.25E-04	0	5.77E-03
31	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
31	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
32	ENVOVENTE	Combination	Max	0.18924593	-1.01E-02	-7.56E-04	-5.05E-05	6.77E-04	5.28E-03
32	ENVOVENTE	Combination	Min	0.18924593	-1.01E-02	-7.78E-04	-5.26E-05	6.77E-04	5.28E-03
33	ENVOVENTE	Combination	Max	0.205201181	-0.010710688	-1.25E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
33	ENVOVENTE	Combination	Min	0.205201181	-1.07E-02	-1.28E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
34	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
34	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
35	ENVOVENTE	Combination	Max	0.166438194	-1.01E-02	-1.15E-03	-7.61E-05	5.94E-04	5.29E-03
35	ENVOVENTE	Combination	Min	0.166438194	-1.01E-02	-1.18E-03	-7.82E-05	5.94E-04	5.29E-03
36	ENVOVENTE	Combination	Max	0.180378558	-0.010710688	-1.78E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
36	ENVOVENTE	Combination	Min	0.180378558	-1.07E-02	-1.82E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
37	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
37	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
38	ENVOVENTE	Combination	Max	0.143605523	-1.01E-02	-1.55E-03	-6.61E-05	5.08E-04	5.29E-03
38	ENVOVENTE	Combination	Min	0.143605523	-1.01E-02	-1.59E-03	-6.82E-05	5.08E-04	5.29E-03
39	ENVOVENTE	Combination	Max	0.155555936	-0.010710688	-2.30E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
39	ENVOVENTE	Combination	Min	0.155555936	-1.07E-02	-2.35E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
40	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
40	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
41	ENVOVENTE	Combination	Max	0.120797827	-1.01E-02	-1.96E-03	-1.02E-04	4.20E-04	5.28E-03
41	ENVOVENTE	Combination	Min	0.120797827	-1.01E-02	-2.01E-03	-1.04E-04	4.20E-04	5.28E-03
42	ENVOVENTE	Combination	Max	0.130733313	-0.010710688	-2.82E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
42	ENVOVENTE	Combination	Min	0.130733313	-1.07E-02	-2.89E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
43	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
43	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
44	ENVOVENTE	Combination	Max	9.81E-02	-1.01E-02	-2.28E-03	1.11E-04	3.77E-04	5.26E-03
44	ENVOVENTE	Combination	Min	9.81E-02	-1.01E-02	-2.34E-03	1.09E-04	3.77E-04	5.26E-03
45	ENVOVENTE	Combination	Max	0.10591069	-0.010710688	-3.34E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
45	ENVOVENTE	Combination	Min	0.10591069	-1.07E-02	-3.43E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
48	ENVOVENTE	Combination	Max	9.73E-02	-0.010710688	-3.53E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
48	ENVOVENTE	Combination	Min	9.73E-02	-1.07E-02	-3.61E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
51	ENVOVENTE	Combination	Max	0.264660021	8.35E-04	0	-1.22E-04	0	5.77E-03
51	ENVOVENTE	Combination	Min	0.264660021	8.15E-04	0	-1.25E-04	0	5.77E-03
52	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
52	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
53	ENVOVENTE	Combination	Max	0.211972952	4.07E-04	-5.91E-04	-2.19E-04	2.44E-04	5.25E-03
53	ENVOVENTE	Combination	Min	0.211972952	3.97E-04	-6.04E-04	-2.21E-04	2.44E-04	5.25E-03
54	ENVOVENTE	Combination	Max	0.230023804	8.35E-04	-7.30E-04	-1.22E-04	0	5.77E-03
54	ENVOVENTE	Combination	Min	0.230023804	8.15E-04	-7.48E-04	-1.25E-04	0	5.77E-03
55	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
55	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
56	ENVOVENTE	Combination	Max	0.189246101	4.11E-04	-9.78E-04	-6.31E-05	2.20E-04	5.25E-03
56	ENVOVENTE	Combination	Min	0.189246101	4.01E-04	-1.00E-03	-6.52E-05	2.20E-04	5.25E-03
57	ENVOVENTE	Combination	Max	0.205201181	8.35E-04	-1.25E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
57	ENVOVENTE	Combination	Min	0.205201181	8.15E-04	-1.28E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
58	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
58	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
59	ENVOVENTE	Combination	Max	0.166438331	4.10E-04	-1.34E-03	-8.96E-05	1.92E-04	5.24E-03
59	ENVOVENTE	Combination	Min	0.166438331	4.01E-04	-1.37E-03	-9.17E-05	1.92E-04	5.24E-03
60	ENVOVENTE	Combination	Max	0.180378558	8.35E-04	-1.78E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
60	ENVOVENTE	Combination	Min	0.180378558	8.15E-04	-1.82E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
61	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
61	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
62	ENVOVENTE	Combination	Max	0.143605615	4.11E-04	-1.71E-03	-8.10E-05	1.65E-04	5.24E-03
62	ENVOVENTE	Combination	Min	0.143605615	4.01E-04	-1.75E-03	-8.31E-05	1.65E-04	5.24E-03
63	ENVOVENTE	Combination	Max	0.155555936	8.35E-04	-2.30E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
63	ENVOVENTE	Combination	Min	0.155555936	8.15E-04	-2.35E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
64	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
64	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
65	ENVOVENTE	Combination	Max	0.120797846	4.11E-04	-2.08E-03	-1.08E-04	1.37E-04	5.25E-03
65	ENVOVENTE	Combination	Min	0.120797846	4.01E-04	-2.13E-03	-1.10E-04	1.37E-04	5.25E-03
66	ENVOVENTE	Combination	Max	0.130733313	8.35E-04	-2.82E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
66	ENVOVENTE	Combination	Min	0.130733313	8.15E-04	-2.89E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
67	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
67	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
68	ENVOVENTE	Combination	Max	0.098070995	4.15E-04	-2.43E-03	4.87E-05	1.13E-04	5.25E-03
68	ENVOVENTE	Combination	Min	0.098070995	4.05E-04	-2.48E-03	4.66E-05	1.13E-04	5.25E-03
69	ENVOVENTE	Combination	Max	0.10591069	8.35E-04	-3.34E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
69	ENVOVENTE	Combination	Min	0.10591069	8.15E-04	-3.43E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
72	ENVOVENTE	Combination	Max	9.73E-02	8.35E-04	-3.53E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
72	ENVOVENTE	Combination	Min	9.73E-02	8.15E-04	-3.61E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
75	ENVOVENTE	Combination	Max	0.264660021	1.24E-02	0	-1.22E-04	0	5.77E-03
75	ENVOVENTE	Combination	Min	0.264660021	0.012360124	0	-1.25E-04	0	5.77E-03
76	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
76	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
77	ENVOVENTE	Combination	Max	0.211972683	1.09E-02	-9.02E-04	-2.81E-04	7.66E-04	5.26E-03
77	ENVOVENTE	Combination	Min	0.211972683	1.09E-02	-9.14E-04	-2.83E-04	7.66E-04	5.26E-03
78	ENVOVENTE	Combination	Max	0.230023804	1.24E-02	-7.30E-04	-1.22E-04	0	5.77E-03
78	ENVOVENTE	Combination	Min	0.230023804	0.012360124	-7.48E-04	-1.25E-04	0	5.77E-03
79	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
79	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
80	ENVOVENTE	Combination	Max	0.189245855	1.09E-02	-1.32E-03	-6.86E-05	7.23E-04	5.28E-03
80	ENVOVENTE	Combination	Min	0.189245855	1.09E-02	-1.34E-03	-7.07E-05	7.23E-04	5.28E-03
81	ENVOVENTE	Combination	Max	0.205201181	1.24E-02	-1.25E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
81	ENVOVENTE	Combination	Min	0.205201181	0.012360124	-1.28E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
82	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
82	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
83	ENVOVENTE	Combination	Max	0.166438159	1.09E-02	-1.64E-03	-1.04E-04	6.35E-04	5.29E-03
83	ENVOVENTE	Combination	Min	0.166438159	1.09E-02	-1.67E-03	-1.07E-04	6.35E-04	5.29E-03
84	ENVOVENTE	Combination	Max	0.180378558	1.24E-02	-1.78E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
84	ENVOVENTE	Combination	Min	0.180378558	0.012360124	-1.82E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
85	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
85	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
86	ENVOVENTE	Combination	Max	0.143605488	1.09E-02	-1.97E-03	-9.45E-05	5.50E-04	5.29E-03
86	ENVOVENTE	Combination	Min	0.143605488	1.09E-02	-2.01E-03	-9.66E-05	5.50E-04	5.29E-03
87	ENVOVENTE	Combination	Max	0.155555936	1.24E-02	-2.30E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
87	ENVOVENTE	Combination	Min	0.155555936	0.012360124	-2.35E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
88	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
88	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
89	ENVOVENTE	Combination	Max	0.120797751	1.09E-02	-2.31E-03	-1.20E-04	4.66E-04	5.28E-03
89	ENVOVENTE	Combination	Min	0.120797751	1.09E-02	-2.36E-03	-1.22E-04	4.66E-04	5.28E-03

TABLE: Joint Displacements

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
90	ENVOVENTE	Combination	Max	0.130733313	1.24E-02	-2.82E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
90	ENVOVENTE	Combination	Min	0.130733313	0.012360124	-2.89E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
91	ENVOVENTE	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
91	ENVOVENTE	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
92	ENVOVENTE	Combination	Max	9.81E-02	1.09E-02	-2.58E-03	2.87E-05	3.57E-04	5.26E-03
92	ENVOVENTE	Combination	Min	9.81E-02	1.09E-02	-2.64E-03	2.66E-05	3.57E-04	5.26E-03
93	ENVOVENTE	Combination	Max	0.10591069	1.24E-02	-3.34E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
93	ENVOVENTE	Combination	Min	0.10591069	0.012360124	-3.43E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
96	ENVOVENTE	Combination	Max	9.73E-02	1.24E-02	-3.53E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
96	ENVOVENTE	Combination	Min	9.73E-02	0.012360124	-3.61E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
102	ENVOVENTE	Combination	Max	0.230023804	0.018152827	-7.30E-04	-1.22E-04	0	5.77E-03
102	ENVOVENTE	Combination	Min	0.230023804	1.81E-02	-7.48E-04	-1.25E-04	0	5.77E-03
105	ENVOVENTE	Combination	Max	0.205201181	0.018152827	-1.25E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
105	ENVOVENTE	Combination	Min	0.205201181	1.81E-02	-1.28E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
108	ENVOVENTE	Combination	Max	0.180378558	0.018152827	-1.78E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
108	ENVOVENTE	Combination	Min	0.180378558	1.81E-02	-1.82E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
111	ENVOVENTE	Combination	Max	0.155555936	0.018152827	-2.30E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
111	ENVOVENTE	Combination	Min	0.155555936	1.81E-02	-2.35E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
114	ENVOVENTE	Combination	Max	0.130733313	0.018152827	-2.82E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
114	ENVOVENTE	Combination	Min	0.130733313	1.81E-02	-2.89E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
117	ENVOVENTE	Combination	Max	0.10591069	0.018152827	-3.34E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
117	ENVOVENTE	Combination	Min	0.10591069	1.81E-02	-3.43E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03
122	ENVOVENTE	Combination	Max	0.180268877	8.35E-04	-1.78E-03	-1.22E-04	0	5.77E-03
122	ENVOVENTE	Combination	Min	0.180268877	8.15E-04	-1.82E-03	-1.25E-04	0	5.77E-03