

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

285
101



MUELLE DE REPARACIONES A FLOTE
CD. MADERO, TAMPS.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE;
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A

TRINIDAD HUERTA MORA

MEXICO, D. F.

1983



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

MUELLE DE REPARACIONES A FLOTE CD. MADERO, TAMPS.

	Pág.
I.- Introducción.	1
II.- Bases de diseño	
1.- Tipo de muelle	4
2.- Partes principales del muelle	4
3.- Velocidad de atraque	6
4.- Angulo de acercamiento al muelle	7
5.- Cálculo del peso virtual de la embarcación	7
6.- Nivel de operación	8
7.- Características de los barcos que atracarán	9
8.- Fuerza de viento de diseño	8
9.- Cargas vivas verticales	11
10.- Zona sísmica	12
11.- Mecánica de suelos	12
12.- Pantalla de atraque	16
13.- Sistema de defensas	16
14.- Sistema de amarre	18
III.- Diseño de Subestructura	
1.- Pilotes de prueba	19
2.- Análisis de Fuerzas	22
3.- Cálculo del peso propio de la plataforma	28
4.- Análisis de la combinación de cargas verticales y horizontales.	28
5.- Diseño de pilotes	37
IV.- Diseño de la Superestructura	
1.- Trabes	40
2.- Losas	52
3.- Pasarelas	59
4.- Trabes Preesforzadas en pasarela de acceso	63
V.- Conclusiones	78
Bibliografía.	

1.- INTRODUCCION.

De acuerdo al incremento de producción de hidrocarburos, la flota marítima y las instalaciones de mantenimiento crecieron y así fué necesario que la Gerencia de Proyectos y Construcción de Petróleos Mexicanos proyectara la construcción de una unidad de reparaciones que sería llamada Terminal Marítima Madero. Esta terminal marítima estará constituida entre otras instalaciones anexas, por un dique flotante que tendrá una capacidad de levante de 28 000 ton. y en el que se repararán buques de hasta 53 000 ton. de tonelaje muerto, por un muelle de reparaciones a flote para las unidades de flota mayor (objeto de este trabajo) y para atraque del dique flotante y obras complementarias.

Este conjunto de instalaciones constituirá una unidad de reparación que proporcionará el mantenimiento a la flota marítima de Petróleos Mexicanos. Estará localizada entre el canal de navegación del Río Pánuco, el muelle Ex-Imperio, la margen NW del río, y el muelle No. 5 en Cd. Madero Tamaulipas. De 24.5 m. de ancho y 200 m. de longitud, la distribución de cargas y usos en éste será simétrica según su eje longitudinal, entre las coordenadas usadas para la ampliación de la Refinería Madero W-1580 y W-1866 con el paramento de atraque exterior sobre la coordenada S-1500, es decir el paramento de atraque estará orientado Oriente-Poniente y sus pasarelas de acceso en dirección Norte-Sur.

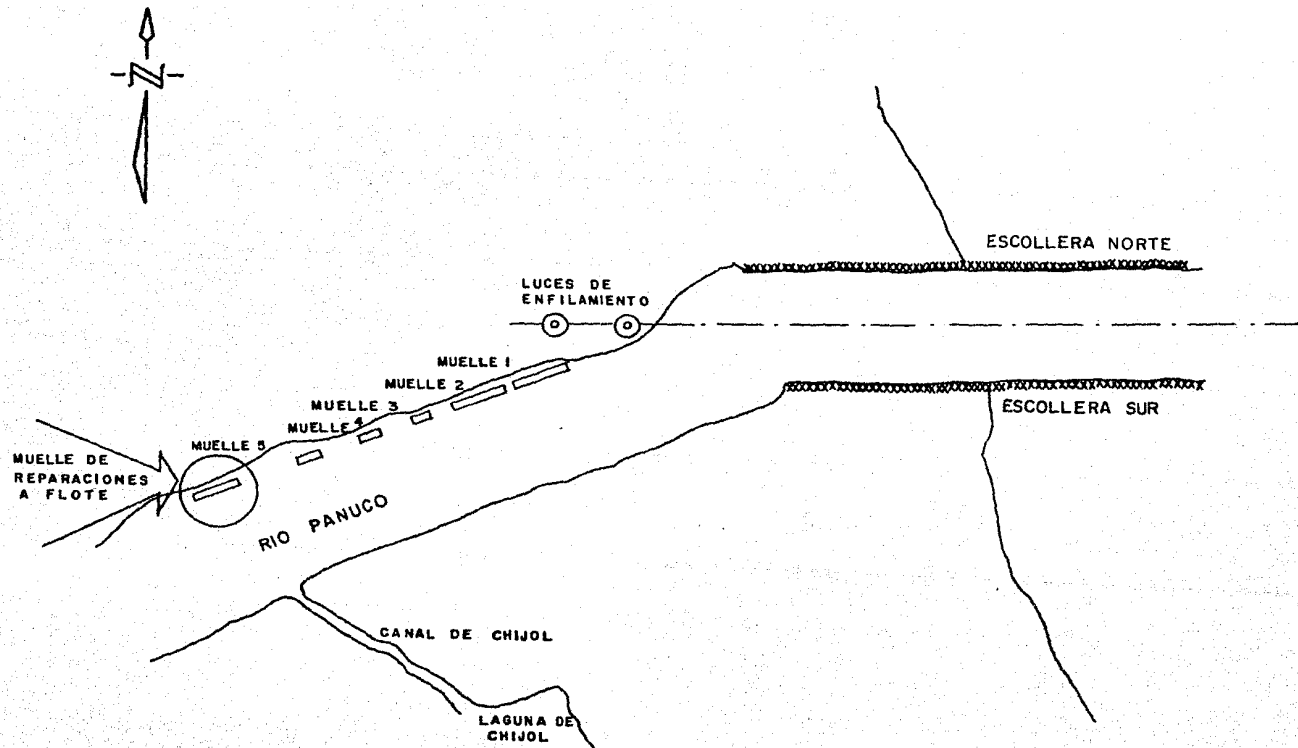


FIG. 1. LOCALIZACION GENERAL

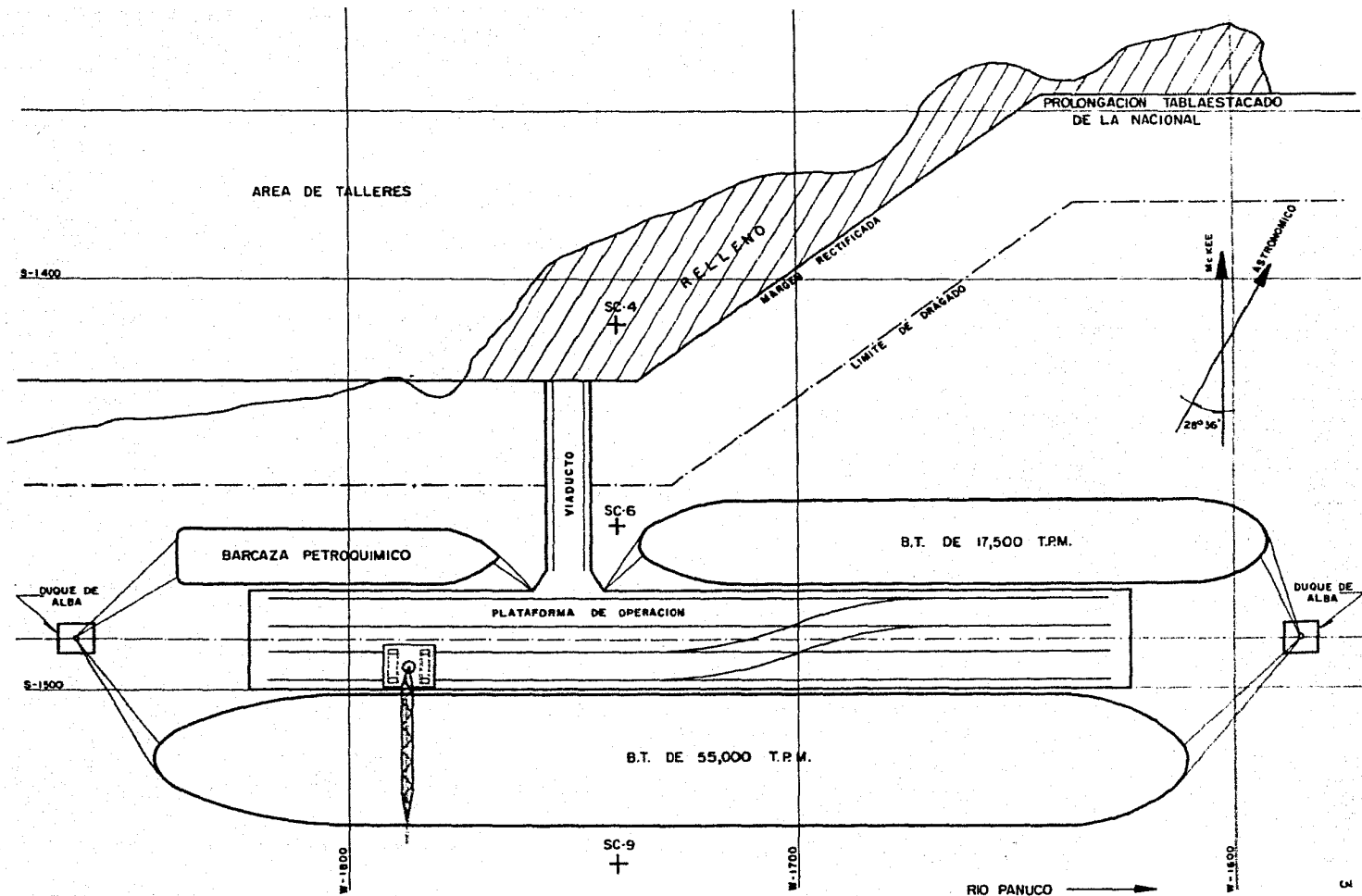


FIG. 2.- DISTRIBUCION GENERAL

II.- BASES DE DISEÑO.

1.- TIPO DE MUELLE.

La forma del muelle está en función de su uso, se desea contar con un gran calado y no precisamente muy cerca a la costa es decir un muelle en el que la banda de atraque se localice retirada de la costa. El tipo de muelle que se ajusta a esta necesidad es en forma de T, tendrá su plataforma de operación o cabezal paralela con el paramento frontal al de los muelles de operación - continúa en toda su longitud por requerirse para el tránsito de equipo, materiales y personal.

Al construirse retirado de la costa se anulan los trabajos de dragado excesivo y se aumenta la longitud de los accesos. Para su comunicación con tierra, contará con una pasarela perpendicular al eje longitudinal de la plataforma del muelle, para el paso de personal, equipo y tuberías. Las figuras 1 y 2 indican la localización general y la distribución del muelle.

2. PARTES PRINCIPALES DEL MUELLE.

- I. Viaducto para peatones, vehículos y servicios auxiliares.
- II. Plataforma de operación
- III. Pasarelas para peatones
- IV. Duque de alba de amarre y atraque

- I. Viaducto para peatones, vehículos y servicios auxiliares. - Este viaducto que conectará la plataforma de operación con tierra, de longitud total de 50.50 m., ancho de calzada de 7.10 m. en los primeros 45.5 m. a partir de tierra, ampliándose a 15.00 m. en su conexión con el paramento norte de la plataforma.

A los lados estará localizada la banqueteta para peatones de 1.45 m. con el parapeto de concreto para el lado de afuera de 0.90 m. Lo que da forma a las banquetetas en su parte superior es una trinchera cubierta de losas precoladas en la que se alojan las tuberías.

- II. Plataforma de operación. El atraque de las embarcaciones para su reparación será por los dos paramentos de la plataforma. El paramento sur tendrá una longitud continua de 200.00 m. capaz de recibir el atraque de barcos hasta de 55 000 TPM. El paramento norte está dividido en dos: el de aguas arriba con una longitud continua de 64.50 m. y el de aguas abajo de 120.50 m. En la división se localiza la pasarela.

El ancho del muelle estará en función del ancho entre las vías del equipo de carga (grúa de pórtico). Se proponen las siguientes dimensiones para el semiancho de la plataforma:

- 0.20 m. ancho de guarnición
- 1.00 m. para la localización de bitas.
- 1.00 m. paso de peatones entre las bitas y el riel más al sur o norte de la grúa.
- 7.00 m. distancias entre rieles.
- 3.05 m. paso de vehículos, torres de alumbrado y contra incendio.

III. Pasarela de peatones. Comunica los extremos de la plataforma de operación con los duques de alba de amarre y atraque-eventual de embarcaciones pequeñas. De los apoyos de esta pasarela uno será fijo en la plataforma y otro libre en el duque de alba, su longitud será de 35.00 m. y un ancho de 0.90 m.

IV. Duques de alba de amarre y atraque. Al atracar una embarcación sus cabos se amarran a los duques de alba. Su sección en planta es rectangular de 8.00 x 8.00 m., a 39.00 m. de su centro de figura de los paramentos aguas abajo y aguas arriba de la plataforma de operación. El centro de figura de los duques de alba deberá coincidir con el eje de simetría longitudinal del muelle.

3. VELOCIDAD DE ATRAQUE.

Se indican a continuación las velocidades de atraque para las embarcaciones consideradas en el proyecto, las maniobras de atra--

que y desatraque se llevarán a cabo con remolcadores.

TONELADAS DE PESO MUERTO	VELOCIDADES (cm/seg)
55 000	10
21 000	12
17 000	12
500	10

Las velocidades corresponden a la componente perpendicular a los paramentos de atraque cuando las embarcaciones se aproximan a éstos.

4.- ANGULO DE ACERCAMIENTO AL MUELLE.

Es el ángulo de incidencia (α) que se forma entre el paramento de atraque del muelle y el eje longitudinal de la embarcación. - Se considerará un ángulo de acercamiento de 10° para todos los tipos de embarcaciones antes mencionadas.

5. CALCULO DEL PESO VIRTUAL DE LA EMBARCACION.

Las cargas correspondientes a que estará sujeta la estructura en condiciones normales y eventuales de trabajo son aquellas tales como el tonelaje de los buques que en él atracarán, el tipo de productos que serán manejados, vientos dominantes.

Para determinar la energía cinética de la embarcación requerida para el cálculo de la estructura, no sólo intervendrá su desplazamiento, sino un peso extra que estará formado por un cilindro-

de agua de mar con una longitud igual a la eslora del barco y un diámetro equivalente al calado máximo de la embarcación.

Se considerará que el barco hace contacto con el muelle, con uno de sus costados en un punto localizado a un cuarto de su eslora, debiendo absorber la mitad de la energía, la estructura del muelle y la otra mitad el barco y el colchón formado por el agua.

Es decir, en la fuerza de atraque se considerará el 50% de la energía cinética desarrollada por la embarcación, en el momento del impacto.

6. NIVEL DE OPERACION.

Considerando que las embarcaciones entrarán a mantenimiento en su mayoría bajo condiciones programadas; tendrán un calado mínimo, por lo que este muelle requerirá tener un nivel de operación mayor comparado con los muelles de carga para que su operación sea más cómoda.

Sin embargo como la pasarela de acceso deberá conectar a la plataforma de operación o cabeza de muelle con tierra en una distancia de 50.50 m. por la que transitarán equipos pesados, no debe haber una diferencia de nivel cuya pendiente sea excesiva para el tráfico.

Habiéndose elegido el nivel 4.00 m. como nivel de operación sobre el cero coincidente con el nivel de marea baja media de sicigias.

Asimismo, los duques de alba se construirán con su nivel de operación a 4.00 m. sobre el NMBMS.

7. CARACTERISTICAS DE LOS BARCOS QUE ATRACARAN.

En nuestro caso las características de las embarcaciones serán - las siguientes, considerando los buques tanque de mayor porte, - como los remolcadores XL.

a.- Toneladas de peso muerto	55000.00
Eslora total	236.00 m.
Eslora entre perpendiculares	225.00 m.
Manga	32.60 m.
Puntal	16.50 m.
Calado de verano	12.00 m.
Calado medio en rosca	4.50 m.
Area máxima longitudinal de deriva debida al viento	3700.00 m ² .
Area máxima transversal de deriva debida al viento	1300.00 m ² .
Desplazamiento	69000.00 T.M.
b.- Toneladas de peso muerto	21797.00
Eslora total	170.69 m.
Eslora entre perpendiculares	163.86 m.
Manga	22.05 m.
Puntal	12.17 m.
Calado de verano	9.45 m.
Calado medio en rosca	2.13 m.

Area máxima longitudinal de deriva	2455.00 m ² .
Area máxima transversal de deriva	575.00 m ² .
Desplazamiento	27432.00 m ² .
c.- Toneladas de peso muerto	17473.00
Eslora total	144.78 m.
Eslora entre perpendiculares	137.47 m.
Manga	21.30 m.
Puntal	11.80 m.
Calado de verano	9.33 m.
Calado medio en rosca	2.18 m.
Area máxima longitudinal de deriva	1834.00 m ² .
Area máxima transversal de deriva	430.00 m ² .
Desplazamiento	22128.00 T.M.

8. FUERZA DE VIENTO DE DISEÑO.

El valor asignado por el empuje de viento sobre la embarcación - depende principalmente de dos factores.

- a. Velocidad máxima del viento dominante que exista en la zona, actuando perpendicularmente al área expuesta de la embarcación, es decir que el viento lanza al barco contra el muelle.

Las fuerzas transmitidas por esta acción deberán ser comparadas con las de atraque y tomar las que fueran mayores para el diseño de la subestructura.

- b. El área expuesta que presenta la embarcación a la fuerza del viento, suponiendo que el barco es separado del muelle. Por lo que se considera un viento de 120.00 KPH incidiendo sobre el área máxima transversal de deriva debida al viento, de un barco de 55000 TPM. Se tomará un viento de 150 KPH incidiendo sobre el muelle sin embarcaciones atracadas pero con los equipos propios de éste tales como grúas, torres de alumbrado y contra incendio.

Las fuerzas resultantes de comparar las provocadas por el punto a y las de atraque regirán para el diseño de la subestructura. - Las del punto b, para el diseño de bitas y anclaje.

9. CARGAS VIVAS VERTICALES.

El valor que se asigna para la carga viva está en función directa con la clase de materiales y productos que serán removidos en el muelle, en nuestro caso son únicamente productos petroleros, por lo que a continuación se mencionan las cargas vivas a que estarán solicitadas las distintas partes que constituyen esta instalación.

- a. Calzada en la pasarela de acceso. Plataforma enlantada de 20.00 ton. o una carga uniformemente distribuida de 2.00 -- ton/m². Se tomará la mayor de acuerdo al elemento que se diseñe.
- b. Banquetas en la pasarela de acceso. Peatones y servicios -- auxiliares 500.00 kg/m².

- c. Plataforma de operación. Grúas de pórtico para ambos paramentos soportando un momento de 300.00 ton-m.
- d. Pasarela de acceso a los duques de alba. Tránsito de peatones transportando 500.00 kg/m².
- e. Duque de alba. Independientemente de que a estas estructuras se sujetan las amarras de los barcos y sirvan de atraque a embarcaciones menores se considerará una sollicitación de 1500.00 kg/m². en el caso de que se llegaran a colocar piezas pesadas o materiales.

10. ZONA SISMICA.

Los efectos en la estructura motivados por un sismo se desprecian por localizarse en la zona 0 (cero) de la carta sísmica de la República Mexicana.

11. MECANICA DE SUELOS.

Características estratigráficas y físicas del subsuelo. La estratigrafía definida mediante la exploración realizada corresponde a depósitos aluviales del Río Pánuco formado por capas de materiales de estratificación cruzada y lenticular.

En base a las propiedades mecánicas, determinadas en los materiales del subsuelo por las pruebas de laboratorio, se definen claramente dos depósitos cuya frontera se encuentra a profundidades variables entre 13 y 16 m. en una línea paralela a 100 m. de la margen NW del río y aumenta de profundidad hasta 18 19.5 m. en -

una línea paralela a 200 m. de la margen NW del río, localizándose se la primera línea fuera del río y la segunda en el río.

El depósito superior se encuentra constituido por capas interestratificadas lenticulares de arcilla, arcilla limosa, arcilla -- con vetas delgadas de arena fina, arcilla limosa con vetas delgadas de arena fina, limo arcilloso con vetas delgadas de arena fina, arena limosa, arena arcillosa, y limo arenoso, con pedacería de conchas en algunas profundidades, de color gris claro, gris - oscuro y café claro, con contenido de agua variable entre 30 y 60%, con valor medio de 45%, de consistencia que oscila entre -- muy blanda a media, de peso volumétrico comprendido entre 1.6 y 1.9 ton/m³, con un valor medio de 1.85 ton/m³. en los sondeos localizados fuera del río y de 1.75 ton/m³. en los sondeos dentro de él. La resistencia en compresión no confinada varía entre -- 0.5 y 12 ton/m²., siendo el promedio igual a 4 ton/m². en los -- sondeos localizados fuera del río y a 2.2 ton/m². en los sondeos dentro del río. En general los materiales del primer depósito son normalmente consolidados excepto en algunas capas aisladas - en las que se tienen cargas de preconsolidación que indican subconsolidación de hasta 5 ton/m².

El segundo depósito se encuentra constituido por capas interestratificadas lenticulares de arcilla con arena fina, arcilla, arcilla gravo-arenosa, arcilla con pedazos de concha, arena limosa con gravas, arena fina y arena arcillosa de color café amarillento, verdoso, gris verdoso y café claro, con contenido de agua me

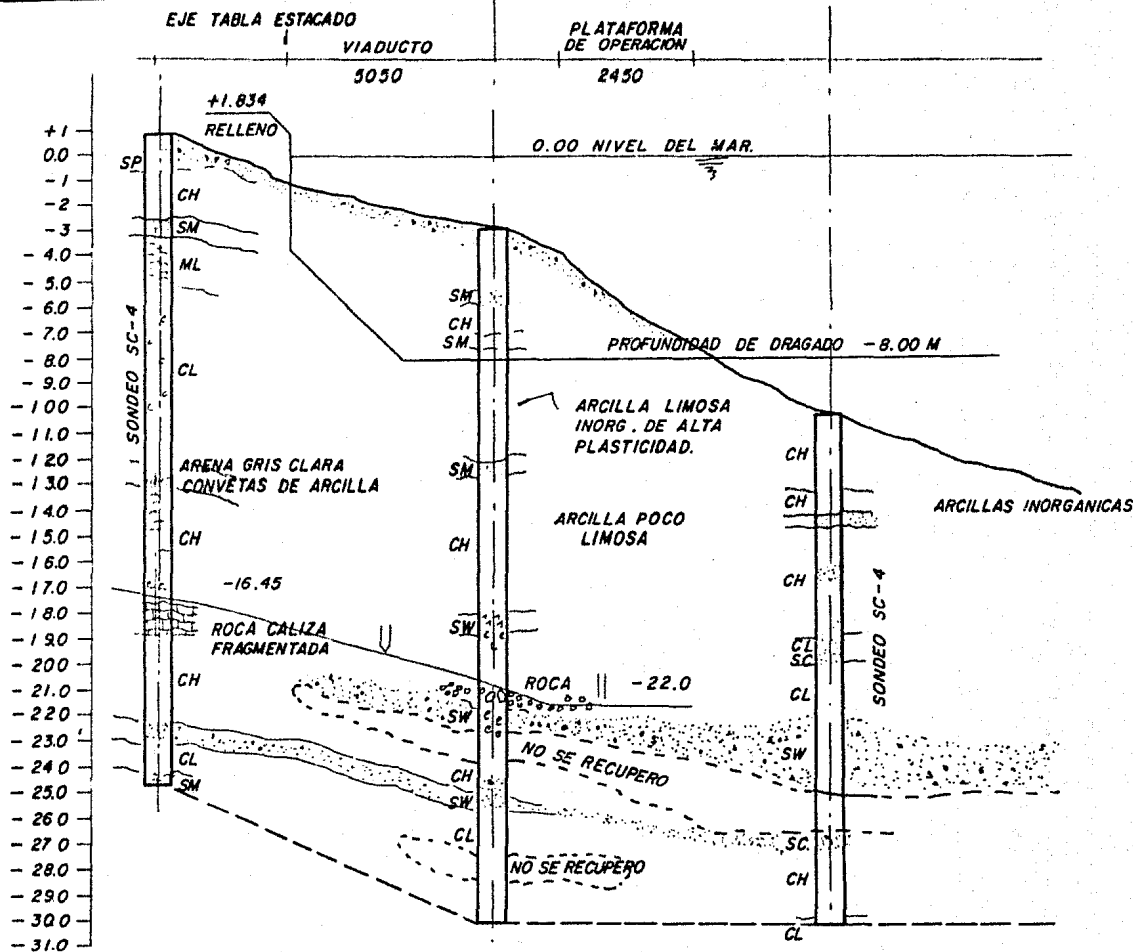


FIG.3.- PERFIL GEOLOGICO Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LOS PILOTES

dio variable entre 15 y 30% con valor medio de 23%, de consistencia dura en los materiales arcillosos y de alta compacidad en los materiales arenosos, de peso volumétrico variable entre 1.8- y 2.2 ton/m², con un valor medio de 2.05 ton/m³. De resistencia en compresión no confinada variable entre 5 y 85 ton/m², con un valor medio de 25.5 ton/m².

Los materiales arcillosos son normalmente consolidados presentan algunas capas con esfuerzos de preconsolidación del orden de 3 ton/m².

En la fig. 3 se ha dibujado un resumen de los perfiles estratigráficos según las líneas que unen los sondeos SC-1 y SE-5; SE-1, SC-4, SC-5 y SM-9; SE-2, SC-2, SC-5, SC-7, y SM-10; y SC-8, SC-6, SC-7 y SE-5. En ellos se ha establecido una estratificación considerando fundamentalmente el valor de la resistencia en compresión no confinada del material. En los perfiles se ha definido la frontera entre el depósito superficial de baja resistencia y los depósitos inferiores de alta resistencia. Dentro del depósito superficial de baja resistencia se han definido capas con resistencia en compresión no confinada semejante; en general se observa que inmediatamente arriba del depósito inferior de alta resistencia se tiene una capa de materiales de 5 m de espesor, - aproximadamente, con resistencia media en compresión no confinada de 4.5 ton/m².

En la zona definida por los sondeos fuera del río a profundidades variables entre 5 y 10 m. se encuentra una capa de 2 a 3 m. de es

pesor de resistencia en compresión no confinada de 1.5 ton/m². La zona del subsuelo que se localiza bajo el río desde su superficie hasta 5 m. sobre el nivel en que aparecen los materiales de alta resistencia presenta una resistencia media a la compresión no confinada de 1.5 ton/m². Hacia el centro del río los materiales del subsuelo correspondiente al depósito de baja resistencia presentan una resistencia del orden de 1.5 ton/m². en todo su espesor.

12.- PANTALLA DE ATRAQUE.

Con el fin de presentar una superficie amplia de contacto entre los paramentos de atraque y las embarcaciones de cualquier porte de las anteriormente mencionadas, los paramentos de atraque norte y sur de la plataforma de operación, tendrán una pantalla vertical de concreto reforzado, colada monolíticamente con la primera fila de elementos de la subestructura en ambos lados, de 3.50 m de altura. Una pantalla similar se construirá por los cuatro lados de los duques de alba.

Tanto los extremos aguas arriba y aguas abajo de la plataforma del muelle, así como la pasarela de acceso carecerán de pantalla para permitir el paso de obstáculos arrastrados por la corriente del río en épocas de avenidas.

13.- SISTEMAS DE DEFENSAS

En plataforma de operación:

En vista del rango en el porte de las embarcaciones que harán

uso de este muelle se instalará un sistema de defensas en ambos paramentos de atraque, colocadas en dos niveles cuyos ejes horizontales estarán, el inferior, a 1.50 m arriba del nivel de referencia y el superior 3.0 m arriba del nivel de referencia.

La separación entre dos defensas consecutivas (una superior y otra inferior) será de 7.50 m. Las defensas serán SM-400 H x 2500 instaladas sobre zapatas de concreto armado coladas monolíticamente con la pantalla, con dimensiones de 3.00 x 1.20 x 0.30 m de espesor, con 0.025 m de chaflán en sus aristas.

En cada una de las cuatro esquinas de la plataforma de operación habrá tres defensas tipo 250 H x 0.75 + 0.75 m coladas -- también sobre una zapata de 0.15 m de peralte, 0.70 m de ancho y 0.85 m de longitud por su lado de contacto entre la zapata y la defensa. La separación de las defensas con respecto a sus ejes y a partir del nivel de operación será la siguiente: -- 0.70 m, 1.75 m y 2.80 m.

Estas defensas tienen su paramento de contacto con el barco -- 0.30 m atrás de las que están localizadas en la plataforma para que trabajen exclusivamente bajo ciertas condiciones en las maniobras de atraque y desatraque.

En duques de alba:

Por estar localizados en los extremos de la instalación deberán estar protegidos para cualquier posible atraque de embarca

ciones, como la menor de las especificadas o el borneo eventual de la mayor tomada para el diseño del muelle. Tomando en cuenta esta posibilidad, se considera la conveniencia que se protejan las tres caras libres y las cuatro esquinas de cada duque de alba, colocndo en las esquinas tres niveles de defensas con la misma separación e instalación de las mencionadas en la plataforma de operación. En las tres caras libres se colocarán en cada una de ellas tres defensas verticales tipo SM-400 x 2.5 m, una al centro y a cada lado de ésta una a 2.00 m. Se colocarán sin zapata teniendo su extremo superior a 0.40 m bajo el nivel de operación y su extremo inferior a 0.40 m arriba del nivel de marea baja media de sicigias.

14.- SISTEMA DE AMARRE.

Al no ser muelle de operación, no es necesario dotarlo de gancho de escape, por lo tanto se instalarán bitas dobles a todo lo largo del perímetro del muelle, colocadas a cada 20.00 m.

En la parte central de los duques de alba habrá una bita cuádruple para tomar los cabos largos de las embarcaciones de ambos paramentos de atraque.

III.- DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA.

Del estudio de Mecánica de Suelos se dedujo la necesidad del empleo de Cimentaciones Profundas, dada la baja capacidad de carga y compresibilidad de los estratos superiores. Se descartan las soluciones masivas del problema, quedando la alternativa del empleo de tabla estacado o pilotes. De ambas alternativas se eligió la solución a base de pilotes, por su mejor comportamiento estructural, mayor economía y facilidad de construcción.

1.- PILOTES DE PRUEBA.

Debido a que ya se tenían resultados conocidos de pilotes de prueba para secciones de concreto de 45 x 45 cm., y de pilotes de acero rellenos de concreto armado en secciones de 25 y 30 cm. de diámetro hechos para los muelles y duques de alba de los muelles petroleros anteriores, se decidió la ejecución de pilotes de prueba de concreto en secciones de 55 x 55 cm y en virtud de la profundidad del estrato resistente, se hizo su fabricación en dos tramos de 10 y 20 m.

Las pruebas a que se sometieron los pilotes fueron de carga axial, izado, flexocompresión y carga horizontal con los siguientes resultados:

PRUEBA DE CARGA VERTICAL.

Se llevó a un máximo de 225 ton con una deformación máxima de 7.3 mm y recuperación en la descarga de 6 mm., esta prueba no se llevó a mayor carga debido a limitaciones en el sistema de aplicación de cargas.

PRUEBA DE FLEXO-COMPRESION.

Se aplicó mediante un dispositivo especialmente diseñado una carga excéntrica 55 cm de 100 ton., es decir, se aplicaron 55 ton-m de momento y carga axial de 100 ton. La longitud libre del pilote fue de 3.00 m., y extrapolando la curva de deformación se junta con el eje vertical de la columna a una profundidad de 1.00 m siendo el máximo desplazamiento lateral de la columna de 3.1 cm recuperándose totalmente al cesar la carga.

PRUEBA DE IZADO

Mediante esta prueba se trató de determinar la capacidad de carga del pilote por flexión. Esta prueba se llevó a un valor máximo de 180 ton y deformación máxima de 2.16 cm; al quitarse la carga el pilote se recuperó un cm. Nuevamente no se llevó esta prueba a mayores cargas por limitaciones de los dispositivos de carga.

PRUEBA DE CARGA HORIZONTAL.

Esta prueba se llevó a una carga máxima de 11.61 ton produciendo

se deformaciones de 7.65 cm llegándose a la recuperación prácticamente total del pilote al cesar la carga aplicada.

MATERIALES Y RESISTENCIAS.

Con base a los resultados obtenidos en los estudios y proyectos analizados se decidió hacer el proyecto definitivo para los materiales y resistencias que se especifican a continuación.

- a.- Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, fabricado con cemento tipo II, -- agregado máximo de 2.5 cm y revenimiento de 10 cm.
- b.- Acero de refuerzo grado duro de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, especificaciones A.S.T.M. A-615 grado 60.
- c.- Acero A-36 para las placas de acero empleadas para la liga de las secciones en que se fabricaron los pilotes.
- d.- Especificaciones para pilotes:

Se usarán electrodos E-7010 para soldar anclas a placas, -- placas a placas.

El hincado se deberá hacer con equipo que proporcione energía de hincado de 10 ton-m para una penetración crítica de 1 cm por golpe en los últimos 20 cm de hincado.

El aligeramiento de sonotubo podrá eliminarse sin cambio de armado y dimensión de pilotes.

Antes de iniciar la fabricación de los pilotes deberá confirmarse la longitud de hincado mediante 5 pilotes de prueba -- distribuidos a lo largo del muelle.

2.- ANALISIS DE FUERZAS

FUERZAS DE ATRAQUE:

Para el cálculo de la fuerza de impacto al atracar al muelle un barco de 55 000 TPM se consideraron las siguientes hipótesis:

La componente de la velocidad de ataque perpendicular al paramento del muelle es de 10 cm/seg.

Para determinar la energía cinética de la embarcación, requerida para obtener la fuerza de impacto contra la estructura, no sólo intervendrá el peso del barco, sino además un peso adicional que estará formado por un cilindro de agua con una longitud igual a la eslora entre perpendiculares (225 m) y un diámetro equivalente al calado máximo (12 m) de la embarcación.

El barco hace contacto con el muelle en un punto de su costado localizado a un cuarto de su eslora, debiendo absorber la mitad de la energía la estructura del muelle y la otra mitad la estructura del propio barco y el colchón formado por el agua entre el muelle y el barco.

CALCULO DE LAS FUERZAS DE ATRAQUE.

La energía cinética producida por el desplazamiento al atracar está dada por la ecuación:

$$E = \frac{1}{2g} M v^2$$

donde:

$$M : \text{Masa virtual} = M^+ + M^-$$

$$M^+ : \text{Desplazamiento} = 69\,000 \text{ ton}$$

$$M^- : \text{Masa adicional} = \frac{\gamma d^2 L}{4} = (12^2) 225 (1.03) / 4$$

$$d : \text{Calado} = 12 \text{ m}$$

$$L : \text{Eslora} = 225 \text{ m}$$

$$\gamma : \text{Densidad del agua} = 1.03 \text{ ton/m}^3$$

$$E = (69\,000 + 26\,210) 0.1^2 / (2(9.81))$$

$$= 48.53 \text{ ton-m}$$

Se usaron defensas de hule ancladas a una separación de 7.5 m - centro a centro tipo S-M-400H

El impacto al atraque produce una energía cinética de la cual -- 1/2 es absorbida por el sistema de defensas y el otro 1/2- por el barco, el primero es:

$$E/2 = 24.46 \text{ ton-m}$$

Por metro lineal de defensa corresponde una energía de:

$$E_d / L = 24.46 / 2.5 = 9.71 \text{ ton/m lineal}$$

Entrando a la gráfica con esta energía se obtiene que la fuerza que debe resistir el sistema estructural es de 40.0 ton por cada metro de defensa. En nuestro caso tenemos una longitud de 2.5 m por defensa por lo que la fuerza de impacto considerando tres de defensas será igual a:

$$R = 40 (7.5) = 300 \text{ ton}$$

La deformación que se obtiene está dentro del rango permisible - de la misma gráfica. (Ref. 10).

FUERZAS DE AMARRE POR VIENTO.

Se considerará la acción del viento sobre la embarcación descargada, de manera que presente su mayor área expuesta al viento. - Para este caso el área máxima longitudinal de deriva es de 3700- m², la velocidad del viento será de 120 km/h. (64.79 nudos).

Aplicando la siguiente expresión:

$$P = kcv^2$$

- Donde: P: Presión en lbs/ft²
 k: Factor de forma = 1.3
 v: Velocidad en millas náuticas por hora (nudos)
 c: 0.00256

$$\begin{aligned} P &= 0.00256 (64.79)^2 \cdot 1.3 \\ &= 13.97 \text{ lbs/ft}^2 \\ &= 0.0682 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

La fuerza debida al viento (F_v) será:

$$F_v = 0.0682 (3700) = 252.37 \text{ ton}$$

Debido a la forma de amarrar la embarcación de 8 cabos según se

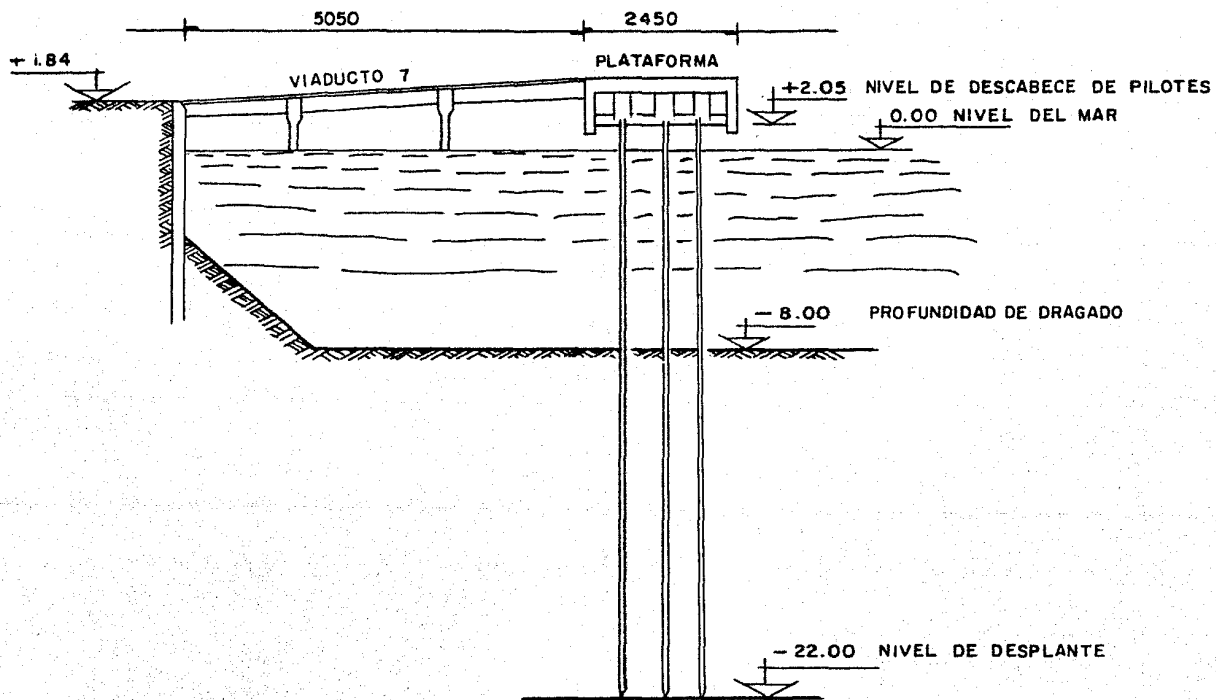


FIG. 4 CORTE TRANSVERSAL

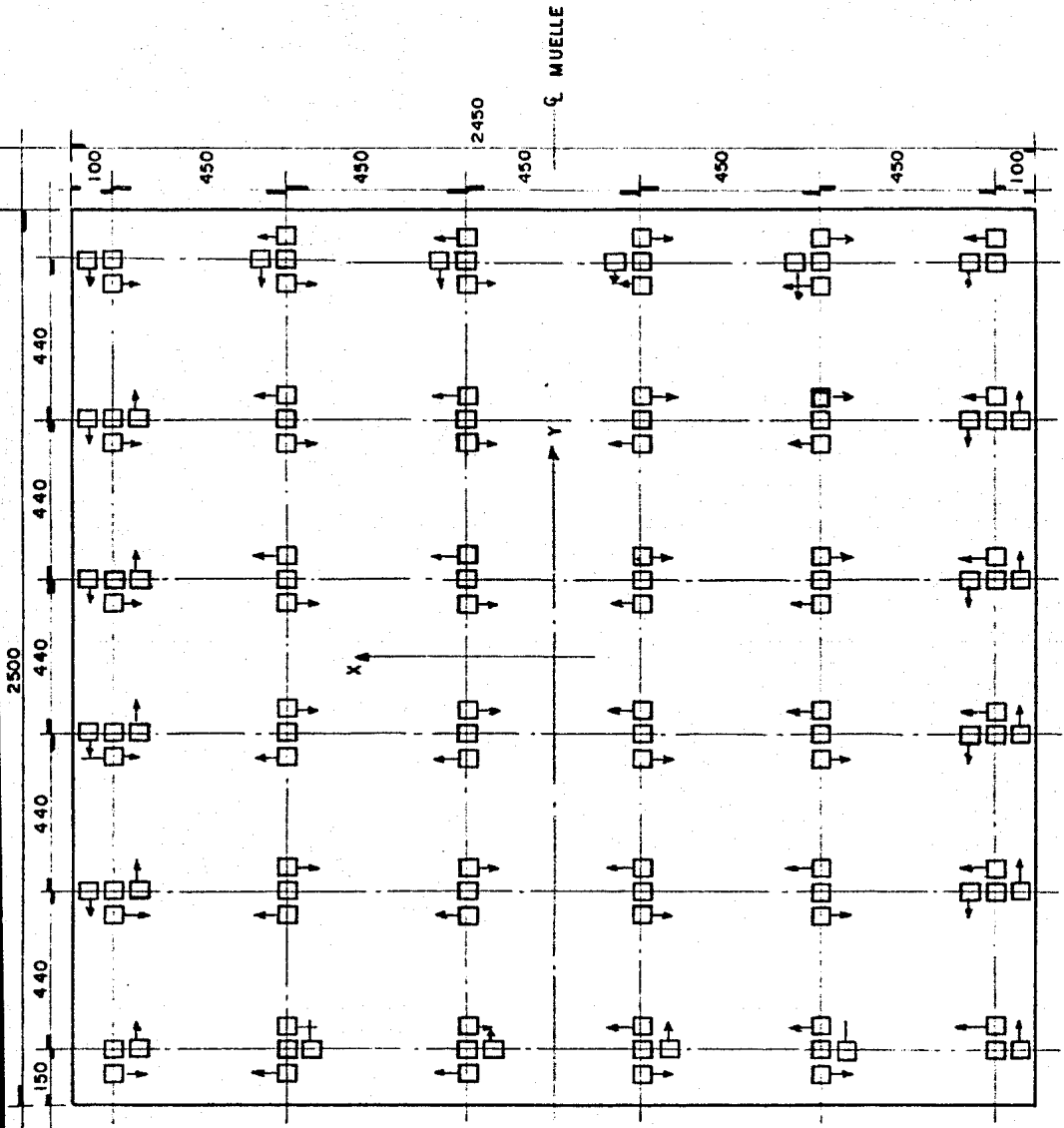
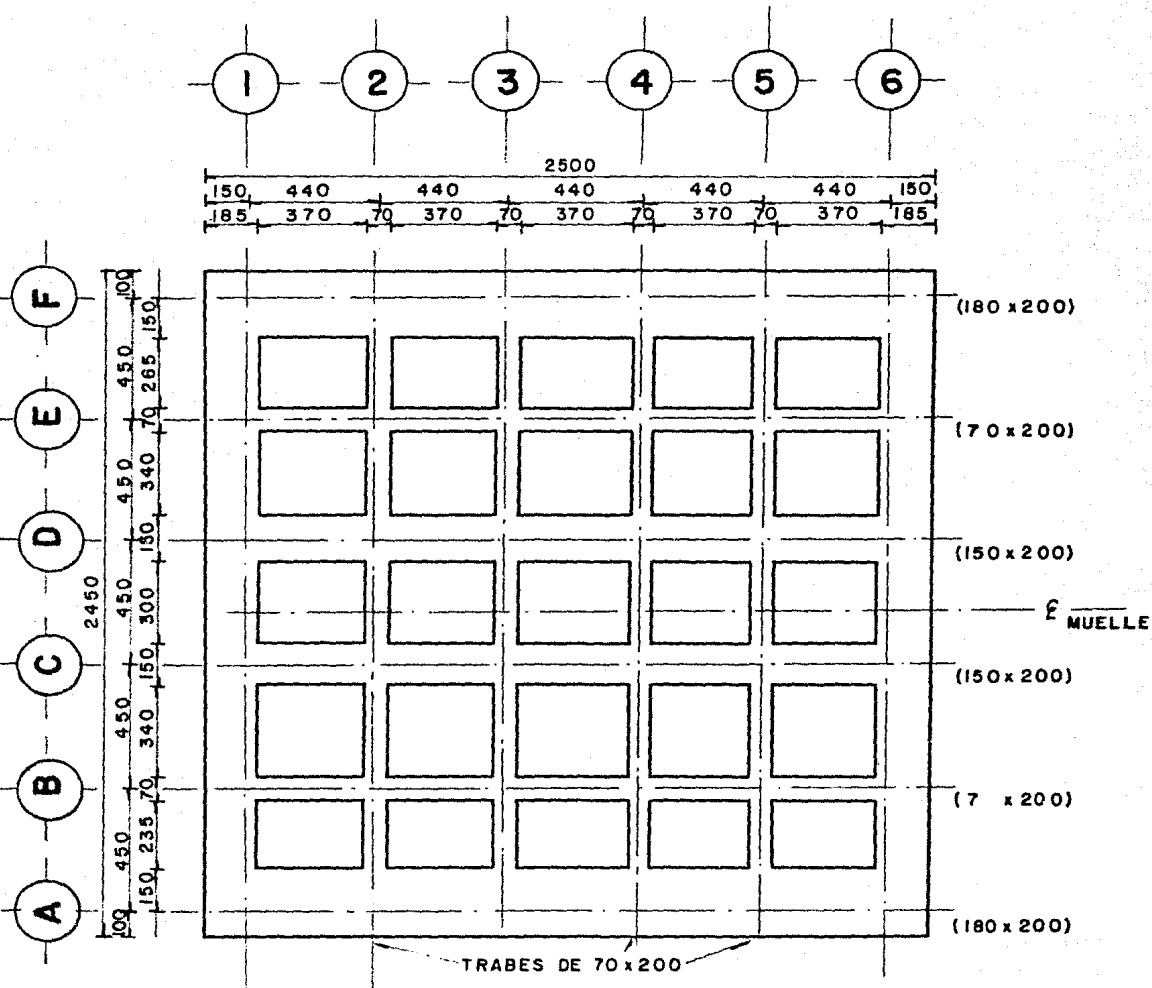


FIG. 5.- PLANTA TIPO DE PILOTES EN PLATAFORMA DE OPERACION



PLANTA DE PLATAFORMA TIPO

FIG. 6

muestra en la fig. 2., esta fuerza se deberá distribuir entre los cables de amarre a las bitas espaciadas a cada 20.0 m. Por lo que la máxima fuerza de tracción sobre una sección del muelle será de 126.2 ton causada por dos cables amarrados a bitas de una misma sección de la plataforma de operación.

3.- CALCULO DEL PESO PROPIO DE LA PLATAFORMA

PESO DE UNA SECCION TIPO:

Peso del volumen total	$-15.10(3.7)5(1.5)2.4$	=	-1 005.66
Peso de losa y trabes	$+22.0(22.5)2(2.4)$	=	+2 376.00
Peso de la pantalla	$+2.85(2)25(2.4)$	=	+ 342.00
Peso de la pantalla	$3.85(24.5)2.4(2)$	=	+ 452.76
Peso de la grúa		=	<u>+ 468.00</u>
	Suma		2 633.10 ton
Carga viva 100%	$2(25)24.5$		1 225.00 ton
Suma de cargas verticales con 50% C.V.			3 245.50 ton

Las condiciones de análisis de la plataforma serán:

Compresión máxima en pilotes $W = 3245.5$ ton (50% C.V.)

Compresión mínima en pilotes $W = 2633.1$ ton (0% C.V.)

En este análisis se usaron las figuras 4, 5, 6.

4.- ANALISIS POR LA COMBINACION DE CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES.

De acuerdo con la fig. 5 y 6, un marco típico en el sentido X que

daría en el arreglo mostrado en la fig. 8.

Aplicando el análisis por grupo de pilotes según el Reinforced - Concrete Designer's Handbook, se tiene para marcos simétricos:

Las expresiones para calcular las Σ s son:

	PILOTES INCLINADOS HACIA LA DERECHA	PILOTES VERTICALES	PILOTES INCLINADOS HACIA LA IZQUIERDA
Σ_1	$\Sigma \frac{A}{L} \frac{B^2}{1+B^2}$	$\Sigma \frac{A}{L}$	$+\Sigma \frac{A}{L} \frac{B^2}{1+B^2}$
Σ_5	$\Sigma \frac{A}{L} \frac{1}{1+B^2}$	0	$+\Sigma \frac{A}{L} \frac{1}{1+B^2}$
Σ_6	$\Sigma \frac{A}{L} \frac{B^2}{1+B^2} X^2$	$+\Sigma \frac{A}{L} X^2$	$+\Sigma \frac{A}{L} \frac{B^2}{1+B^2} X^2$

Para los pilotes verticales A y L son iguales y la relación A/L es 1.

k_p	$+\frac{A}{L} \frac{B}{\sqrt{1+B^2}}$	$\frac{A}{L}$	$\frac{A}{L} \frac{B}{\sqrt{1+B^2}}$
k_w	$\frac{\Sigma_5 - \Sigma_2/B}{k}$	$\frac{\Sigma_5}{k}$	$\frac{\Sigma_5 + \Sigma_2/B}{k}$
k_h	$\frac{\Sigma_1/B - \Sigma_2}{k}$	$-\frac{\Sigma_2}{k}$	$-\frac{\Sigma_1/B + \Sigma_2}{k}$
k_m	$\frac{X}{\Sigma_6}$	$\frac{X}{\Sigma_6}$	$\frac{X}{\Sigma_6}$

$$k = \sum_1 \sum_5 ; \quad X_o = \frac{1}{2} X_n$$

La fuerza axial por pilote es;

$$P_x = K_p (k_w W + K_H H + K_M M)$$

En la cual

$$M = F_v (e_h - X_o) + F_H (Y_o - e_v)$$

A continuación se presenta el cálculo de las sumas " \sum "

Sustituyendo valores se tiene:

$$\frac{A}{L_{v,i}} = \text{constante} \quad B = 4$$

$$\frac{B^2}{1 + B^2} = \frac{16}{17} = 0.941; \quad \text{Para pilotes inclinados:}$$

$$L_v = 0.97 L_i \therefore L_i = \frac{L_v}{0.97}$$

Para \sum_5

$$\frac{1}{1 + B^2} = \frac{1}{17} = 0.059; \quad 0.97 (0.059) = 0.057$$

$$Y_o = \frac{\sum_4}{\sum_5} = \frac{4.1}{0.57} = 7.10 \quad Y_o \tan \theta = 1.80$$

Para 6

$$\frac{B^2}{1 + B^2} = 0.941 \quad 0.941 (0.97) = 0.913$$

$$k_p = 1 \text{ vert.}$$

$$k_p = 0.97 \left(\frac{4}{\sqrt{1 + 4^2}} \right) = 0.94$$

$$k = 15.13 (0.57) = 8.62$$

$$k_w = 0.57 / 8.62 = 0.065$$

$$k_H = 15.13 / 4(8.62) = 0.439$$

PILOTE		Σ_1	Σ_5	x	x^2	Σ_6	x
1	↓	1	0	-11.25	126.56	126.56	0
2	↘	0.913	0.057	11.25	126.56	122.76	0
3	↙	0.913	0.057	6.75	45.56	44.19	4.5
4	↓	1.00	0	6.75	45.56	45.56	4.5
5	↘	0.913	0.057	6.75	45.56	44.19	4.5
6	↙	0.913	0.057	2.25	5.06	4.91	9.0
7	↓	1.00	0	2.25	5.06	5.06	9.0
8	↘	0.913	0.057	2.25	5.06	4.91	9.0
9	↙	0.913	0.057	2.25	5.06	4.91	13.5
10	↓	1.00	0	2.25	5.06	5.06	13.5
11	↘	0.913	0.057	2.25	5.06	4.91	13.5
12	↙	0.913	0.057	6.75	45.56	44.19	18.0
13	↓	1.00	0	6.75	45.56	45.56	18.0
14	↘	0.913	0.057	6.75	45.56	44.19	18.0
15	↙	0.913	0.057	11.25	126.56	122.76	22.5
16	↓	1.00	0	11.25	126.56	126.56	22.5
$\Sigma =$		15.13	0.57			796.28	

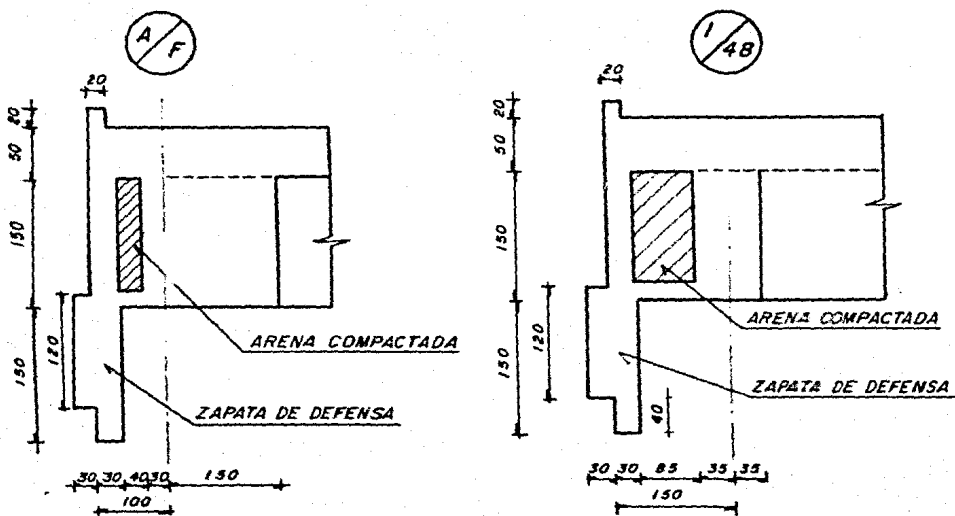


FIG. 7 DETALLES EN PANTALLAS

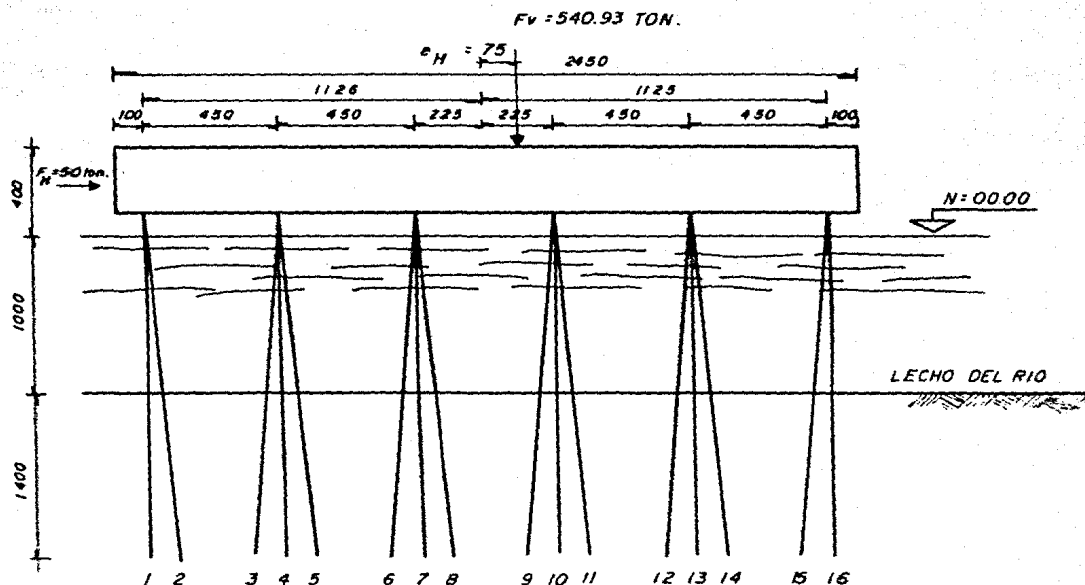


FIG. 8 DISTRIBUCION TRANSVERSAL TIPICA DE PILOTES

PILOTE	K_p	K_w	k_H	k_M
1	1.00	0.065	0.0 0	-0.0141
2	0.941	0.065	0.439	-0.0141
3	0.941	0.065	-0.439	-0.0085
4	1.00	0.065	0.0	-0.0085
5	0.941	0.065	0.439	-0.0085
6	0.941	0.065	-0.439	-0.0028
7	1.0	0.065	0.0	-0.0028
8	0.941	0.065	0.439	-0.0028
9	0.941	0.065	-0.439	0.0028
10	1.0	0.065	-0.0	0.0028
11	0.941	0.065	0.439	0.0028
12	0.941	0.065	-0.439	0.0085
13	1.0	0.065	-0.0	0.0085
14	0.941	0.065	0.439	0.0085
15	0.941	0.065	-0.439	0.0141
16	1.0	0.065	-0.0	0.0141

CALCULO DE FUERZAS AXIALES.

Análisis por atraque. Las condiciones de análisis por atraque son más desfavorables que las de viento.

$$F_H = \frac{300}{6 \text{ (marcos)}} = 50.0 \text{ ton/marco} \quad \longrightarrow$$

$$F_V = \frac{3245.6}{6} = 540.93 \text{ ton/marco} \quad \downarrow$$

$$Y_o = 0$$

$$X_o = X_{n/2} = 11.25$$

Se considerará una excentricidad vertical máxima e_h : 0.75 m

$$M = F_H (Y_o - e_v) + F_v (e_h - x_o)$$

$$M = 540.93 (12.0 - 11.25) \quad 299.5$$

$$M = 405.7$$

PILOTE "1"

$$P_1 = 1 (0.065(540.93) + 0 - (0.0141) 405.7) = 29.44 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "2".

$$P_2 = 0.941 (0.065 (540.93) + 0.439 (50) - 0.0141(405.7)) = 48.364 \text{ P.P.}$$

PILOTE "3"

$$P_3 = 0.941 (0.065(540.93) - 0.439(50) - 0.0085(405.7)) = 9.19 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "4"

$$P_4 = 1 (0.065(540.93) + 0 - 0.0085(405.7)) = 31.71 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "5"

$$P_5 = 0.941 (0.065(540.93) + 0.439(50) - 0.0085(405.7)) = 50.50 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "6"

$$P_6 = 0.941 (0.065(540.93) - 0.439(50) - 0.0028(405.7)) = 11.40 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "7"

$$P_7 = 1(0.065(540.93) + 0 - 0.0028(405.7)) = 34.02 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "8"

$$P_8 = 0.941(0.065(540.93) + 0.439(50) - 0.0028(405.7)) = 52.67 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "9"

$$P_9 = 0.941(0.065(540.93) - 0.439(50) + 0.0028(405.7)) = 13.50 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "10"

$$P_{10} = 1(0.065(540.93) - 0 + 0.0028(405.7)) = 36.30 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "11"

$$P_{11} = 0.941(0.065(540.93) + 0.439(50) + 0.0028(405.7)) = 54.81 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "12"

$$P_{12} = 0.941(0.065(540.93) - 0.439(50) + 0.0085(405.7)) = 15.68 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "13"

$$P_{13} = 1(0.065(540.93) - 0 + 0.0085(405.7)) = 38.61 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "14"

$$P_{14} = 0.941(0.065(540.93) + 0.439(50) + 0.0085(405.7)) = 56.99 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "15"

$$P_{15} = 0.941(0.065(540.93) - 0.439(50) + 0.0141(405.7)) = 17.81 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

PILOTE "16"

$$P_{16} = 1 (0.065(540.93) - 0 + 0.0141(405.7)) = 40.88 \text{ ton} + \text{P.P.}$$

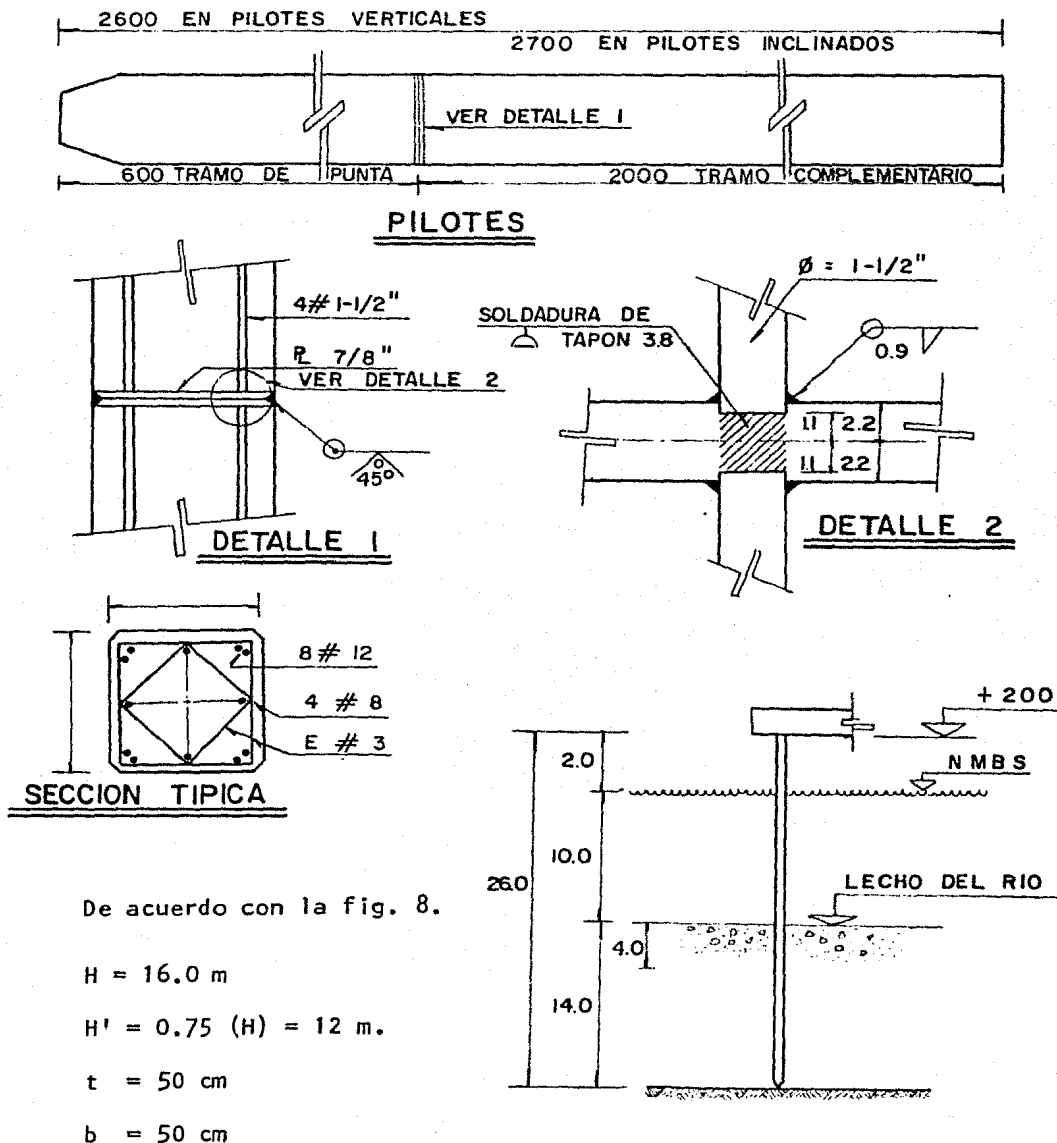
Resumen de cargas axiales sobre pilotes:

P_1	=	29.44	+	9.1	=	38.54 ton	
P_2	=	48.36	+	9.1	=	57.46 ton	
P_3	=	9.19	+	9.1	=	18.29 ton	
P_4	=	31.71	+	9.1	=	40.81 ton	
P_5	=	50.50	+	9.1	=	59.6 ton	
P_6	=	11.40	+	9.1	=	20.5 ton	
P_7	=	34.02	+	9.1	=	43.12 ton	
P_8	=	52.67	+	9.1	=	61.77 ton	
P_9	=	13.50	+	9.1	=	22.60 ton	
P_{10}	=	36.30	+	9.1	=	45.40 ton	
P_{11}	=	54.81	+	9.1	=	63.90 ton	
P_{12}	=	15.68	+	9.1	=	24.78 ton	
P_{13}	=	38.61	+	9.1	=	47.71 ton	
P_{14}	=	56.99	+	9.1	=	66.09 ton	máxima compresión
P_{15}	=	17.81	+	9.1	=	26.91 ton	
P_{16}	=	40.88	+	9.1	=	49.98 ton	

Peso propio pilote = $26 (0.50^2) 1.4 = 9.1 \text{ ton}$ (sumergido)

DISEÑO DE PILOTES.

Se considerará que la sección de empotramiento se encuentra 4.0 m abajo del nivel de dragado. (Ref. 6).



De acuerdo con la fig. 8.

$H = 16.0 \text{ m}$

$H' = 0.75 (H) = 12 \text{ m.}$

$t = 50 \text{ cm}$

$b = 50 \text{ cm}$

FIGURA 9

$$\frac{d}{t} = \frac{47.5}{50} = 0.95$$

Por esbeltez

$$\frac{H'}{t} = \frac{12}{0.50} = 24.00 > 22.0 \quad (\text{inciso 1.3.2. b Ref. 9})$$

$$\therefore \frac{1-P}{3P} = 0.23$$

El momento correctivo por efecto de esbeltez será:

$$\Delta M = \left(\frac{1-P}{3} t + 2 \text{ cm} \right) P$$

$$\Delta M = (0.23 (50) + 2 \text{ cm}) 66.09 = 8.92 \text{ ton-m.}$$

$$P_u = 1.4 (66.09) = 92.53 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.4 (8.92) = 12.49 \text{ ton-m}$$

Se usará acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

$$k = \frac{P_u}{bt f'_c} = \frac{92530}{50(50) 170} = 0.22$$

$$R = \frac{M_u}{bt^2 f'_c} = \frac{1249000}{50 (50^2) 170} = 0.06$$

$$q = 0.1$$

$$q = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.1 \frac{170}{4200} = 0.004 < 0.008 = A_{s \text{ min.}}$$

usaremos $p = 0.04 < 0.08$ As max.

$$A_s = 0.04 (50^2) = 100 \text{ cm}^2 = 8 \# 12 + 4 \# 8$$

En la Fig. 9 se indica el armado y detalles estructurales de los pilotes.

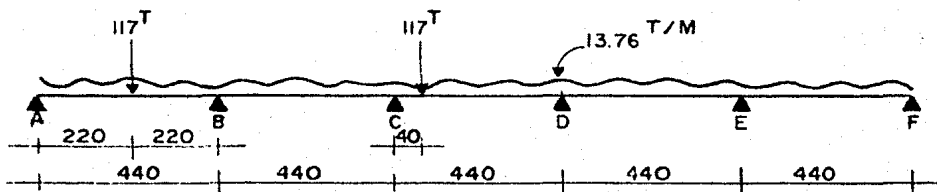
La resistencia de un pilote inclinado a fuerzas horizontales es considerable. En grupos conteniendo pilotes, los momentos flexionantes y fuerzas cortantes sobre los pilotes son despreciables. - Ref. 2.

IV.- DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

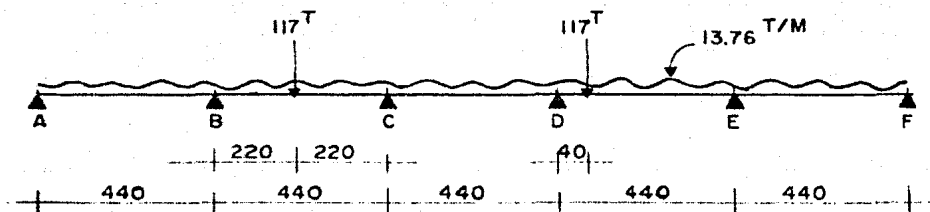
1.- ANALISIS DE TRABES, Trabes longitudinales.

Dada la longitud del muelle se proponen conjuntos de 18 pilotes -- longitudinalmente y juntas de expansión a cada 25.0 m que dan forma a una sección tipo de la plataforma, por lo que se tendrán traveses continuas de 5 claros de 4.4 m y voladizos en los extremos de 1.50 m. No se considera el efecto de marco ya que la rigidez de las traveses es muy superior a la de las columnas. La condición más crítica será la producida por la operación de la grúa directamente sobre las traveses. Se indican dos posiciones críticas de la grúa.

POSICION 1:



POSICION 2:



ANALISIS DE CARGAS.-

PESO PROPIO TRABE	180 (200) 2.4	=	8.64 ton/m2.
PESO PROPIO LOSA	$(\frac{4.5}{2} + 1)0.4(2.4)$	=	3.12 ton/ m2.
CARGA VIVA		=	<u>2.00</u> ton/m2.
			13.76 ton/m2.

CARGA DE LA GRUA POR TANDEM	=	88 ton
INCREMENTO POR IMPACTO	=	<u>29</u> ton
		117 ton

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PARA LA POSICION 1

$$M_{AB} = 0$$

$$M_{BA} = -\frac{3 PL}{16} - \frac{WL^2}{8}$$

$$= -\frac{3 (117) 4.4}{16} - \frac{13.76 (4.4)^2}{8} = -96.53 - 33.3$$

$$M_{BA} = -129.83 \text{ ton-m.}$$

$$M_{BC} = \frac{WL^2}{12} = \frac{13.76 (4.4)^2}{12}$$

$$M_{BC} = + 22.20 \text{ ton-m.}$$

$$M_{CB} = - 22.20 \text{ ton-m.}$$

$$M_{CD} = \frac{Pab^2}{L^2} + \frac{WL^2}{12}$$

$$= \frac{117 (0.4) (4.0)^2}{(4.4)^2} + 22.20 = 38.68 + 22.20$$

$$M_{CD} = 60.88 \text{ ton-m.}$$

$$M_{DC} = -\frac{Pa^2b}{L^2} - \frac{WL^2}{12}$$

$$= -\frac{117 (0.4^2) 4.0}{(4.4)^2} - 22.20 = -3.87 - 22.20$$

$$M_{DC} = -26.07 \text{ ton-m.}$$

$$M_{DE} = -M_{ED} = 22.2 \text{ ton-m.}$$

$$M_{EF} = \frac{WL^2}{12} = + 33.3 \text{ ton-m.}$$

$$M_{FE} = 0$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PARA LA POSICION 2

$$M_{AB} = 0$$

$$M_{BA} = -\frac{WL^2}{8} = -\frac{13.76 (4.4)^2}{8} = -33.30 \text{ ton-m.}$$

$$M_{BC} = -M_{CB} = \frac{WL^2}{12} + \frac{PL}{8} = \frac{13.76 (4.4)^2}{12} + \frac{117 (4.4)}{8} = 86.55 \text{ ton-m.}$$

$$M_{CD} = -\frac{WL^2}{12} = \frac{13.76 (4.4)^2}{12} = -22.20 \text{ ton-m.}$$

$$M_{DE} = \frac{Pa^2b}{L^2} + \frac{WL^2}{12} = \frac{117 (0.4)^2 4}{(4.4)^2} + \frac{13.76 (4.4)^2}{12} = 60.88 \text{ ton-m.}$$

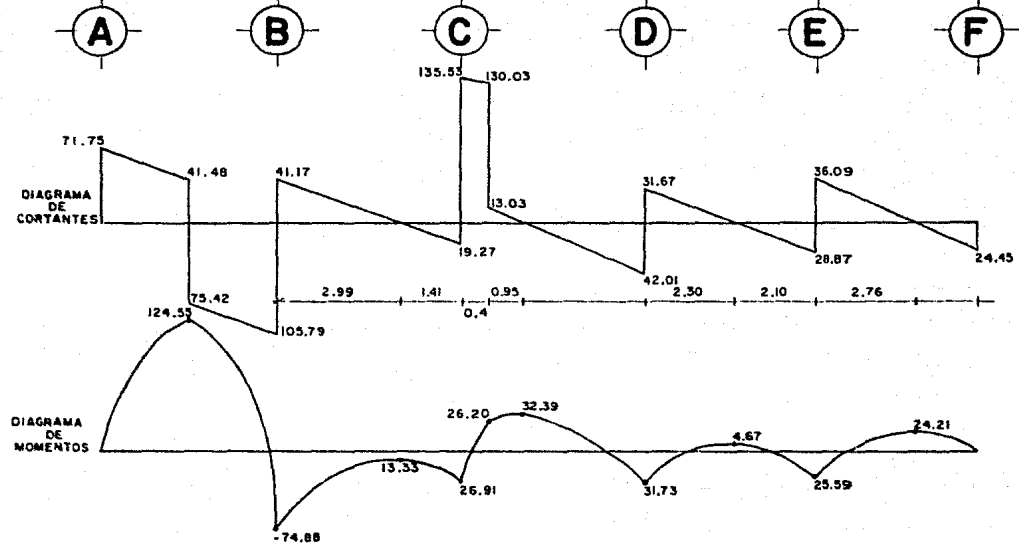
$$M_{ED} = -\frac{Pa^2b}{L^2} - \frac{WL^2}{12} = -\frac{117 (0.4)^2 4}{(4.4)^2} - \frac{13.76 (4.4)^2}{12} = -26.07 \text{ ton-m.}$$

$$M_{EF} = -\frac{WL^2}{8} = \frac{13.76 (4.4)^2}{8} = -33.3 \text{ ton-m.}$$

$$M_{FE} = 0$$

ANALISIS DE LA POSICION 1

APOYO	A		B		C		D		E		F
MIEMBRO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	O
F.D.	-	0.43	0.57	0.5	0.5	0.5	0.5	0.57	0.43		0
MOMENTO	0	-129.83	22.20	-22.20	60.88	-26.07	22.02	-22.02	33.30		
BAL.		+46.28	61.35	-19.34	-19.34	1.94	1.94	-6.33	-4.77		
CO			-9.67	30.68	0.97	-9.67	-3.17	0.97			
BAL.		4.16	5.51	-15.83	-15.83	-6.42	6.42	-0.55	-0.42		
CO			-7.92	2.76	3.21	-7.92	-0.28	3.21			
BAL.		3.41	4.51	-2.99	-2.99	4.10	4.10	-1.83	-1.38		
CO		-	-1.5	2.26	2.05	-1.50	-0.92	2.05			
BAL.		+0.65	+0.86	-2.16	-2.16	1.21	1.21	-1.17	-0.88		
CO			-1.08	0.43	0.61	-1.08	-0.59	0.61			
BAL.		0.46	0.62	-0.52	-0.52	0.84	0.84	-0.35	-0.26		
TOTAL	0	-74.87	74.88	-26.91	26.88	-31.73	31.75	-25.59	25.59		
CORTANTE ESTATICO	88.77	30.27	30.27	30.27	106.36	40.91	30.27	30.27	30.27	30.27	30.27
CORTANTE POR MOMENTOS	-17.02	+17.02	+10.90	-10.90	-1.10	-1.10	+1.40	-1.40	+5.82	+5.82	
REACCION FINAL	71.75	105.79	41.17	19.27	135.53	42.01	31.67	28.87	36.09	24.45	



ANALISIS DE LA POSICION 2

APOYO	A	B	C	D	E	F	
MIEMBRO	AB	BA BC	CB	CD	DC DE	ED EF	FE
F.D.	0	0.43 0.57	0.5	0.5	0.5 0.5	0.57 0.43	0
MOENTO	0	-33.30 +86.55	-86.55 +22.20	-22.20 60.88	-26.07 33.30	0	
BAL		-22.90 -30.35	32.18 32.18	-19.34 -19.34	-4.12 -3.11		
CO			16.09 -15.28	-9.67 16.09	-2.06 -9.67		
BAL		-6.92 -9.17	12.48 12.48	-7.02 -7.02	5.51 4.16		
CO			6.24 -4.59	-3.51 4.59	2.76 -3.51		
BAL		-2.68 -3.56	+4.05 +4.05	-3.68 -3.68	2.00 1.51		
CO			2.03 -1.78	-1.84 2.03	1.00 -1.84		
BAL		-0.87 -1.16	1.81 1.81	-1.52 -1.52	+1.05 0.79		
CO			0.91 -0.58	-0.76 0.91	0.53 -0.76		
BAL		-0.39 -0.52	0.67 0.67	-0.72 -0.72	0.43 0.33		
MOENTO TOTAL		-67.06 +67.06	-57.59 57.61	-30.86 30.83	-36.98 +36.98		
CORTANTE			58.50 58.50		106.36 10.67		
ESTATICO	30.27	30.27 30.27	30.27 30.27	30.27 30.27	30.27 30.27	30.27 30.27	30.27
CORTANTE POR MOMENTOS	-15.24	+15.24 + 2.15	-2.15 +6.08	-6.08 -1.40	+1.40 +8.4	-8.4	
REACCION FINAL	15.03	45.51 90.92	86.62 36.35	24.19 135.23	42.31 38.67	21.87	

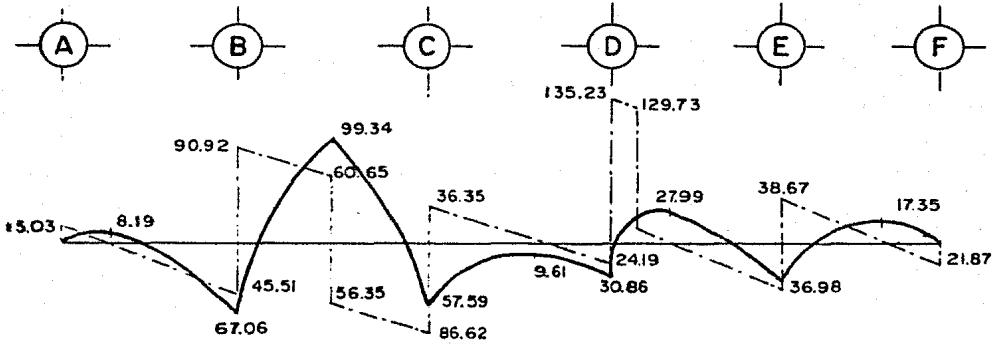


DIAGRAMA DE CORTANTES

DIAGRAMA DE MOMENTOS

MATERIALES:

$$\text{Concreto } f'c = 200 \text{ kg/cm}^2; \quad f^*_c = 0.8 f'c = 160 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f''c = 0.85 f^*_c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

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

DISEÑO POR FLEXION

$$\frac{L}{h} < 2.5 \quad (2.1.2. \text{ e. normas})$$

$$\frac{370}{200} = 1.85 < 2.5 \quad \text{Ok}$$

$$M_R = F_R A_s f_y Z \quad Z: \text{ brazo del par interno}$$

$$Z = (0.4 + 0.2 \frac{L}{h}) h \quad \text{si } 1 < \frac{L}{h} < 2$$

$$Z = (0.4 + 0.2 (1.85)) 2 = 1.54 \text{ m}$$

$$Z = 1.54 \text{ m}$$

$$M_u + = 124.55 (1.4) = 174.37 \text{ ton-m.}$$

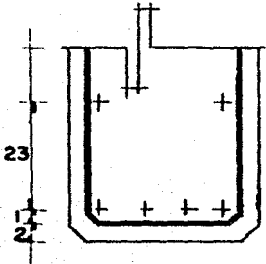
$$M_u - = 74.88 (1.4) = 104.83 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{17437000}{0.9 (4200) 154} = 29.95 \text{ cm}^2 \quad 86.40 \text{ cm}^2 = A_{s \text{ min}}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} bh = 0.0024 (180) 200$$

$$= 86.40 \text{ cm}^2 \quad \text{usar } 31 \# 6 \quad \text{o } 18 \# 8$$

DISTRIBUCION DEL ACERO POR FLEXION



Reforzo distribuido en una franja de $(0.2 h - 0.05L) \leq 0.2 L$
(4.14)

$$\therefore (0.2 (2.0) - 0.05 (3.45)) = 0.23 \text{ m} < 0.2L = 0.2 (3.70) = 0.74$$

Centro ide del refuerzo $\bar{x} = 14.5 \text{ cm.}$

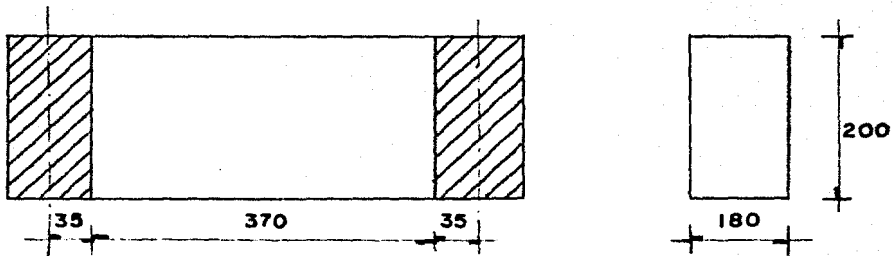
$$\text{Peralte real} = d_r = 200 - 14.5 = 185.5 \text{ cm.}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{86.40}{180 (195)} = 0.0024 < p_{\max}$$

$$p_{\max} = 0.75 p_b = 0.75 (0.0152) = 0.0114$$

El refuerzo es aceptable por flexión.

Revisión de esfuerzos de aplastamiento en los apoyos.



$$f_{per} \leq F_R f_c^* = 0.7 (160)$$

$$= 112 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$R_u = 1.4 (135.53) = 189.32 \text{ ton.}$$

$$f_{ap} = \frac{R_u}{b d_{apoy}} = \frac{189742}{180 (35)} = 30.12 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{ap} = 30.12 \text{ kg/cm}^2 < f_{per} = 112 \text{ kg/cm}^2.$$

REVISION POR FUERZA CORTANTE

$$\begin{aligned} \text{Sección crítica} &= 0.15 L < d && (5.1.5.g \text{ normas}) \\ &= 0.15 (370) = 56 < 185 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Acciones internas en la sección crítica:

$$\begin{aligned} M_u &= 135.53 (1.4) (0.35 + 0.56) - 13.76 (1.4) \left(\frac{0.70 + 0.56}{2} \right)^2 \\ &= 172.67 - 15.29 = 157.38 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= R_u - W_u (0.7 + 0.56) \\ &= 1.4 (135.53) - 13.76 (1.4)(0.7 + 0.56) \\ &= 189.74 - 19.26 (1.26) \\ &= 165.47 \text{ ton} \end{aligned}$$

La resistencia a fuerza cortante del concreto es:

$$\begin{aligned} V_{CR} &= 0.5 F_R b_d \sqrt{f_c^*} \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \\ 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} &= 3.5 - 2.5 \frac{157.38}{165.47 (185)} \\ &= 3.37 \text{ ton} > 1 \quad (2.5.1. \text{ normas}) \end{aligned}$$

$$V_{CR} = 0.5 (0.8) 180 (185) 12.65 (3.37) = 354.9 \text{ ton}$$

$$1.5 F_R b_d \sqrt{f_c^*} = 1.5 (0.8) 180 (185) 12.65 = 505.49 \text{ ton}$$

$$V_u = 165.47 \text{ ton} < V_{CR} = 354.9 < 1.5 F_R \text{ bd } f_c^* = 505.49 \text{ ton}$$

NO REQUIERE REFUERZO POR CORTANTE.

REFUERZO MINIMO:

$$a_s = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 100)}$$

$$= \frac{450 (180)}{4200 (180 + 100)} = 0.0689 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Para 100 cm de ancho $A_{SCV} = 100 (a_s) = 6.89 \text{ cm}^2/\text{m}.$

Separación de estribos:

$$S = \frac{100 (2) a_s \# 4}{A_{SCV}} = \frac{100 (2.54)}{6.89} = 36.87 \text{ cm}.$$

Separación Máxima

$$S_{\text{máx.}} = 50 \text{ cm}.$$

o

$$= 3.5 X_1 = 3.5 (180) = 630 \text{ cm}.$$

Se usarán estribos # 4 a 35 cm. c.a.c.

DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZONAS DE APOYO

Barras complementarias verticales.

$$S_v = 0.5 (s) = 0.5 (35) = 17.5 \text{ cm}.$$

Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a $0.2 h$. Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a $0.5 h$.

$$\text{Franja} = 0.2 h = 0.2 (200) = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Altura} = 0.5 h = 0.5 (200) = 100 \text{ m.}$$

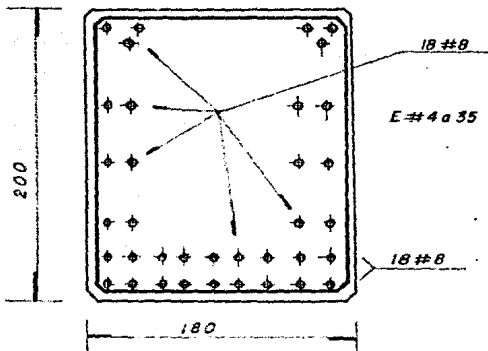
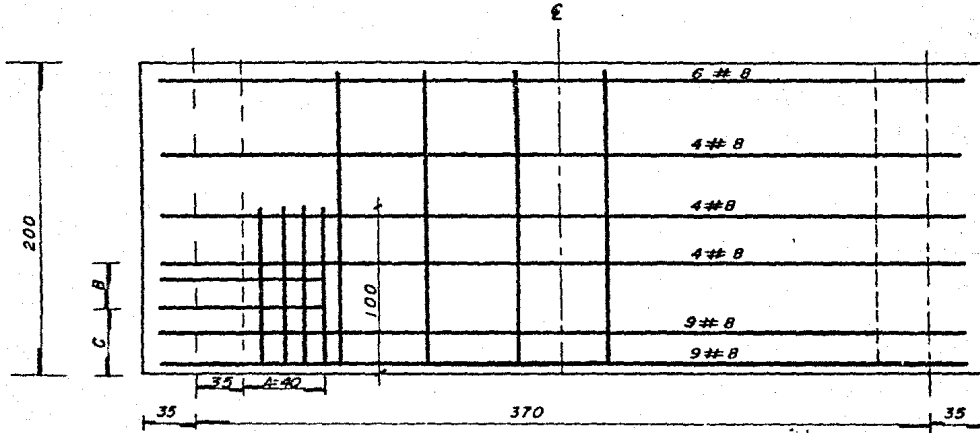
BARRAS COMPLEMENTARIAS HORIZONTALES.

$$S_h = \frac{S}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Franja} = (0.2 h - 0.05 L) = (0.2(200) - 0.05(370)) = 21.5 \text{ cm.}$$

$$21.5 < 0.2 L = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Longitud dentro de la viga} \quad 0.3 h \cong 0.3 (200) = 60 \text{ cm.}$$



A COMPLEMENTARIO VERTICAL
($0.2 h$) = 40 CM.

B = COMPLEMENTARIO HORIZONTAL
($0.2 h - 0.05L$) = 21.5 < $0.2L$

C = FLEXION ($0.2 h - 0.05 L$) =
= 21,5 < $0.2L$

RESISTENCIA POR TORSION, REFUERZO TRANSVERSAL

$$A_{SV} = \frac{s (T_u - T_{CR})}{F_R \Omega X_1 Y_1 f_{yv}} \quad (\text{ec. 2.35})$$

A_{SV} = Area transversal de una sola rama de estribo.

x, y = Lados menor y mayor de un estribo medidos centro a centro

s = Separación de los estribos.

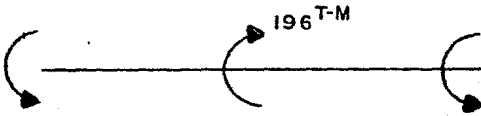
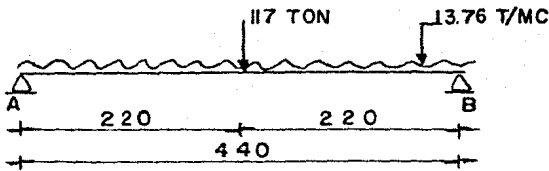
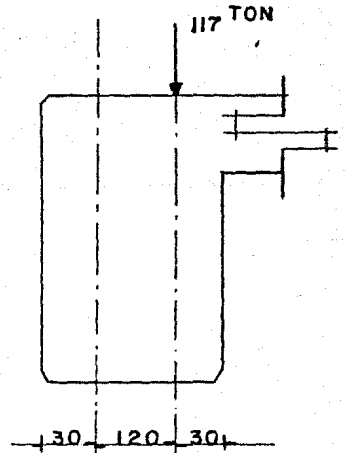
f_{yv} = Esfuerzo de fluencia de los estribos que no será mayor de 4200 kg/cm².

$$\Omega = 0.67 + 0.33 \frac{Y_1}{X_1} \leq 1.5$$

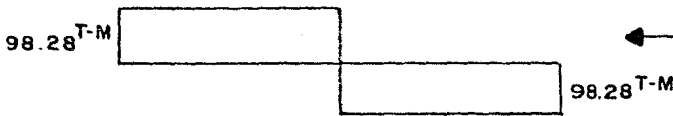
$$T_u = 4 T_{CR}$$

$$T_{OR} = 0.6 F_V \sum X^2 Y \sqrt{f_c^x}$$

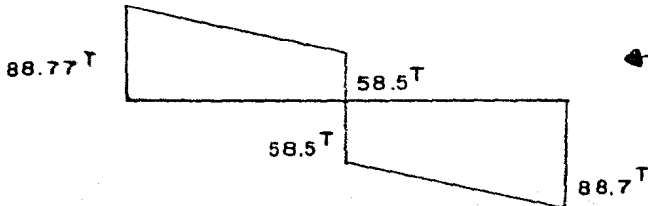
$$T_{CR} = 0.25 T_{OR}$$



$$MT = 117 (1.2) 1.4 = 196 T-M$$



← MOMENTOS TORSIONANTES DE DISEÑO



← DIAGRAMA DE CORTANTES

REVISIÓN DE LA NECESIDAD DE TOMAR EN CUENTA LA TORSIÓN.

$$T_{OR} = 0.6 F_R \sum x^2 y \sqrt{f_c^*} \quad (\text{ec. 2.33})$$

$$= 0.6 (0.8) 12.65 (180)^2 200$$

$$T_{OR} = 393.47 \text{ ton-m.}$$

Suponiendo que en cada lecho se corren 18 varillas # 8 a todo lo largo de la viga, de modo que para valuar V_{CR} puede tomarse en forma conservadora:

$$p_g = \frac{18 (5.07)}{180 (195)} = 0.0026 < 0.01$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (\text{ec. 2.16})$$

$$= 0.8 (180) 195 (0.2 + 30 (0.0026)) 12.65$$

$$V_{CR} = 98.75 \text{ ton.}$$

$$T_u = 98.28 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{T_u^2}{T_{OR}^2} + \frac{V_u^2}{V_{CR}^2} = \frac{(98.28)^2}{(393.47)^2} + \frac{(124.28)^2}{(98.75)^2} \quad (\text{ec. 2.32})$$

$$= 0.062 + 1.484$$

$$= 1.546 > 1 \quad \text{ok} \quad \text{primera condición}$$

$$T_{CR} = 0.25 T_{OR} \quad \text{cap. 2.1.6.}$$

$$= 0.25 (393.47) \quad (\text{ec. 2.34})$$

$$T_{CR} = 98.37 \approx T_u = 98.28 \text{ ton-m} \quad \text{no se cumple la segunda condición cap. 2.1.6.}$$

$$T_u = T_{CR}$$

LUEGO NO SE REQUIERE REFUERZO POR TORSIÓN.

2. LOSAS

Para el análisis de losas deberán considerarse dos casos: uno con una carga uniformemente distribuida de 2000 kg/m² y otro con la carga debida a un camión H-20.

MATERIALES

Concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

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

CONSTANTES

$$f_c^* = 0.8 f'c = 0.8 (200) = 160 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_c^{**} = 0.85 f_c^* = 0.85 (160) = 136 \text{ kg/cm}^2.$$

por ser $f_c^* < 250 \text{ kg/cm}^2$.

$$p_{\text{max.}} = pb = \frac{f_c^{**}}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{10200} = 0.015$$

$$0.75 P_b = 0.0114$$

Análisis y diseño de losas con carga uniformemente distribuida de 2.0 ton/m².

ESTIMACION DE LA CARGA

Se considera un peralte de 50 cm. $0.5 (2.4) = 1.2 \text{ T/m}^2$.

Carga viva 2.0 T/m².

$$W = 3.2 \text{ T/m}^2$$

Carga de diseño $W_u = F_c W = 1.4 (3.2) = \underline{4.48 \text{ T/m}^2}$

Estimación del peralte:

Peralte efectivo mínimo

$$d = \frac{2(390 + 380)}{300} = 5.13 \quad \text{Pag. 21 Normas.}$$

$$\text{Si } F_s = 0.6 f_y = 0.6 (4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2 > 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y } w = 3200 \text{ kg/m}^2 > 380 \text{ kg/m}^2. \quad (4.33e)$$

$$\text{Así } d_{\min} = 5.13 (0.034 \sqrt{2520 (3200)}) = 9.30 \text{ cm.}$$

$$d_{\min} = 9.30 \text{ cm.}$$

$$\text{recubrim} = \frac{2.0}{11.30 \text{ cm.}}$$

Se considerará un peralte de 50 cm.

REVISION POR FUERZA CORTANTE DEL PERALTE SUPUESTO.

La fuerza cortante máxima ocurre en este caso en el claro corto del tablero.

$$V = \frac{(0.5 a_1 - d)}{1 + (a_1/a_2)} W_u = \frac{(3.8/2 - 0.46) 4.48}{1 + (3.8/3.9)} = 3.48 \text{ ton.}$$

Resistencia de diseño:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0.5 (0.8) 100 (46) \sqrt{160} = 23274.4 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 23.27 \text{ ton} > V = 3.48 \text{ ton.}$$

El peralte supuesto se acepta por fuerza cortante.

ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION.

Los cálculos se refieren a una franja de un metro de ancho.

Peralte efectivo:

$$\text{Refuerzo positivo} \quad d = h - r = 50 - 4 = 46$$

$$\text{Refuerzo negativo} \quad d = h - r - 2 = 50 - 4 - 4 = 42$$

Refuerzo mínimo por cambios volumétricos:

$$a_{sm} = \frac{450 x_1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{450(50)}{4200(50 + 100)} = 0.03571 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (\text{ec. 33})$$

$$\text{en un ancho de 100 cm. } A_{Smin} = 0.03571 (100) = 3.57 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

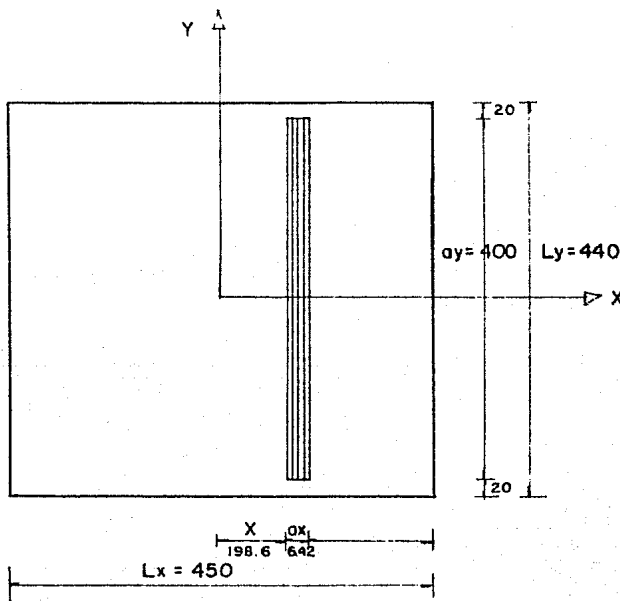
$$A_{Smin} = 3.57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

con barras # 3, a esta área corresponde una separación de:

$$s = \frac{100 a_s}{A_2} = \frac{100 (0.71)}{3.57} = 19.89 \text{ cm.}$$

usaremos # 3 a cada 20 cm.

CORRECCION DE MOMENTOS EN LOSAS POR CARGAS CONCENTRADAS. PASO DE UN TANDEM DE GRUA (SON 4 TANDEMS). REF. 2



PARA LOSAS CUADRADAS

Si $a_x \neq a_y$; a_x^4 es el coeficiente para los momentos flexionantes en la dirección a_x , y a_y^4 es el coeficiente para los momentos flexionantes en la dirección de a_y , y viceversa.

$$\text{si } \frac{a_x}{L} = \frac{6.42}{440} = 0.015$$

$$\frac{a_y}{L} = \frac{400}{440} = 0.91$$

$$a_x^4 = 0.12$$

$$\frac{a_y}{L} = 0.91$$

$$\frac{a_x}{L} = 0.015$$

$$a_y^4 = 0.067$$

Entonces los momentos flexionantes por unidad de ancho son:

En la dirección de a_x

$$\begin{aligned} a_x &= F (a_{x4} + 0.2 a_{y4}) \\ &= F (0.12 + 0.12 (0.067)) \\ &= 0.133 F \\ &= 0.133 (117) \end{aligned}$$

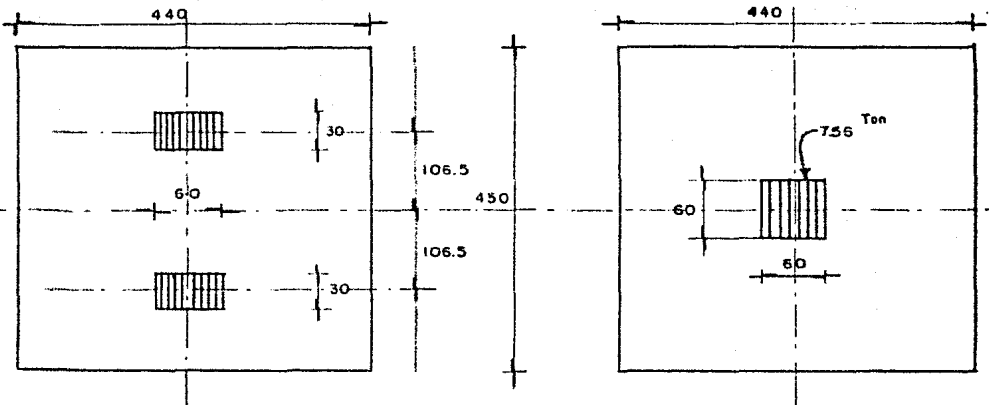
$$\underline{a_x = 15.56 \text{ T-M}}$$

en la dirección de a_y

$$\begin{aligned} a_y &= F (a_{y4} + 0.2 a_{x4}) \\ &= F (0.067 + 0.2 (0.12)) \\ &= 0.091 F \\ &= 0.091 (117) \end{aligned}$$

$$\underline{a_y = 10.65 \text{ T-M}}$$

CORRECCION DE MOMENTOS EN LOSA DEBIDO A UNA CARGA CONCENTRADA DE UN CAMION H-20 (REYNOLDS):



$$\begin{aligned} \text{si} \quad \frac{a_x}{L} &= \frac{0.6}{4.40} = 0.14 \\ \frac{a_y}{L} &= \frac{0.60}{4.40} = 0.14 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\frac{a_x}{L}} \right\} 0.18$$

$$\begin{aligned} a_x = a_y &= F (a_x 4 + 2 a_y 4)^2 \\ &= 9.83 (0.18 + 0.2 (0.18))^2 \quad 7.56 (1.3) = 9.83 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$a_x = a_y = 2.12 (2) = 4.24 \text{ Ton-m.}$$

RESUMEN DE MOMENTOS MAXIMOS.

Por peso propio y carga viva	$\frac{4.48 (4.4)^2}{12} =$	7.22 ton-m.	
Por paso de grúa		15.56 ton-m.	crítico
Por paso de camión H-20		4.24 ton-m.	

Revisión por flexión:

$$M_u = 1.4 (15.56) = 21.78 \text{ ton-m.}$$

$$M_R = \frac{21.78}{0.9} = 24.2$$

Cálculo de p

$$Q = \frac{M_R}{bb^2 f_c'} = \frac{2420000}{100 (46^2) 136}$$

$$Q = 0.084$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2Q}$$

$$q = 0.088$$

$$p = q \frac{f''_c}{f_y} = 0.088 \frac{156}{4200}$$

$$p = 0.0028 < P_{\max} = 0.75 p_b = 0.75 \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.0114$$

$$0.0028 < 0.0114$$

EL PERALTE SUPUESTO ES ACEPTABLE POR FLEXION.

ARMADO DEFINITIVO DE LOSA:

$$A_s = pbd = 0.0028 (100) 46$$

$$= 12.88 \text{ cm}^2.$$

usaremos # 5 a 15: cm

o # 6 a 22 cm

o # 8 a 30 cm

3.- PASARELAS

Longitud entre apoyos: 17.94 m.

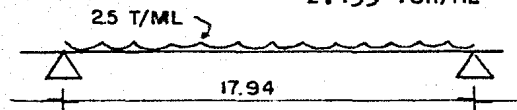
Losas precoladas de 0.1 x 1.01 x 0.515 cm.

Area de trabe = $0.4 (1.20) + \left(\frac{0.35 + 0.175}{2}\right) \cdot 20 = 0.85 \text{ cm}^2$.

Estimación de cargas

Peso de trabe 0.85 (2.4)	2.04 T/ML
Peso losas precoladas 0.515 (0.1) 1.01 (2.4)	0.125 Ton/ML
Relleno 0.07 (2.4)/2	0.084 Ton/ML
Carga viva 0.500/2	0.250 Ton/ML
	<u>2.499 Ton/ML</u>

$$CU = 2.5 \text{ T/ML}$$



$$M_{\epsilon} = \frac{WL^2}{8} = \frac{2.5 (17.94)^2}{8}$$

$$= 100.58 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{L}{h_T} = \frac{17.90}{1.20} = 14.92 \quad 2$$

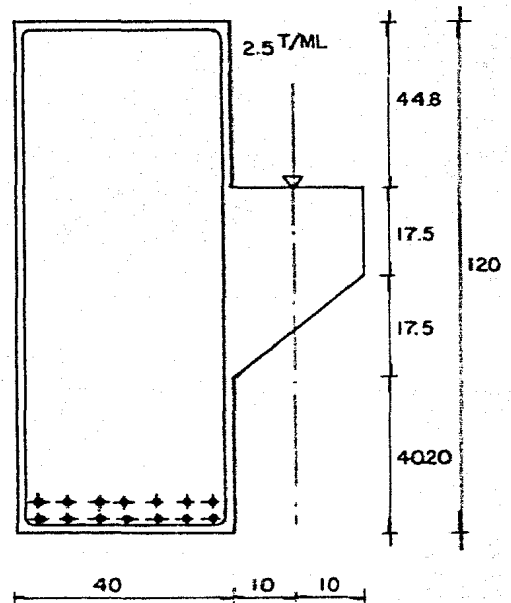
$$Q = \frac{1.4 (100.58)}{40 (115)^2 \cdot 136} = 0.1957$$

$$q = 0.2199$$

$$p = 0.2199 \frac{136}{4200} = 0.0071$$

$$A_s = 0.0071 (40) 115 = 32.75$$

usaremos 14 # 6.



DISEÑO DE LA MENSULA

CARGA CONCENTRADA SOBRE LA MENSULA

Peso losas precoladas	0.125
Relleno	0.084
Carga viva	<u>0.250</u>
	0.459

$$P_u = 1.4 (0.459) = 0.640 \text{ ton.}$$

MATERIALES:

Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = 160 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = 136 \text{ kg/cm}^2$

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

CALCULO DEL AREA DE REFUERZO POR FLEXION, A_{S1}

$$\frac{c}{h} = \frac{10}{35} = 0.29 < 1 \quad (2.1.2. f \text{ normas})$$

$$Z = 1.2 c = 1.2 (0.1) = 0.12 \text{ m} = 12 \text{ cm.}$$

$$M_u = CP_u = 10 (640) = 6400 \text{ Kg-cm}$$

$$A_{S1} = \frac{M_u}{F_R f_y Z} = \frac{6400}{0.9(4200)12} = \underline{\underline{0.14 \text{ cm}^2}} \quad \text{ec. 2.13.}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.14}{100(35)} = 0.0004 < 0.008 \quad (2.12 f)$$

Luego es correcto usar la ec. 2.13.

Usaremos $p_{\min} = 0.00236$

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO PARA CORTANTE POR FRICCIÓN, A_{uf}

$$V_R = F_R \mu (A_{uf} f_y + N_u) \quad (\text{ec. 2.29})$$

$$A_{uf} = \left(\frac{V_R}{F_R} - N_u \right) \frac{1}{f_y} \quad N_u = 0 \text{ en este caso}$$

$$A_{uf} = \frac{640}{0.8 (1.4) 4200} = 0.14 \text{ cm}^2$$

Revisión de las limitaciones indicadas por las expresiones

2.30 y 2.31

$$F_R (14A + 0.8 (A_{uf} f_y + N_u)) = 0.8 (14 (51.5) 35 + 0.8 (0.14) 4200 + 0) = 20564. \text{ Kg} > 640 \text{ Kg.}$$

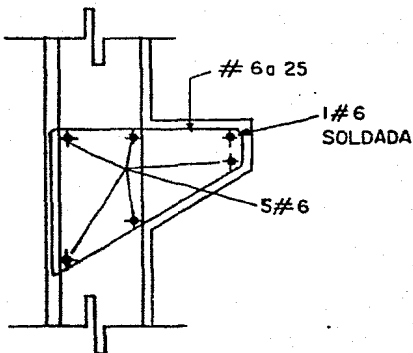
$$0.3 F_R \frac{f'_c}{c} A = 0.3 (0.8) 160 (51.5) 35 = 69216 \text{ kg} > 640 \text{ Kg.}$$

por lo que $A_{uf} = 0.14 \text{ cm}^2$ es correcta.

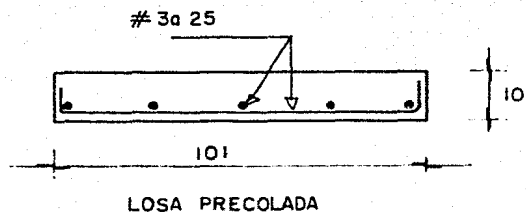
Armado propuesto

$$A_{S1} = 0.00236 (100) 25 = 11.41 \text{ cm}^2 > A_{uf}.$$

$$\therefore \# 6 \text{ a } 25$$



ARMADO DE MENSULA



LOSA PRECOLADA

LOSAS PRECOLADAS.

Estimación de cargas

Peso propio 0.515 (0.1) 1.01 (2.4) 0.25 T/ML

Relleno 0.07 (2.4) 1 0.17

Carga viva 0.50

$$w = 0.92 \text{ T/ML}$$

$$w_U = 1.4 (0.92) = 1.29 \text{ T/ML}$$

$$M_{\text{L}} = \frac{1.29 (1.01)^2}{8} = 0.164 \text{ T-M}$$

$$Q = \frac{16400}{100 (8)^2} = 0.019$$

$$q = 0.019$$

$$p = 0.019 \frac{136}{4200} = 0.001 < 0.75 \text{ Pb.}$$

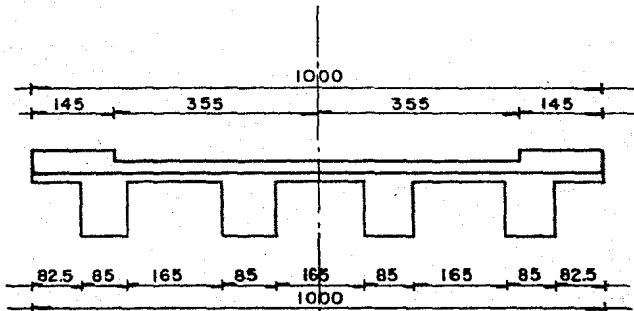
$$0.001 < P_{\text{min}} = 0.00236$$

$$A_s = 0.00236 (100) 8 = 1.9 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

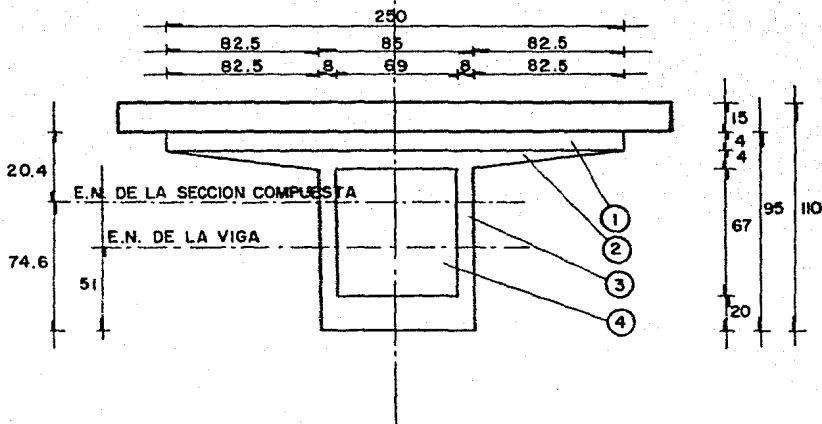
$$\text{Separación } s = \frac{100 (0.71)}{1.9} = 37.36 \text{ cm} > 3.5 h = 35$$

Usaremos # 3a 25 cm.

4.- TRABES PREESFORZADAS EN PASARELA DE ACCESO



SECCION TRANSVERSAL



GEOMETRIA DE UNA TRABE PREESFORZADA

TRABES PREESFORZADAS
EN PASARELA DE ACCESO

DATOS BASICOS:

CLARO:	22.50 m.
ANCHO:	7.10 m (de guarnición a guarnición)
CARGA PARAPETO:	360 Kg/ml.
CARGA MOVIL:	H20-S16
No. DE TRABES:	4
ANCHO DE ALETAS:	2.50 m.

PROPIEDADES DE LA SECCION AISLADA

Sección	A cm ²	Y cm	AY cm ³	d cm ⁴	Ad ² cm ⁴	I _o cm ⁴
1	1 000	93.00	93,000	42.0	1,764,000.	1,333.30
2	670	88.69	59,422.3	37.69	951,759.2	746.67
3	7 395	43.50	321,682.5	7.50	415,968.8	4'664,396.25
4	- 4 623	53.50	-247,330.5	2.50	- 28,893.25	1'729,387.25
	4 442		226,774.3		3'102,834.25	2'937,088.60

$$Y_b = \frac{AY}{A} = \frac{226,774.3}{4442}$$

$$Y_b = 51.0 \text{ (viga únicamente)}$$

$$I_{xx} = 2'937,088.60 + 3'102,834.25 = 6'039,922.85$$

$$S_2 = \frac{6'039,922.85}{51} = 118,429.80 \text{ cm}^3 \text{ (lecho inferior)}$$

$$S_1 = \frac{6'039,922.85}{44} = 137,270.97 \text{ cm}^3 \text{ (lecho superior)}$$

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA:

SECCION	A_2 cm ²	Y cm	AY cm ³	d cm	Ad ² cm ⁴	I_o cm ⁴
250 x 15	3 750.0	102.5	384,375	27.9	2'919,037.50	70,312.50
	<u>4 442.0</u>	<u>51.0</u>	<u>226,542</u>	<u>23.6</u>	<u>2,474,016.32</u>	<u>6'039,922.85</u>
	8 191		610,866		5'393,053.82	6'110,235.35

$$y_b = \frac{610.87}{81.91} = 74.60 \text{ cm (sección compuesta)}$$

$$I_{xx} = 5'393,053.82 + 6'110,235.35 = 11'503,289.17 \text{ cm}^4$$

$$S_{2c} = \frac{11'503,289.17}{74.6} = 154,199.59 \text{ cm}^3 \text{ (lecho inferior)}$$

$$S_{1c} = \frac{11'503,289.17}{35.4} = 324,951.67 \text{ cm}^3 \text{ (lecho superior) losa.}$$

$$S_{1c}' = \frac{11'503,289.17}{20.4} = 563,886.72 \text{ cm}^3 \text{ (lecho superior) trabe}$$

CALCULO DE LAS SOLICITACIONES.

CARGAS MUERTAS.

1.- CARGAS SOBREPUESTAS:

$$\text{PARAPETO } w = \frac{0.36(2)}{4} = 0.180 \text{ ton/m}$$

$$\text{ASFALTO } w = 0.06 (2.5) 2 = \underline{0.300} \text{ ton/m.}$$

$$w_{cs} = 0.480 \text{ ton/m.}$$

$$M_x = 5.4x - 0.24 x^2 \text{ ton-m.}$$

2.- LOSA $w = 0.15 (2.5) 2.4 = 0.90 \text{ ton/m}$

$$M_x = 12.125x - 0.45 x^2 \text{ ton-m}$$

3.- TRABE $w = 0.442 (2.4) = 1.066 \text{ ton/m}$

$M_x = 11.993 x - 0.533 x^2 \text{ ton-m.}$

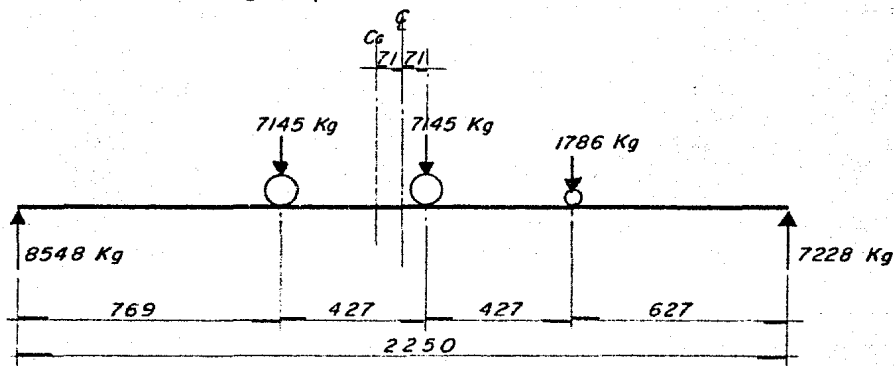
MOMENTO MAXIMO EN EL CENTRO DEL CLARO

1.- CARGAS SOBREPUESTAS	30.375 ton-m.
2.- LOSA	56.953
3.- TRABE	<u>67.463</u>
	154.791 ton-m.

CARGA VIVA:

IMPACTO: $I = \frac{50}{\frac{22.5}{0.305} + 125} = 0.251$

Cada trabe interior soporta $S/5 = \frac{5.41^1}{5.5} = 0.984$ veces la carga por eje, de ahí que la carga de una rueda trasera sea de 0.984 (16000 lbs) = 15738 lbs (7,145 Kg.) y 0.984 (4000) = 3934 lbs. (1786 Kg.) para cada una de las ruedas delanteras.



El momento máximo al centro del claro será:

$M = 8.548 (11.25) - 7.145 (3.56)$

$= 70.728 \text{ ton-m.}$

$$M_1 = 70,728 (11.25) = 88.40 \text{ ton-m.}$$

El momento máximo en el puente será de 1.26 m del apoyo izquierdo.

$$M_{12.36} = 8.548 (12.36) - 7.145 (4.27) - 75.14$$

$$M_1 = 75.14 (1.25) = 93.93 \text{ ton-m.}$$

MOMENTO EN LAS SECCIONES

Sección	2.25	4.50	6.75	9.00	11.25	
TRABE	24.286	43.175	56.67	64.76	67.45	SECCION
LOSA	20.503	36.45	47.84	54.68	56.95	
C.S.	10.935	19.44	25.52	29.16	30.38	AISLADA
C.V.	24.04	48.13	72.12	84.47	88.40	- SECCION
SUMA	79.76	147.20	202.14	233.07	243.18	RESISTENTE

ESFUERZOS DE LOS MOMENTOS EN LAS SECCIONES (Kg/cm²)

SECCION		2.25	4.50	6.75	9.00	11.25
TRABE	1	- 20.51	- 36.46	47.85	54.69	56.95
	2	+ 17.59	+ 31.45	41.28	47.18	49.13
LOSA	1	- 17.31	- 30.78	40.40	46.17	48.09
	2	+ 14.94	+ 26.55	34.85	39.83	41.49
C.S.	1	- 7.09	- 12.61	- 16.55	18.91	- 19.70
	2	+ 1.94	+ 3.45	+ 4.52	5.17	+ 5.39
C.V.	1	- 15.59	- 31.21	- 46.77	54.78	- 57.33
	2	+ 4.26	+ 8.54	12.79	14.98	+ 15.68
SUMA:	1	- 60.50	-111.06	151.57	174.55	182.07
	2	+ 38.83	+ 69.99	93.44	107.16	111.69

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

CONCRETO DE PESO NORMAL, CURADO CON VAPOR.

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{pu} = 19000 \text{ Kg/cm}^2; f_{pi} = 0.7 f_{pu} = 13300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{pe} = 0.82 f_{pi} = 10900 \text{ Kg/cm}^2; f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

(Refuerzo)

ESFUERZO DE FLEXION:

$$P_i = f_{pi} A_p = 13300 (25) = 332.500.0 \text{ Kg.}$$

$$P_e = f_{pe} A_p = 10900 (25) = 272,500.0 \text{ Kg.}$$

ESFUERZOS DEL CONCRETO EN LA TRANSFERENCIA.

Fibra superior.

$$\begin{aligned} f_1 \text{ en el extremo} &= -\frac{P_i}{A} + \frac{P_{ie}}{S_1} = -\frac{332500}{4442} + \frac{332500 (44)}{137270} \\ &= -74.85 + 106.58 \\ &= 36.80 \text{ Kg./cm}^2 \quad \text{Tensión} \end{aligned}$$

Fibra inferior.

$$\begin{aligned} f_2 \text{ en el extremo} &= -\frac{P_i}{A} - \frac{P_{ie}}{S_2} = -74.85 - \frac{332500 (44)}{118430} \\ &= -74.85 - 123.53 \\ &= -198.38 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{compresión} \end{aligned}$$

Fibra superior.

$$\begin{aligned}
 f_1 \text{ en el centro del claro} &= -\frac{P_i}{A} + \frac{P_{ie}}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \\
 &= -74.85 + 106.58 - \frac{12440000}{137270} \\
 &= -74.85 + 106.58 - 90.62 \\
 &= -58.89 \text{ Kg/cm}^2 \text{ compresión}
 \end{aligned}$$

Fibra inferior.

$$\begin{aligned}
 f_2 \text{ en el centro del claro} &= -\frac{P_i}{A} - \frac{P_{ie}}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \\
 &= -74.85 - 123.53 + \frac{12440000}{118430} \\
 &= -93.34 \text{ Kg/cm}^2 \text{ compresión}
 \end{aligned}$$

CONTRA LOS SIGUIENTES ESFUERZOS ADMISIBLES.

$$f_{ci} \text{ (compresión)} = 0.6 f'_{ci} = 0.6 (250) = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ti} \text{ (tensión)} = 0.8 f'_{ci} = 0.8 \cdot 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

Para reducir los esfuerzos en los extremos se debe cambiar la trayectoria o eliminar la adherencia de algunos toques: úsese el método de eliminar la adherencia.

ESFUERZOS DEL CONCRETO DESPUES DE LAS PERDIDAS CON CARGA VI
VA.

Fibra superior

$$\begin{aligned}
 f_{1p} \text{ (en el centro del claro)} &= -\frac{Pe}{A} + \frac{Pee}{S_1} - \frac{Mo}{S_1} - \frac{Mcs+cv+I}{S_{ic'}} \\
 &= -\frac{272500}{4 \cdot 442} + \frac{272500 (44)}{137270} - \frac{12440000}{137270} - \frac{11877500}{563887} \\
 &= -61.35 + 87.35 - 90.62 - 21.06 \\
 &= -85.68 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Compresión})
 \end{aligned}$$

Fibra inferior

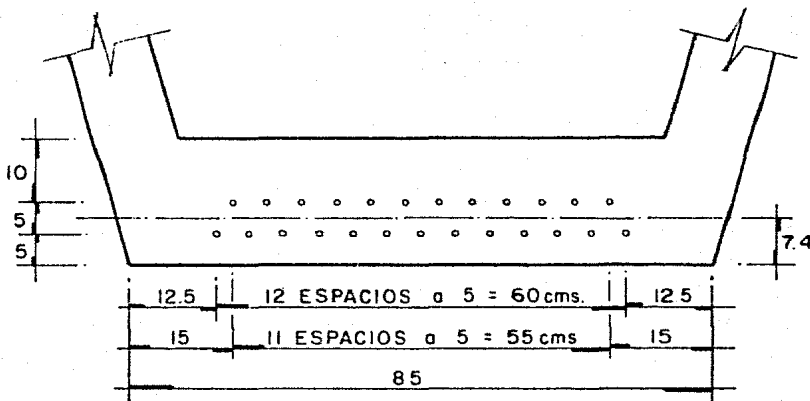
$$\begin{aligned}
 f_{2p} \text{ (en el centro del claro)} &= -\frac{Pe}{A} - \frac{Pee}{S_2} + \frac{Mo}{S_2} + \frac{Mcs+cv+I}{S_{2c}} \\
 &= -61.35 - \frac{272500 (44)}{118429} + \frac{12440000}{118429} + \frac{11877500}{154199.6} \\
 &= -61.35 - 101.24 + 105.04 + 77.03 \\
 &= -9.67 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{compresión})
 \end{aligned}$$

Contra los siguientes esfuerzos admisibles:

$$\text{Compresión} \quad 0.4 f'c = 0.4 (350) = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Tensión} \quad 1.6 f'c = 1.6 \cdot 350 = 30 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos calculados después de la transferencia son satisfactorios.



ACOMODO DE LOS CABLES EN EL PATIN INFERIOR

RESISTENCIA ULTIMA A FLEXION.

$$A_s = 25.00 \text{ cm}^2; d = 110 - 7.4 = 102.6 \text{ cm. } P = \frac{29}{102.6} = 0.00113$$

$$f_{su} = f_{pu} (1 - 0.5 P f_{pu} / f'_c)$$

$$= 19000 (1 - 0.5 (0.00113) 19000 / 350)$$

$$= 18417.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{ur} = 25 (18417.24) 10.26 (1 - 0.6 \frac{(0.00113) 18417}{350})$$

$$= 455.55 \text{ ton-m.}$$

Considerando la resistencia a la fluencia.

$$f_{py} = 16\ 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{urmin} = 25(16200) 102.6 (1 - 0.6 \frac{(0.00113)(18417)}{350})$$

$$= 400.17 \text{ ton-m.}$$

Momento último actuante.

$$M_{ua} = \frac{1.3}{\phi} (M_d + \frac{5}{3} M_1) \quad \phi = 1 \text{ para elementos prefabricados en planta.}$$

$$= 1.3 (154.78 + \frac{5}{3} (88.4))$$

$$= 392.75 \text{ n-m.}$$

Mua Murmin Mu

CONCLUSION: En el patín inferior solamente se colocará acero de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ para armar en sentido transversal.

Para evitar esfuerzos altos de compresión en la transferencia se engrasarán cables en la fibra inferior.

ESFUERZOS DE TRANSFERENCIA EN LA FIBRA INFERIOR

$$f_{0,0} = 198.38 - 0 - 0 = 198.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{2.25} = 198.38 - 20.50 - 7.10 = 170.78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{4.50} = 198.38 - 36.45 - 12.61 = 149.32 \text{ Kg/cm}^2$$

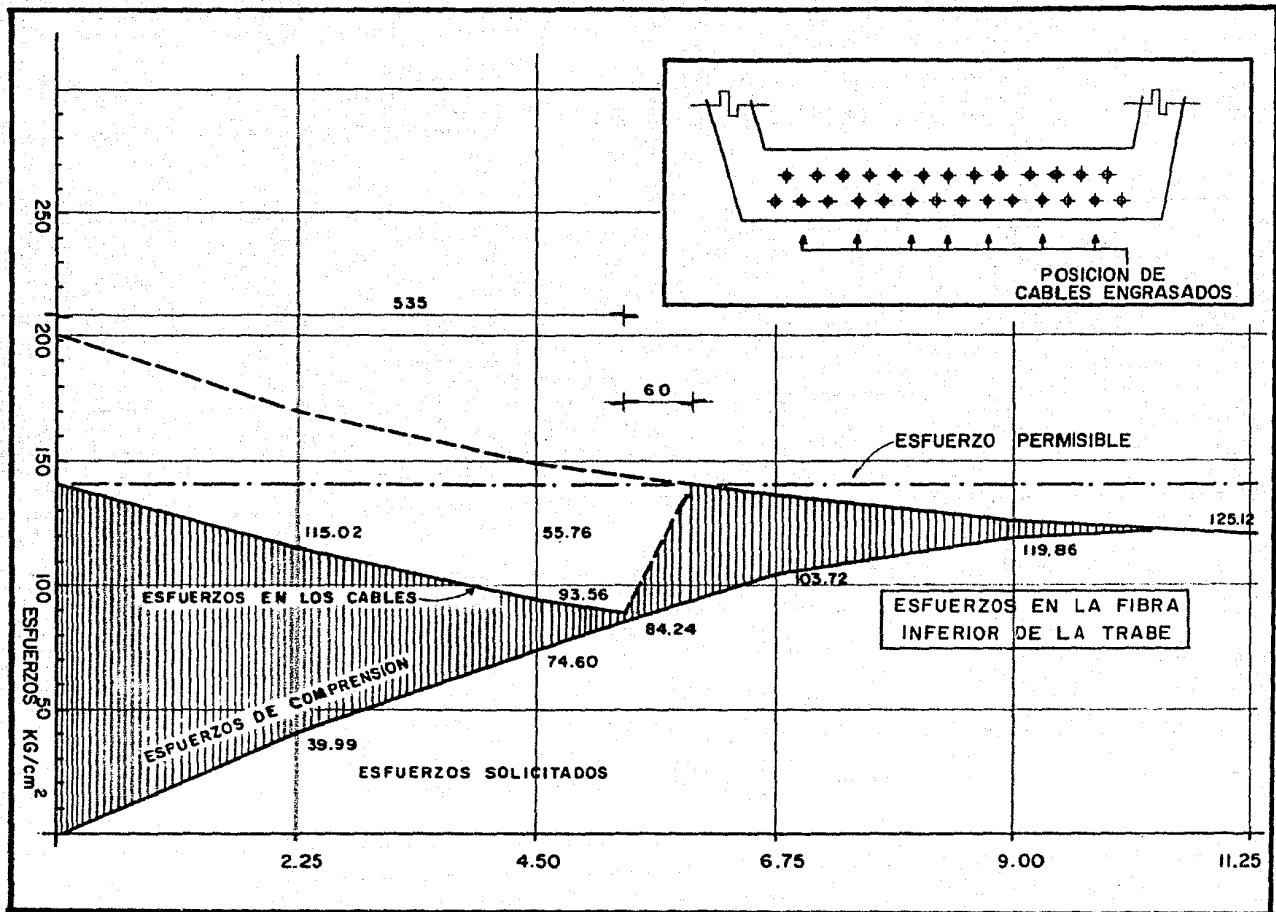
$$f_{6.75} = 198.38 - 47.84 + 16.55 = 133.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{9.00} = 198.38 - 54.68 + 18.91 = 124.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{11.25} = 198.38 - 56.95 + 19.70 = 121.73 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZOS SOLICITADOS POR LAS CARGAS ACTUANTES

$$f_{0,0} = 0$$



$$f_{2.25} = 15.59 + 7.09 + 17.31 = 39.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{4.50} = 31.21 + 12.61 + 30.78 = 74.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{6.25} = 46.77 + 16.55 + 40.40 = 103.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{9.00} = 54.78 + 18.91 + 46.17 = 119.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{11.25} = 57.33 + 19.70 + 48.09 = 125.12 \text{ Kg/cm}^2$$

REDUCCION DE CABLES (LECHO INFERIOR)

$$= \frac{1}{4458} + \frac{46}{118430} = 0.0006127 \quad 51-5 = 46 \text{ cm.}$$

$$7 \text{ cables } f = 7 (13000) 0.0006127 = 55.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{0,0} = 198.38 - 55.76 = 142.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{2.25} = 170.78 - 55.76 = 115.02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{4.50} = 149.32 - 55.76 = 93.56 \text{ Kg/cm}^2$$

ESTIMACION DE LAS PERDIDAS EN LAS SECCIONES CRITICAS

$$AF = 198.38 - 55.76) 0.14 = 19.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{0,0} = 142.62 - 19.97 = 122.65 \text{ Kg/cm}^2 \quad 0.00$$

$$f_{2.25} = 115.02 - 19.97 = 95.05 \text{ Kg/cm}^2 \quad 39.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{4.5} = 93.56 - 19.97 = 73.59 \text{ Kg/cm}^2 = 74.6 \text{ Kg/cm}^2$$

REVISION AL CORTANTE

CARGAS MUERTAS

$$V_{cm} = (1.066 + 0.9 + 0.48) \frac{22.5}{2} = 27.52 \text{ ton.}$$

CARGAS VIVAS

$$V_{cvMAX} = \frac{1.251(16.076)}{2} = 10.05 \text{ ton.}$$

$$V_u = \frac{1.5 (27.52) + 1.8 (10.05)}{0.85} = 69.85 \text{ ton.}$$

$$V_c = 0.06 f'c b_w d$$

$$= 0.06 (350) 16 (0.8) 102.6 = 27.58 \text{ ton.}$$

ACERO POR CORTANTE

$$A_v = \frac{(69.85 - 27.58) 100 S}{2 (4000) 0.8 (102.6)}$$

$$A_v = 0.06 S$$

$$\text{Si } S = 17 \text{ c m.}$$

$$A_v = 0.06 (17) = 1.09$$

3 a 17.

REVISION POR TEMPERATURA EN EL PATIN SUPERIOR.

$$P = 0.002$$

$$A_s = 8 (250) 0.002$$

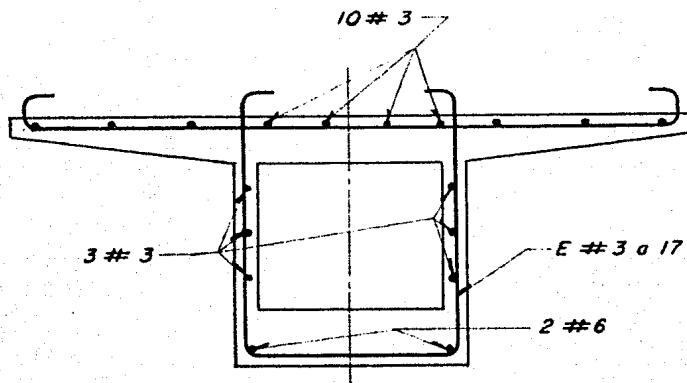
$$= 4 \text{ cm}^2 \text{ usaremos } 10\#3$$

REVISION POR TEMPERATURA DEL ALMA.

$$P = 0.002$$

$$A_s = 0.002 (8) 87$$

= 1.4 cm² usaremos 3#3 en cada alma.



PESO TOTAL DE LA TRABE CON LA SECCION LLENA DE 50 cm. EN CADA APOYO.

$$w = (0.4442 (21.685) + 1.3 (0.5)^2) \cdot 2.4 = 26.12 \text{ Ton.}$$

DISEÑO DE LA LOSA DE RIGIDEZ

CARGA VIVA

CARGA CONCENTRADA DE 8 ton. $M = \frac{PL}{4} = \frac{8 (2.5)}{4} = 5.00 \text{ ton-m.}$

CARGAS PERMANENTES:

PESO PROPIO $w = 480 \text{ Kg/M}$ $M = \frac{wL^2}{8} = \frac{0.48 (2.5)^2}{8} = 0.38 \text{ ton-m.}$

ASFALTO $w = 120 \text{ Kg/M}$ $M = \frac{0.12 (2.5)^2}{8} = 0.09 \text{ ton-m.}$

$M_u = 5.47 (1.4) = 7.65 \text{ ton-m.}$

$$M_u = 5.37 (1.4) = 7.52 \text{ ton-m.}$$

$$M_R = \frac{7.65}{0.9} = 8.50 \text{ ton-m.}$$

$$Q = \frac{M_R}{bd^2 f''_c} = \frac{850000}{100 (17.5)^2 136} = 0.2041$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2Q} = 0.23$$

$$p = \frac{f''_c}{f_y} q = \frac{136 (0.23)}{4200} = 0.0075$$

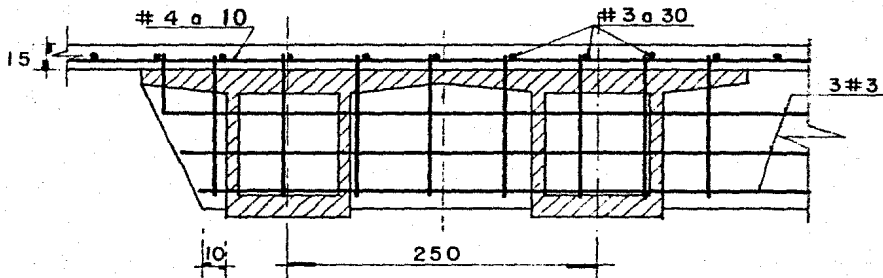
$$A_s = 0.0075 (100) 17.5 = 13.07 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1.27 (100)}{13.07} = 9.7 \# 4 \text{ a } 10$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 0.8 (200) = 160.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85 (160) = 136 \text{ Kg/cm}^2$$



DETALLE DE LOS DIAFRAGMAS Y LOSA

V.- CONCLUSIONES

Considerando que en el país existen tres tipos diferentes de -- instalaciones para reparación de buques:

- A .- Dique seco
- B .- Dique flotante
- C .- Muelle de reparaciones a flote

Se concluye que el muelle de reparaciones a flote en cuanto a -- manejo de buques es más versátil que los demás, ya que puede -- dar servicio a embarcaciones de 55,000 TPM y si se dá el caso -- hasta 80,000 TPM, situación que sería imposible en el dique se-- co o dique flotante, en los que su capacidad es hasta buques de 55,000 TPM.

En cuanto a costos de construcción se concluye que es más facti-- ble construir en nuestro medio un muelle de reparaciones a flo-- te en el que toda la tecnología es nacional y lo que se importa-- ría en todo caso, sería la grúa de pórtico, que construir un di-- que en el que toda la tecnología es de importación. Téngase en-- cuenta además, que los volúmenes de construcción en un dique -- son mayores.

Los tiempos y costos de operación son más bajos en el muelle de reparaciones a flote, en el que los buques atracan y amarran de la manera acostumbrada; mientras que en un dique seco las ma-- niobras previas a la operación son más complejas a las usuales.

Si bien en un muelle no se efectúan todos los tipos de repara-- ción que requiere un buque si se realizan la mayor parte de és-- tas.

BIBLIOGRAFIA.

1. Manual para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Reforzado. Comisión Coordinadora de la Industria Siderúrgica. - - 1976.
2. Reinforced Concrete Designer's Handbook. Octava Edición. By -- Chas. E. Reynolds.
3. Manual de Obras Civiles. CFE. México, 1969.
4. Concreto Presforzado. Khachaturian-Gurfinkel. Diana 1979.
5. Estructuras Marítimas. Ing. Luis Herrejón de la Torre. Editorial Limusa 1979.
6. Design and Construction of Ports and Marine Structures Alonzo De F. Quinn.
7. Bases de Diseño. Gerencia de Marina. Pemex.
8. Memoria de Cálculo Muelle III. Pajaritos, Veracruz. Mexiconsult, S.C.
9. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
10. Bridgestone Marine Fenders.