

49
2.3.85



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA**

**DISEÑO DE MUELLES SOBRE
PILOTES**

TESIS PROFESIONAL

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 :

FRANCISCO JAVIER FLORES AYALA

MEXICO, D. F.

FEBRERO, 1985



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



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 está 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.

I N D I C E

1.	INTRODUCCION	1
1.1	Antecedentes y objetivo del estudio	1
1.2	Nociones sobre buques, nomenclaturas y de finiciones elementales	5
1.2.1	Descripción del buque y nomenclatura de sus elementos y características generales	5
1.2.2	Capacidad de las embarcaciones	8
1.3	Características fundamentales de las obras de atraque	11
1.3.1	Longitud de muelle y profundidad del agua al pie de éste para embarcaciones de gran porte (1000 toneladas de peso muerto o más)	17
1.3.2	Longitud de muelle y profundidad del agua al pie de éste para embarcaciones pequeñas	18
1.3.3	Area de agua ocupada por una embarcación pequeña atracada	18
1.3.4	Altura de la corona del muelle sobre el nivel del mar	19
1.3.5	Ancho del muelle	19
2.	FUERZAS DE ATRAQUE QUE PRODUCE UNA EMBAR- CACION SOBRE UN MUELLE	20
2.1	Energía cinética de una embarcación con un movimiento de translación	20
2.2	Velocidad de atraque de una embarcación	22
2.3	Pérdidas de energía durante el atraque de una embarcación	23
2.4	Energía de atraque de una embarcación	23
2.5	Diseño y selección del sistema de defen- sas marinas	24
2.5.1	Hipótesis de diseño de una defensa marina	25
2.5.2	Absorción de energía de una defensa marina	26

2.5.3	Selección de la defensa	28
2.6	Limitaciones que se deben considerar al se leccionar un sistema de defensas	29
2.6.1	Limitaciones bajo condiciones de ataque	29
2.6.1.1	Fuerza reactiva máxima permisible	29
2.6.1.2	Area disponible para instalar las defen- sas	30
2.6.2.3	Altura requerida de la defensa	30
2.6.2	Limitaciones propias de las embarcaciones	31
2.6.2.1	Presión sobre el casco de la embarcación	31
2.6.2.2	Curvatura del casco de la embarcación	32
2.6.2.2.1	Curvatura en la dirección vertical	32
2.6.2.2.2	Curvatura en la dirección horizontal	33
2.6.2.3	Proyección de la embarcación	33
2.6.3	Limitaciones provocadas por las condicio- nes ambientales	33
2.6.3.1	Niveles de marea	34
2.5.3.2	Fuerza debida a la presión del viento	34
2.6.3.3	Fuerza debida a corrientes ocasionadas por la marea	36
2.6.4	Selección del número de defensas marinas	37
3.	SOLICITACIONES QUE ACTUAN SOBRE LOS MUELLES	38
3.1	Cargas muertas	38
3.2	Cargas vivas verticales	38
3.2.1	Cargas tipo 1	40
3.2.2	Cargas tipo 2	42
3.2.3	Cargas tipo 3	42
3.2.4	Carga debida a grúas automóviles	43
3.2.5	Cargas debidas a grúas normales para carga general	43
3.2.6	Cargas debidas a grúas de pórtico	45
3.2.7	Cargas debidas a grúas de semipórtico	45
3.2.8	Cargas debidas a grúas de contenedores	45
3.3	Fuerzas vivas horizontales	45

3.3.1	Impacto de la embarcación al atracar	47
3.3.2	Fuerzas inducidas por el viento	47
3.3.3	Fuerzas inducidas por las corrientes	47
3.3.4	Fuerzas inducidas por el oleaje	48
3.3.5	Fuerzas sísmicas	48
3.3.6	Fuerzas de frenaje	51
3.3.7	Fuerzas por temperatura	52
3.3.8	Combinación de sollicitaciones y factores de carga	52
4.	TRANSMISION DE CARGAS Y CONDICION DE CARGA CRITICA	53
4.1	Losa de piso del muelle	53
4.2	Trabes longitudinales y transversales del muelle	54
4.3	Distribución de fuerzas sobre pilotes	56
4.3.1	Muelles sobre pilotes verticales	56
4.3.1.1	Desplazamientos del muelle y de las cabezas de los pilotes	58
4.3.1.2	Momentos que actúan sobre la cabeza de los pilotes	58
4.3.1.3	Fuerza axial que actúa sobre la cabeza de los pilotes	59
4.3.2	Muelles sobre baterías de pilotes acoplados	60
5.	ESTABILIDAD DE TALUDES	64
5.1	Mecanismos de falla	65
5.1.1	Traslación	65
5.1.2	Rotación	65
5.2	Factor de seguridad	66
5.3	Requisitos del factor de seguridad	66
5.4	Métodos de cálculo de estabilidad de taludes	66

5.4.1	Estabilidad de taludes formados por suelos friccionantes	67
5.4.2	Estabilidad de taludes formados por suelos pueramente cohesivos	67
5.4.2.1	Método sueco	67
5.4.3	Estabilidad de taludes formados por suelos cohesivos y friccionantes	69
5.5	Gradiente de la pendiente de un talud	71
6.	DISEÑO DE PILOTES Y PILAS	72
6.1	Introducción	72
6.1.1	Alcance	72
6.1.2	Tipos de pilotes y pilas	72
6.1.3	Consideraciones generales para el diseño estructural	73
6.2	Análisis estructural de pilotes	73
6.2.1	Análisis por cargas verticales	73
6.2.2	Análisis aproximado por cargas laterales	75
6.2.3	Método refinado de análisis por cargas laterales	76
6.2.4	Manejo de pilotes	81
6.2.5	Hincado de pilotes	81
6.2.6	Grupos de pilotes	82
6.3	Análisis estructural de pilas	82
6.4	Requisitos de diseño	82
6.4.1	Factores de seguridad	82
6.4.2	Recubrimiento mínimo en pilotes y pilas de concreto	82
6.4.3	Unión de pilotes	83
6.4.4	Configuración de las pilas	83
6.4.5	Corrosión en pilotes de acero	83
7.	EVALUACION DE ESTADOS LIMITES DE FALLA DE PILOTES Y PILAS	85
7.1	Capacidad de carga bajo sollicitaciones verticales	85

7.2	Capacidad de carga ante sollicitaciones horizontales	93
7.3	Falla por extracción	95
7.4	Otros mecanismos	95
7.5.	Evaluación de estados límites de servicio	95
7.5.1	Asentamientos inmediatos	96
7.5.2	Asentamientos diferidos	96
7.5.3	Suelos expansivos	97
7.5.4	Asentamientos totales y diferenciales admisibles	97
APENDICE A.	LOSAS PERIMETRALES SUJETAS A CARGAS CONCENTRADAS	98
APENDICE B.	LINEAS DE INFLUENCIA PARA VIGAS CONTINUAS	100
	REFERENCIAS	184

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes y objetivo del estudio

No es muy conveniente definir simplemente un puerto como una zona de costa abrigada natural o artificialmente de la acción de los temporales. Para definirlo hay que tener presente su función esencial, que es la de permitir el embarque o desembarque de mercancías y pasajeros. Puerto es, pues, el lugar donde terminan y se enlazan las vías de comunicación marítimas y terrestres, comprendiendo entre estas últimas no sólo los ferrocarriles y las carreteras, sino también los canales y los ríos. Como consecuencia, la definición más concreta de un puerto es la siguiente:

Puerto es el lugar de enlace de las comunicaciones marítimas con las terrestres.

El acceso al puerto debe estar ampliamente asegurado para una y otra clase de comunicaciones. No hay ninguna razón para preocuparse solamente del acceso de los buques, descuidando el de las vías terrestres. Las facilidades así dadas a los buques no podrían ser utilizadas en su totalidad por el tráfico, puesto que si bien el puerto cubriría ampliamente el servicio de las rutas marítimas, resultaría insuficiente para los terrestres. Tan importantes son las comunicaciones terrestres como las marítimas, y es de capital importancia que el puerto marítimo esté en armonía con la comunicación por tierra; es decir, que la corriente de tráfico no debe dificultarse ni menos paralizarse en esta estación de transbordo denominada puerto. Tanto tráfico como pueda llegar por una de estas vías, la marí

tima o la terrestre, debe salir sin demora sensible, por la otra, y ambas deben estar combinadas en forma tal que se obtenga el máximo rendimiento del conjunto de las obras y medios puestos al efecto.

El llegar a esta armónica solución es un ideal económico difícil de conseguir, pues las capacidades para las dos clases de tráfico no se suelen desarrollar con el mismo ritmo, y generalmente, o hay deficiencias en las obras marítimas de protección o explotación, e incluso en los medios para esta explotación, o las hay en las vías terrestres, incluidos los medios fijos o móviles de transporte. De aquí resulta que prácticamente no puede llegar a dicha total armonía. Hay obras de importancia que deben hacerse con conveniente margen de previsión: habrá épocas en que parezcan excesivas, pero generalmente, la riqueza que crea un puerto impulsa al tráfico, tanto terrestre como marítimo.

Por esta razón los puertos deben concebirse con amplitud en su aspecto de enlace de las dos clases de comunicaciones, y proyectarse, o cuando menos anteproyectarse, de forma que puedan realizarse mediante los proyectos de sus sucesivas etapas necesarias para atender en cada momento el tráfico real y sin que las obras realizadas impidan o dificulten las futuras ampliaciones, debida y fundamentalmente previstas.

Las obras en los puertos son todas aquellas que tiendan a asegurar la finalidad que ha de cumplir el puerto. Pueden clasificarse primeramente en obras fundamentales y obras complementaria.

Son obras fundamentales las que atienden primordialmente al enlace de las comunicaciones, y serán, por consiguiente, de dos clases: marítimas y terrestres. Entre las primeras suelen ser de gran importancia las obras de abrigo o protección y las de ataque. A las segundas pertenecen los ferrocarriles, carreteras, canales, etc.

Las obras complementarias son las que contribuyen a la explotación del puerto, tales como: conservación de los calados (dragado); utillajes (grúas, cargaderos, etc.); depósito de mercancías (tinglados, almacenes, explanadas, pavimentaciones, etc.); aprovisionamiento (distribución de agua, suministro de carbón, combustibles líquidos, etc.); construcción y reparación de buques (varaderos, diques secos o flotantes, astilleros, etc.).

Las obras de protección tienen por objeto permitir que los buques puedan fondear y efectuar sus operaciones de carga y descarga con seguridad aún durante los más violentos temporales, si es posible. Algunas veces las condiciones naturales de la costa proporcionan este abrigo, pero generalmente es necesario complementar la obra de la naturaleza mediante las obras de protección contra los temporales, denominadas rompeolas.

Las obras de atraque sirven directamente para la explotación del puerto y están destinadas a permitir la carga o la descarga de las mercancías y el embarque o desembarque de pasajeros. Reciben el nombre de muelles, y suelen en algunos casos consistir en un frente vertical que limita a la superficie horizontal necesaria para permitir a los trenes o vehículos situarse al lado del buque y efectuar el transbordo entre éste y tierra con la mayor facilidad posible.

Aunque las obras que atienden a las comunicaciones terrestres tienen tanta importancia como las marítimas, en los tratados que se refieren al diseño de las obras que forman un puerto, se estudian especialmente las obras que se refieren a las comunicaciones marítimas. De acuerdo con la definición de puerto, la obra fundamental debe ser el muelle; pero prácticamente no suele suceder así, puesto que el muelle ha de estar abrigado, lo que obliga, salvo en los puertos naturales, a la construcción del rompeolas, que suele ser generalmente la obra más costosa y de más difícil realización. Por otra parte, el cálculo y proyecto de muelles, ya sean muros verticales, a base de pilotes, estructuras de concreto reforzado o metálico, etc., ha

sido, salvo detalles privativos de su naturaleza portuaria objeto de otros tratados. Por este motivo en este trabajo se -- pretende presentar en forma ordenada y lógica la secuela a seguir para desarrollar el diseño de muelles sobre pilotes o pilas en forma integral. En este enfoque integral se pretende -- incluir conceptos de Ingeniería Marítima, Mecánica de Suelos, Ingeniería Estructural e Ingeniería Náutica.

No se debe perder de vista que si se construye un puerto es pa -- ra explotarlo, y por consiguiente, para saber cómo hay que -- construirlo es preciso conocer primeramente como se debe explo -- tar.

No se podrá hacer un trazado correcto de los rompeolas, dársenas, muelles, zonas de servicio, etc., más que cuando se hayan determinado las necesidades presentes y futuras que la esta -- ción marítima debe atender, de qué medios se dispondrá para -- asegurar la carga y descarga de mercancías, su rápida evacua -- ción, etc., todo lo cual se consigue con el empleo de un ade -- cuado utillaje. Este último tiene, pues, gran influencia en -- la lógica determinación de las obras que se han de efectuar, y aunque lo hayamos incluido entre las obras complementarias, -- hay que tenerlo presente para el proyecto de las fundamenta -- les.

Las obras de los rompeolas, muelles y en general todas aque -- llas que son más o menos permanentes, constituyen lo que se de -- nomina infraestructura del puerto, y el utillaje, vías, almace -- nes, etc., la superestructura. Una y otra tienen que estar ar -- monizadas y dispuestas de forma que permitan obtener el máximo rendimiento del puerto.

De acuerdo con el objetivo fijado para este trabajo a continua -- ción se procederá a describir las características fundamenta -- les de las obras de atraque así como todos los aspectos rela -- cionados con estas.

1.2 Nociones sobre buques, nomenclaturas y definiciones elementales

Las partes constitutivas del buque son tantas y de terminología tan variada, que no es posible tratarlas en forma completa dentro de las limitaciones de este trabajo por lo que se verán de manera suscita, con el sólo propósito de familiarizarse en la terminología marítima.

1.2.1 Descripción del buque y nomenclatura de sus elementos y características generales

Buque, barco, embarcación o navío, es todo vaso flotante destinado a navegar, impermeable al agua y con o sin medios propios para su locomoción; dentro de las condiciones que han de satisfacer los buques se citan las siguientes como más importantes:

- a. Estanqueidad o impermeabilidad
- b. Flotabilidad. Sumergido el buque hasta la línea de máxima carga le quede el costado suficiente para navegar en mal tiempo.
- c. Estabilidad. Tal que, separado el buque por cualquier -- causa de su posición de equilibrio por sí solo vuelva a ella.
- d. Solidez. Que en todas sus partes, sea lo suficientemente fuerte para resistir los esfuerzos a los que esté sujeto.
- e. Maniobrabilidad. Que el barco reúna buenas condiciones de mando, con el propósito de que en el menor espacio posible pueda girar con facilidad.
- f. Eficiencia. Que aproveche del mejor modo la fuerza motriz que desarrollan sus máquinas.
- g. Velocidad. Que ésta sea máxima para cada tipo de embarca

ciones.

h. *Fácil carga y estiba.* Que los medios propios de carga y descarga sean de la máxima eficiencia para que se puedan distribuir bien las cargas dentro de las bodegas del buque.

De las dimensiones de un buque se citan aquellas que son de interés para el Ingeniero Portuario, con fines de aplicación al dimensionamiento de las instalaciones del puerto.

A la longitud del buque se le llama *eslora* (fig. 1.1), que es la distancia entre los puntos más salientes del barco.

A la anchura del buque se le designa como *mancha* (fig. 1.2) o sea en la sección más amplia del buque y por fuera del forro.

Al peralte de un buque se le denomina *puntal* (fig. 1.1), y es la altura medida en el centro de la eslora, desde el fondo hasta la cubierta principal.

Calado es la inmersión del buque para diferentes condiciones de carga y se definen entre otros: el calado máximo y el calado en lastre. El calado máximo es la altura desde la línea de flotación, en máxima carga, hasta el punto más bajo del buque. El calado en lastre es la altura medida desde la línea de flotación, estando la embarcación sin carga, hasta el punto más bajo del buque. Los calados se marcan en los costados de la embarcación al centro y en los extremos. Generalmente la embarcación cala un poco más en su parte posterior (fig. 1.1).

Proa es la parte anterior del casco, dispuesta en forma de curva, para mejor resistencia al movimiento en el agua. *Popa* es la parte posterior del casco, dispuesta en tal forma que facilite el paso de los filetes líquidos que van a llenar el vacío producido por el barco en su movimiento de traslación, evitando la formación de vórtices y ofreciendo buen campo de acción a los elementos de gobierno y propulsión (fig. 1.3).

Estribor es el costado derecho del buque, suponiendo al observador en popa y viendo hacia proa. *Babor* es el costado izquierdo de la embarcación en igualdad de condiciones del observador. *Amuras* son las partes curvas del casco próximo a proa, denominándose respectivamente amura de estribor y amura de babor. *Aletas* son las partes, en análoga situación, próximas a popa.

Ancla es la pieza metálica, de forma especial, que sirve para evitar que los barcos sean arrastrados por los vientos, corrientes, etc., manteniéndolos inmóviles y seguros en los fondeadores. Las anclas pueden ser de uno, 2 ó 4 brazos, con cepe o sin él. Las de cuatro brazos reciben el nombre de rezones. Las modernas no llevan cepe y se denominan de patente. Van unidas a cadenas de hierro dulce de eslabones elípticos, y divididos en trozos de 15 a 20 brazas por un eslabón especial llamado grillete, con el que se designa su longitud; siendo ésta de 8 a 12 grilletes. (fig. 1.4).

Casco. Cuerpo de la nave con abstracción del aparejo y de las máquinas. El ingeniero naval proyecta el casco del buque para las condiciones fijadas de capacidad, carga, dimensiones generales y velocidad a desarrollar. Posteriormente estudia el modelo a escala en el canal de experiencias y modifica, si es preciso, la forma proyectada para obtener la máxima eficiencia.

Quilla es la parte principal del casco, constituye una larga y robusta pieza longitudinal, aperaltada que corre de proa a popa sobre la cual descansa el conjunto de todas las demás. En sus extremos se levantan la *Roda*, pieza de hierro o acero fundido que forma el extremo de proa y el *Codaste*, pieza que forma el extremo de popa (fig. 1.5).

Afirmadas a la quilla y en dirección perpendicular a ésta, se encuentran las cuadernas, piezas curvas que dan forma al buque y sostienen el forro, es decir, constituyen el costillaje del buque, pudiendo considerarse la quilla como su columna verte-

bral. Las *bulárcamas*, son cuadernas muy reforzadas que brindan mayor rigidez al casco; entre cada 6 cuadernas suele haber una bulárcama, formando un sistema de construcción muy resistente; su uso es frecuente en los buques tanque. Se denomina cuaderna maestra a la sección máxima del buque, y se coloca generalmente a la mitad de la eslora máxima (fig. 1.6).

1.2.2 Capacidad de las embarcaciones

Línea y superficie de flotación. Se denomina "línea de flotación" a la línea que separa la parte seca (obra muerta y superestructura), de la parte mojada (obra o de carena), y plano de flotación al determinado por dicha línea; ésta se marca estando el barco flotando en aguas tranquilas. La línea de carga máxima es la de inmersión máxima considerando al buque en condiciones normales de navegabilidad.

Franco bordo. Se designa con este nombre a la reserva de flotación que es la distancia que hay entre la línea de máxima carga del buque y el canto superior de su cubierta principal, indicado con f en la fig. 1.7.

Importancia del Franco Bordo. En todo buque existe una línea de máxima carga o línea de flotación, que no debe rebasarse. Del valor lineal del franco bordo depende la seguridad del buque, pues la parte del barco sobre la superficie del agua estará más o menos sujeta al embate del oleaje.

La obra muerta influye considerablemente en la seguridad del buque; de manera que, por la reserva de flotabilidad de sus extremos, se evita que el buque se "cuele por ojo", en una ola ante un mar de proa, o que se inunde al ser alcanzado por otra cuando se corre un temporal; con un franco bordo adecuado, el buque tiene la propiedad de elevarse en el mar y a su vez de cabalgar sobre las olas.

A igualdad de condiciones, un buque de mucha eslora precisa de un franco bordo mayor que otro de menor eslora.

Discos del franco bordo y líneas de máxima carga. Los barcos tienen un límite de carga que no se puede sobrepasar que se -- marca en los costados del buque con un círculo (discos de franco bordo o disco de Plimsoll), fig. 1.8, que se encuentra cruzado por una línea horizontal. Si las condiciones fuesen igua les en todos los mares y estaciones, sería suficiente la línea trazada por el centro del disco para indicar la línea de máxi ma carga; pero la realidad no es esta, sino que las aguas del mar tienen distinta densidad, que varía según la estación y el lugar, por lo cual se pintan líneas que definen el límite de - máxima carga para diferentes mares y en distintas estaciones - del año, como se muestra en la figura 3.8, en la que T = regio nes tropicales, V = verano, I = invierno, A N I = Atlántico -- norte en invierno , D = agua dulce en verano, T D = agua dulce tropical.

Tonelada por cm de inmersión. Se denomina tonelada por cm de inmersión de un buque, el peso que hay que añadir para sumer gir un cm al barco, paralelamente a su línea de flotación. Su póngase (fig. 1.9) que un buque flota en la superficie A B y que debido a cierto peso se ha hundido paralelamente una altu ra de T metros hasta A'B'.

El volumen de agua desalojado al cargar el barco en forma uni forme es igual al volumen del barco contenido entre los pla-- nos de flotación AB y A'B'. El peso de este volumen de agua desalojado se le denomina "Desplazamiento" y está dado por

$$D = \rho V$$

donde

D - desplazamiento en ton

V - volumen de agua desalojado al cargar al barco en m³

$\rho = 1.025 \text{ ton/m}^3$ = peso específico del agua de mar

Para obtener el número de toneladas por centímetros de inmer-- sión bastará dividir el desplazamiento antes obtenido entre -- 100 T.

Diversos desplazamientos de un buque. Desplazamiento en rosca es el peso del buque al ser botado al agua, libre de carga, -- combustible, agua, aceite y efectos de consumo; incluye el peso del casco completo con todos sus accesorios, instalaciones completas de maquinaria, calderas, maquinaria auxiliar, etc.

Desplazamiento en lastre. Es el correspondiente al buque, ligto para navegar con dotaciones de combustible, agua, lastre, - etc., pero sin carga.

Desplazamiento en carga. Es el peso del buque con todos los - pertrechos y la máxima carga que puede transportar.

Porte. Es el peso de la carga que transporta el buque y se mide en toneladas métricas.

Porte bruto o peso muerto. Es el peso del volumen de agua desplazada al pasar el barco, de las condiciones de buque descargado (desplazamiento en rosca), a las de plena carga (desplazamiento en carga). Es decir, es el peso que es capaz de transportar el buque.

Porte neto. Es el peso del volumen de agua desplazada, al pa-sar el barco, de las condiciones de buque descargado pero con dotación de agua, combustible, víveres, etc. (desplazamiento - en lastre), a las de plena carga (desplazamiento en carga). Es decir, es el peso de la carga propiamente dicha que es capaz - de transportar el barco.

Arqueo. En todo tiempo los pueblos marítimos han usado procedimientos diversos para la evaluación de la capacidad de sus - buques; así los griegos y romanos utilizaban "Talentos" y "Anforas"; en la Edad Media, en las costas occidentales de Europa, se usaba como unidad de medida el "Tonnel", "Tollegen", o "Tonneau". En 1854 propuso Moorson el sistema que lleva su nom--bre, en que el cálculo del volumen interno del buque se mide - en toneladas de arqueo, equivalente a 100 pies³ ó 2.832 m³. En 1858 Inglaterra adoptó el sistema Moorson, siguiéndolo después otros países, siendo en la actualidad de uso común. Es el sis

tema aceptado en México.

El arqueo de un buque es la medida de su capacidad, expresada en toneladas Moorson o de Arqueo.

Tonelaje bruto de registro. Es el arqueo bruto de un buque, - considerando todos los espacios interiores existentes, incluyendo; bodegas, sala de máquinas, superestructura, etc.

Tonelaje neto de registro. Es el arqueo neto de las bodegas - de carga del buque únicamente y se obtiene deduciendo del arqueo bruto el volumen de los espacios que por su uso no pueden ser dedicados para alojar carga.

El arqueo de los barcos sirve de base para la aplicación de los derechos fiscales y de numerosas disposiciones de las leyes y reglamentos marítimos; primas en la construcción y navegación, tarifas de practicajes y remolques, derechos periciales, etc., pero sobre todo para la aplicación de los derechos de puerto.

Una dimensión de la embarcación que se encuentra ligada con su línea de flotación es la *Eslora Entre Perpendiculares*. Esta se define como la distancia longitudinal que en calado máximo forma la línea de flotación de la embarcación.

1.3 *Características fundamentales de las obras de atraque*

Las obras de atraque son estructuras ubicadas a la orilla del mar o en las riberas de los ríos y tienen por función facilitar el enlace de los transportes marítimos y terrestres y por ende el transbordo de las mercancías. Su forma y situación - están condicionados por el área de agua abrigada y el frente de tierra disponible; sin embargo, la forma, cualquiera que ésta sea cabe en los grupos siguientes:

a. *Muelle en peine (espigón)*

El muelle de este tipo se construye dentro del mar y se utilizan ambos lados como dársenas. Cuando la línea litoral es limitada se pueden obtener longitudes de atraque importantes ubicando varios muelles de este tipo. Al mismo tiempo presentan la desventaja de tener plataformas pequeñas que limitan la comunicación con el transporte terrestre (fig. 1.10).

b. *Muelles marginales (malecones)*

Los muelles de este tipo permiten que los barcos atraquen paralelamente a la línea del litoral y presentan la ventaja de tener una plataforma muy amplia que permite una muy buena comunicación con el transporte terrestre. Este tipo de muelle se utiliza en puertos que tienen suficiente terreno para desarrollarse (fig. 1.11).

c. *Muelle en abanico*

En los últimos años se está planificando un tipo de muelle que combina las características de los muelles anteriores y que recibe el nombre de muelle en abanico (ver fig. 1.12).

En cualquier distribución que se elija, no debe perderse de vista que se trata de obtener el máximo frente de atraque con la mayor economía, dentro de las limitaciones que el sitio tenga, pero previendo además, el suficiente espacio entre muelles, a fin de que el arribo de las embarcaciones se haga sin peligro y puedan maniobrar libremente. En su mayoría, los muelles toman una forma poligonal con lados de dimensión variable, según el uso que se le destine y es recomendable darles la mayor longitud posible en línea recta.

Por su estructura, los muelles pueden ser de muy variados tipos: de pilotes o pilas, construídas en acero, madera o concreto armado; muros de gravedad, ya sean de mampostería, concreto simple o bloques precolados y por último, aquellos en

que el muro vertical se forma por una pared de tablestacas metálicas, de concreto armado o de madera. El tipo de muelle - según esta clasificación queda definido por las características físicas del terreno que constituye el fondo marino, en el sitio en que quedará ubicado el muelle, las cuales permiten - elegir la cimentación y subestructura más adecuada. El tipo más usual de muelle es el constituido por pilas o pilotes y - por este motivo ha sido escogido para los fines del presente trabajo. En seguida se describen las características fundamentales más importantes de este tipo de muelles.

Los muelles de pilotes o pilas se diseñan como una estructura rígida en la que las fuerzas laterales se toman por medio de una batería de pilotes o pilas o por la acción de marco rígido. Sin embargo, debido a las deformaciones elásticas ocasionadas por la flexión, se presentan algunos desplazamientos, - que es usual se ignoren en la absorción del impacto (fuerza lateral de mayor importancia) que ocasiona sobre el muelle - una embarcación al atracar.

Si el terreno es un material arenoso; ya sea suelto o medianamente compacto, o bien es arcilloso o limoso, se recomienda - la utilización de pilotes. De éstos, los más comunes son los precolados de concreto reforzado, los pilotes de madera o -- bien los tubulares de acero.

Si el material de fondo es compacto, ya sea arena cementada, arcilla rígida o roca, o bien si a dicho material compacto le sobreyace un manto de material suelto o suave de poca potencia, entonces, no es posible efectuar el hincado de pilotes, por lo que hay que recurrir a un tipo de subestructura o base de pilas de concreto reforzado o metálicas que se empotren o se apoyen por superficie, en la capa de material compacto. Las de concreto pueden ser colocadas en el lugar o bien precoladas, y es necesario preparar su desplante con una perforación previa en el estrato duro cuya profundidad dependerá de las condiciones de apoyo que se hayan considerado en el cálculo

lo para dichos elementos, con objeto de garantizar la estabilidad del muelle (empotradas, articuladas o bien apoyadas simplemente en el estrato resistente).

En general, se utilizarán pilotes cuando el desplante de la estructura no se pueda realizar a costo razonable sobre roca u otro material sólido de apoyo. Asimismo, si en el sitio elegido para la obra existe peligro de socavación, es aconsejable el uso de pilotes aún cuando el terreno natural sea capaz de soportar directamente las cargas que le transmite la estructura.

En las figs. 1.13 y 1.14 se ilustra la estructuración (subestructura y superestructura) típica de los muelles de pilotes y de pilas respectivamente. Esta estructuración se tomará con base en todo el trabajo para el diseño de este tipo de muelles.

Con objeto de que los muelles cumplan con su finalidad en forma más eficiente se dotan de instalaciones de amarre. Estas constan de lo siguiente:

- a. *Bitas*. Son piezas de fierro fundido u otro material que se colocan generalmente junto a la arista exterior del muelle, para permitir a los navíos sujetarse al mismo por medio de sus amarras. Excepcionalmente se colocan a poca distancia atrás del plano de atraque.

Estas piezas trabajan a tensión en la dirección de las amarras y los esfuerzos se originan por el viento, las corrientes, y el oleaje que actúa sobre la embarcación o debido a amarres defectuosos y por último al atraque del buque. Constan esencialmente de una placa de base que se une al muelle por medio de pernos adecuadamente anclados, y de uno o varios cuerpos, donde se sujetan las amarras de los navíos; estos elementos reciben el nombre de bolardos (fig. 1.15).

En definitiva, el cálculo de las bitas queda determinado por el esfuerzo estático del viento y eventualmente por la acción de las corrientes, debiendo aumentarse razonablemente, para tener en cuenta la mala posición de los cables y la acción de la ola.

La cifra de 100 ton adoptada para bitas de un cuerpo y de 50 ton para las de dos cuerpos, da una seguridad suficiente y considera la inclinación de las amarras, la mala disposición de ellas y la agitación del mar.

En la fig. 1.16 se ilustra un tipo de bita, sus dimensiones más usuales, y el anclaje.

- b. *Argollones*. Son anillos de fierro empotrados a los muelles por medio de anclas y que cumplen una función similar a las bitas.
- c. *Defensas*. El atraque de grandes navíos, se hace por lo general con ayuda de remolcadores; sin embargo, los pequeños barcos atracan regularmente por sus propios medios haciendo las maniobras acostumbradas.

Teóricamente la intervención de los remolcadores suprime las acciones dinámicas que resultan del movimiento propio del navío; en efecto, el trabajo consiste en guiar el curso del buque de manera tal que al llegar al muelle lo haga con una velocidad final casi nula. Los últimos 20 ó 30 m los recorre el barco usando sus cables de amarre y tirando de las bitas para aproximarse al muelle. En caso de que el viento esté soplando hacia el atracadero, o la corriente se dirija hacia la ribera (en el caso de un puerto fluvial), los remolcadores deben impedir que la nave sea empujada con violencia contra el muelle.

En la actualidad los constructores son de la opinión que es preferible el empleo de muros macizos en los muelles, por estar dotados de masa suficiente para oponerse a las acciones incontrolables de los navíos durante el atraque;

sin embargo, una fuerza viva no puede ser destruida a menos que origine un trabajo (en nuestro caso un desplazamiento) y como los muros son rígidos, es necesario colocar entre barco y muelle un elemento elástico que amortigüe los choques para ambas partes; estos dispositivos son los que se conocen con el nombre de defensas y deben proyectarse tanto para proteger el muelle del impacto del buque, como para evitar que este último sufra averías. La preferencia para utilizar un muelle se reduce si éste no está provisto de defensas de atraque.

- d. *Duques de Alba*. Se pueden asimilar a obras de atraque a pesar de utilizarse también para el amarre y la protección de los atracaderos livianos, diques flotantes, puentes giratorios, etc.

Están constituidos en general por haces de pilotes de 3 a 24 piezas, el número utilizado es proporcional al esfuerzo a soportar y el haz se une en dos o tres niveles por cinturones metálicos rígidos o flexibles (cables); los pilotes del centro son verticales, los de la periferia ligeramente inclinados. Se les colocan cadenas colgantes que facilitan el amarre (fig. 1.17). Pueden construirse Duques de Alba con plataforma: su forma es semejante a los atracaderos pero de pequeña longitud (de 4 a 6 m) (fig. 1.18). Estas estructuras deben emplearse cuando es preciso conservar una cierta distancia entre el navío y el paramento de atraque, con objeto de proteger los pórticos y las grúas del contacto con el buque. Se pueden construir en lugar de los muros de atraque, cuando las condiciones del movimiento y naturaleza de la carga lo permitan.

Las instalaciones de amarre forman una de las partes más importantes y fundamentales en un puerto. Por esta razón, al diseñarse, deben considerarse los siguientes puntos:

- a. Deben responder a cambios en el sistema de transporte, tales como aumento de carga, aumento de tamaño de los barcos, mecanización del manipuleo de la carga en el futuro, tienen que considerar tipo, tamaño, número de barcos por utilizar, tipo de carga, clase de personas a las que se dará servicio, cantidad y forma de manipuleo de la carga.
- b. La distribución de las instalaciones de amarre debe decidirse considerando las facilidades de atraque y desatraque del barco, las relaciones entre el plan de urbanización en la zona de influencia y el transporte terrestre considerando la meteorología, meteorología marina, geología, configuración terrestre, etc.
- c. Además las instalaciones de amarre tienen que planificarse con suficiente balance para aprovechar debidamente el terreno en la zona trasera del puerto y el transporte terrestre.

1.3.1 *Longitud de muelle y profundidad del agua al pie de Este para embarcaciones de gran porte (1000 toneladas de peso muerto ó más)*

Para amarrar al muelle una embarcación de costado son necesarias las cuerdas indicadas en la fig. 1.19. Entre ellas, las de proa y las de popa tienen por objeto dar estabilidad a la embarcación durante el atraque. Para que este objetivo se cumpla se requiere que las citadas cuerdas formen un ángulo con el paramento de atraque lo más cercano a 45° y sin excederlos. La distancia medida en forma paralela al paramento de atraque de las cuerdas de amarre de proa y de popa sumadas a la eslora

de la embarcación definen la longitud del muelle. Para muelles que permiten el atraque de dos o más embarcaciones es común que las cuerdas de amarre de cada barco atracado se crucen varias veces. Para definir la longitud de muelle en este caso, es usual considerar que el espacio entre la proa de una embarcación y la popa de la otra sea igual a una manga de los mismos (ver fig. 1.20). Para embarcaciones de gran porte la profundidad del agua frente al muelle es igual al calado del barco con carga completa (calado máximo) más un resguardo que varía de 0.5 a 1.5 m.

1.3.2 Longitud de muelle y profundidad del agua al pie de este para embarcaciones pequeñas

Para embarcaciones pequeñas la longitud de muelle se obtiene agregando aproximadamente 20% de la eslora a la eslora real y la profundidad al pie del muelle se obtiene agregando al calado máximo de la embarcación un resguardo que varía entre 0.5 y 1.0 m.

1.3.3 Área de agua ocupada por una embarcación pequeña atracada

Si el atraque de la embarcación sobre el muelle es de costado (ver fig. 1.21), el área de agua que ocupa es un área rectangular de $(1.2L)$ m por $(M+1)$ m.

Si el atraque de la embarcación sobre el muelle es en forma longitudinal (ver fig. 1.22), el área de agua que ocupa es un área rectangular de $(2.5L)$ m por $(M+3)$ m.

Si el atraque de la embarcación sobre el muelle es doble longitudinal (ver fig. 1.23), el área de agua que ocupa es un área rectangular de $(L+5)$ m por $(M+3)$ m.

1.3.4 *Altura de la corona del muelle sobre el nivel del mar*

El criterio a seguir, para fijar la altura de la corona del muelle sobre el nivel del mar, se rige por diversos factores entre los cuales se pueden mencionar:

- a. El nivel de máxima marea observada
- b. El costo de la estructura, por su altura
- c. El sistema usualmente seguido para la carga y descarga de las embarcaciones.

Para los puertos mexicanos, en que la amplitud de la marea no es excesiva (salvo los del extremo norte del Golfo de California) se pueden usar para la altura de la corona del muelle sobre el nivel del mar los valores indicados en la Tabla 1.1. - En los lugares donde hay mareas altas extraordinarias, oleaje y asentamientos del suelo hay que decidir con suficiente cuidado considerando estas condiciones.

1.3.5 *Ancho del muelle*

La longitud del muelle multiplicado por su ancho definen la plataforma de trabajo del muelle. Esta área se debe disponer con armonía para que funcionen integralmente los servicios de transporte terminal, de pasajeros, de servicio y otras funciones de los barcos, servicios sanitarios portuarios y sistemas ambientales del puerto.

La magnitud del área de trabajo del muelle depende de la forma de administración y operación, de las máquinas de manipuleo de carga, del sistema de transporte y áreas totales y del porcentaje de esta área ocupada por cada instalación de muelle (de carga general, de comercio exterior).

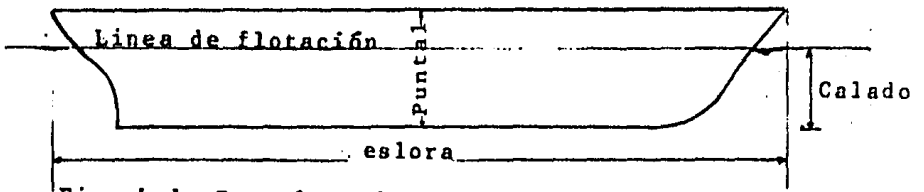


Fig. 1.1 Puntal, eslora y calado

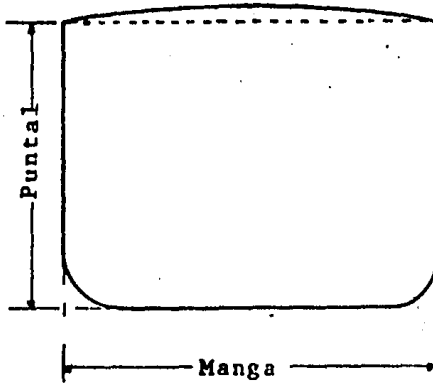


Fig. 1.2 Manga y puntal

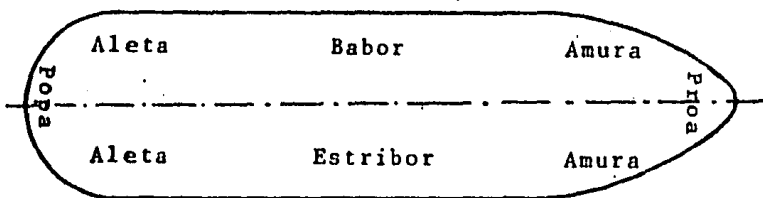


Fig. 1.3 Proa, popa, babor, estribor, aleta y amura

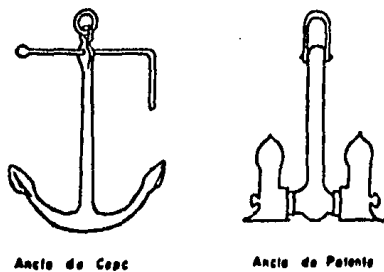


Fig. 1.4 Anclas

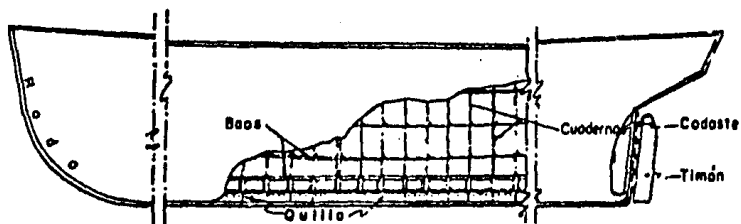


Fig. 1.5 Quilla, roda y codaste

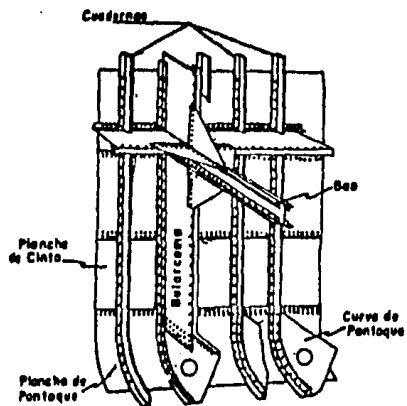


Fig. 1.6 Cuadernas y bularcama

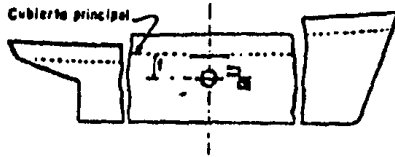


Fig. 1.7 Distancia de franco bordo

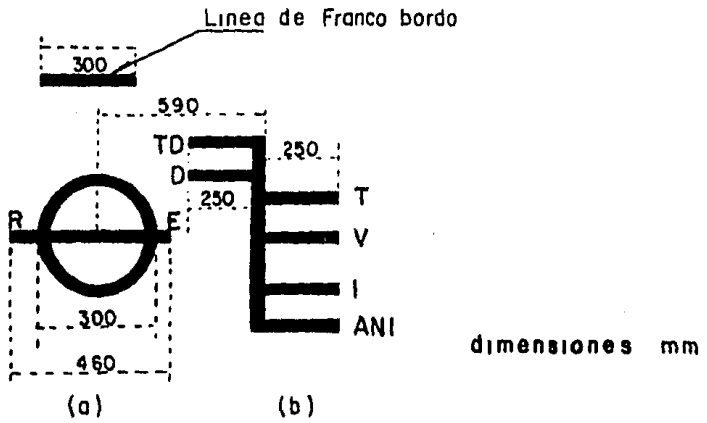


Fig. 1.8 Discos de franco bordo



Fig. 1.9 Inmersión de un buque al cargarse uniformemente

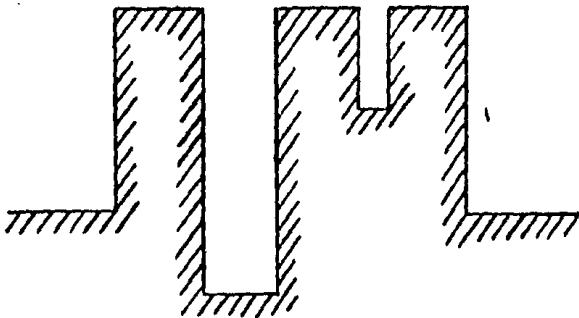


Fig. 1.10 Muelle en peine



Fig. 1.11 Muelle marginal

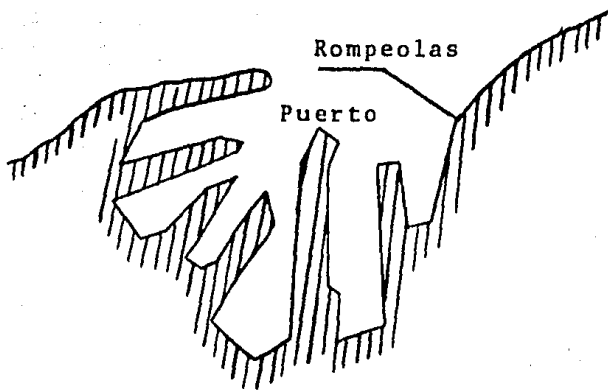


Fig. 1.12 Muelle en abanico

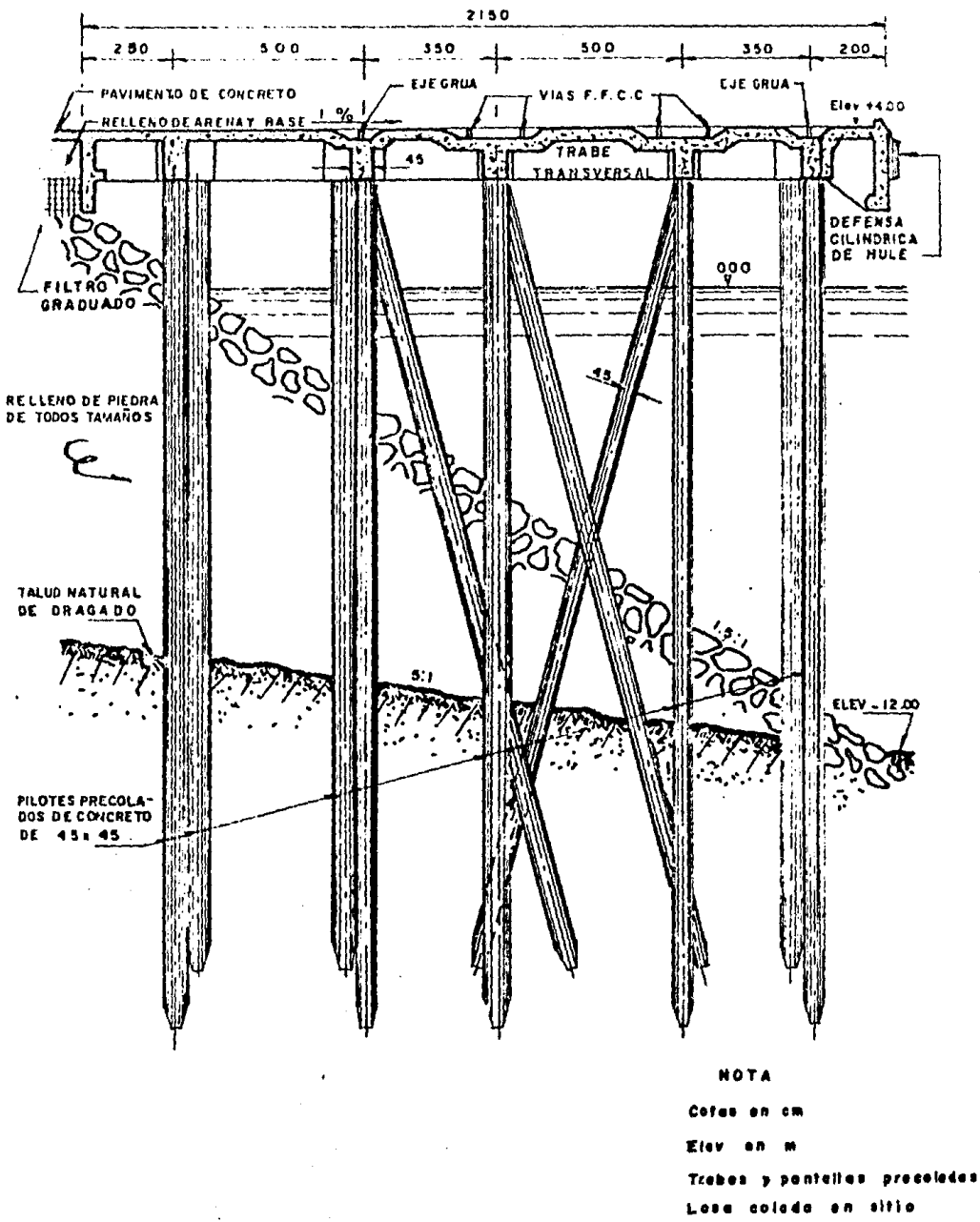


Fig. 1.13 Muelle de concreto sobre pilotes.

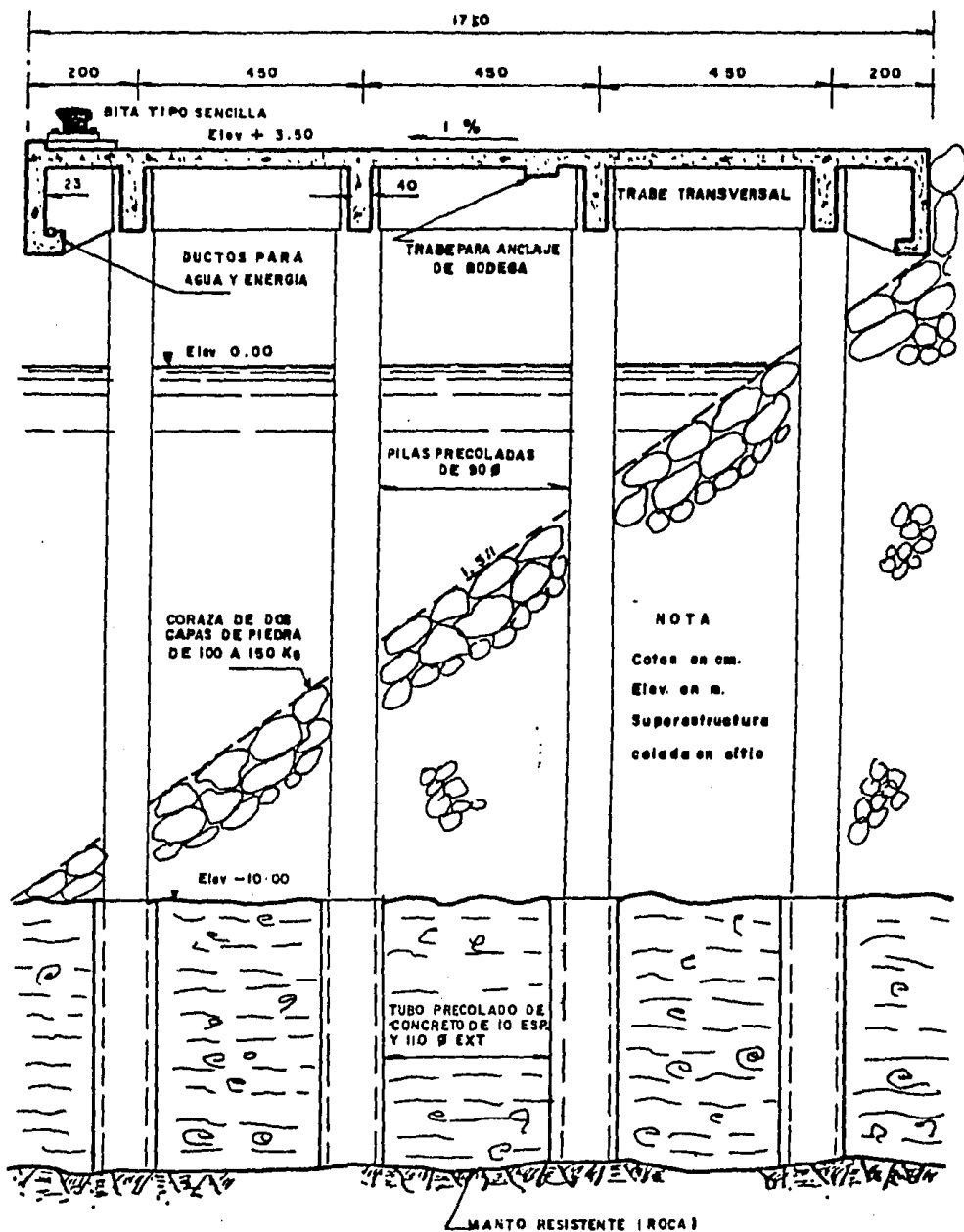
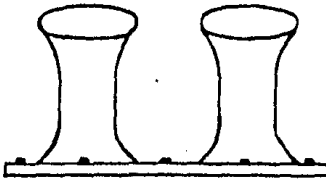
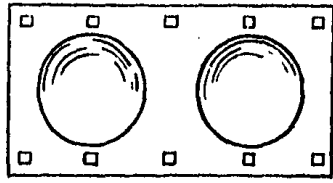


Fig. 1.14 Muelle de concreto sobre pilas.



ELEVACION



PLANTA

Fig. 1.15 Bitas

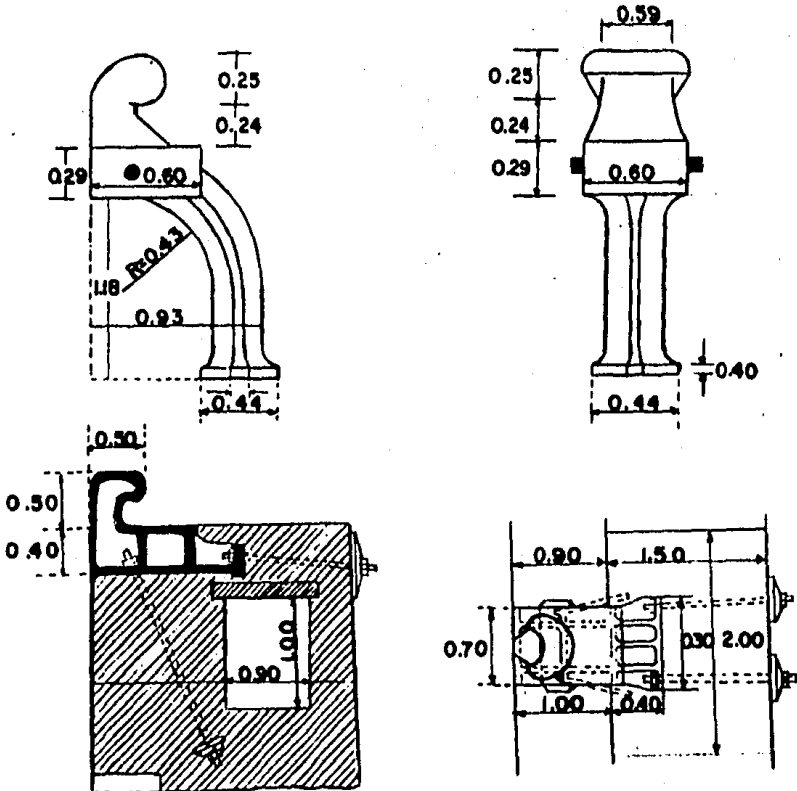


Fig. 1.16 Dimensiones y anclajes de dos tipos de bitas muy usuales

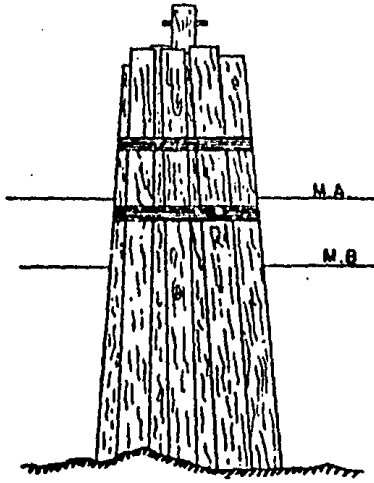


Fig. 1.17 Duque de alba en forma de haz

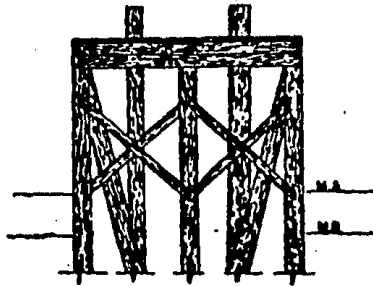


Fig. 1.18 Duque de alba en forma de plataforma

- A - Largo de proa
- B - Largo de popa
- C - Spring
- D - Través

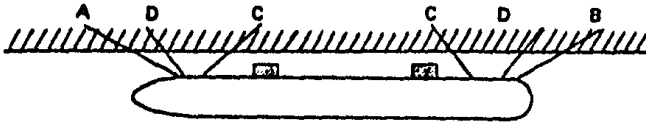


Fig. 1.19 Posición de las cuerdas de amarre

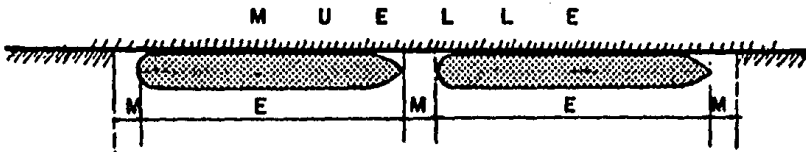


Fig. 1.20 Longitud de muelle

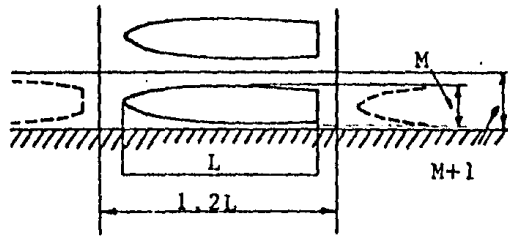


Fig. 1.21 Atraque de costado

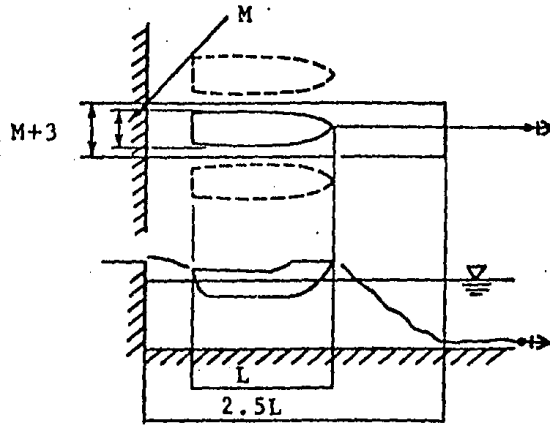


Fig. 1.22 Atraque longitudinal

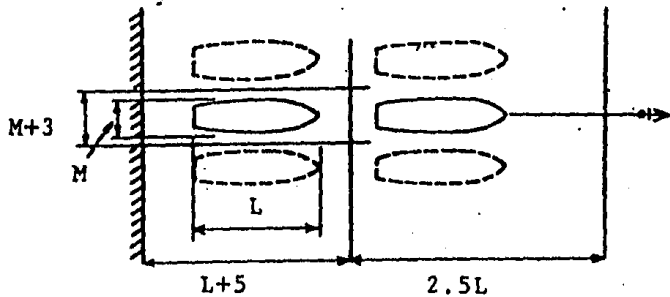


Fig. 1.23 Atraque doble longitudinal

	Altura de la marea de 3,0m ó más	Altura de la marea menor de 3,0m
Muro de muelle para buques grandes (con una profundidad de aguas de 4.5m ó más)	0.5 ~ 1.5m	1.0 ~ 2.0m
Muro de muelle para buques pequeños (con una profundidad de aguas menor de 4.5m.)	0.3 ~ 1.0m	0.5 ~ 1.5m

Tabla 1.1 Altura de la corona del muelle sobre el nivel del mar

2. FUERZAS DE ATRAQUE QUE PRODUCE UNA EMBARCACION SOBRE UN MUELLE

Una embarcación durante la maniobra de atraque transmite al muelle una energía denominada "Energía de atraque". Durante esta maniobra la embarcación se encuentra sometida a un movimiento de translación hasta que hace contacto con el muelle. Una vez que esto sucede la embarcación gira alrededor del punto de contacto y completa la maniobra de atraque. En ángulo de incidencia o de aproximación de la embarcación sobre el muelle (ángulo que forma el eje longitudinal de la embarcación con el paramento de atraque) durante la maniobra de atraque debe ser pequeño para evitar daños a aquella. Se recomienda que el ángulo de incidencia sea menor a 10°.

2.1 *Energía cinética de una embarcación con un movimiento de translación*

La energía cinética de una embarcación con un movimiento de translación con velocidad V durante la maniobra de atraque está dada por

$$E_1 = \frac{1}{2} MV^2 = \frac{1}{2} \frac{W}{g} v^2 \quad (2.1)$$

donde

- E_1 - energía cinética en ton-m
- M - masa que provoca el impacto en ton seg^2/m
- V - velocidad de atraque de la embarcación en m/seg
- W - peso estimado de la embarcación en ton
- g = 9.8 m/seg² = aceleración de la gravedad

Cuando una embarcación realiza la maniobra de atraque produce sobre el agua sobre la cual se desplaza un efecto tal que una parte de ésta se mueve con la embarcación y su peso debe agregarse al de la embarcación. Por esta razón el peso estimado de la embarcación está dado por

$$W = W_1 + W_2 \quad (2.2)$$

donde

W_1 - es el peso de la embarcación en ton

W_2 - es el peso del agua que se mueve con la embarcación durante la maniobra de atraque en ton

En función del tipo de la embarcación se determina su peso, -- W_1 , el cual está dado por el desplazamiento en carga.

El peso del agua que se mueve con la embarcación durante la maniobra de atraque también se le denomina "Peso adicional". -- Stelson Mavils obtuvo en forma teórica que el peso adicional -- está dado por el peso de un cilindro de agua de mar que tiene un diámetro equivalente igual al calado y una longitud igual a la eslora de la embarcación o sea

$$W_2 = \frac{\pi}{4} \gamma L C_M^2 \quad (2.3)$$

donde

$\gamma = 1.025 \text{ ton/m}^3$ = peso específico del agua de mar

L - eslora de la embarcación en m

C_M - calado máximo de la embarcación en m

El peso estimado de la embarcación dado por la ec 2.3 puede expresarse como

$$W = W_1 \frac{W_1 + W_2}{W_1} = W_1 F_M \quad (2.4)$$

donde F_M recibe el nombre de "Factor de masa". B.F. Saurin de terminó experimentalmente que este factor tiene un valor de 1.3. El peso estimado de la embarcación calculado con la ec 2.4 resulta ligeramente menor que el calculado con la fórmula teórica del peso adicional W_2 .

Otro criterio usual para calcular el peso estimado de la embarcación es el propuesto por Vasco Costa y está dado por la siguiente expresión

$$W = W_1 C_H = W_1 \left(1 + \frac{2C_M}{M} \right) \quad (2.5)$$

donde

- C_H - coeficiente hidrodinámico
- C_M - calado máximo de la embarcación en m
- M - manga de la embarcación en m

2.2 Velocidad de atraque de una embarcación

La velocidad de atraque o de incidencia es función de las características de la embarcación, de las condiciones en que se produce el atraque y de la potencia y número de remolcadores. A continuación se presentan algunas de las recomendaciones más usuales para determinar la velocidad de atraque.

En el catálogo de defensas de la Compañía Bridgestone (ref 1) se publica un gráfico con velocidades de atraque registradas en diferentes muelles. Este gráfico se ilustra en la fig. 2.1 y de él pueden obtenerse las siguientes recomendaciones

Tamaño de la embarcación (peso muerto)	Velocidad de atraque (m/seg)
Por abajo de 10,000 tons	0.20 - 0.30
De 10,000 a 50,000 tons	0.10 - 0.20
Por encima de 50,000 tons	0.10 - 0.15

En el catálogo de defensas de la Compañía Shibata Industrial (ref 2) se presenta un gráfico de velocidades de atraque registradas en el Japón. En este gráfico se relaciona el tonelaje neto de la embarcación y la velocidad de atraque y se presenta en la fig. 2.2. En dicho catálogo también se recomiendan velocidades de 0.15 m/seg para embarcaciones de 50,000 a 85,000 toneladas de peso muerto y 0.10 m/seg para embarcaciones mayores.

El profesor Vasco Costa realizó una serie de observaciones en el Puerto de Lisboa para determinar velocidades de atraque - considerando las condiciones de navegación existentes y el tamaño de las embarcaciones. En la fig. 2.3 aparecen los resultados que obtuvo y que han sido tomados de la ref 3.

2.3 Pérdidas de energía durante el atraque de una embarcación

Una vez que la embarcación hace contacto con el paramento de atraque procede a girar alrededor del punto de contacto hasta que se adosa completamente al muelle. Por esta razón la energía cinética que la embarcación adquiere por su movimiento de translación se consume parcialmente como energía de giro. La pérdida de energía correspondiente puede obtenerse con la expresión

$$E_2 = \frac{1}{2} \frac{W}{g} v^2 \frac{(\ell/r)^2}{1 + (\ell/r)^2} \quad (2.6)$$

donde

ℓ - distancia medida del punto de contacto al centroide de la embarcación en dirección paralela al paramento de atraque en m (ver fig. 2.4)

r - radio de giro de la embarcación alrededor de su centro de gravedad con referencia al plano del nivel del agua en m

2.4 Energía de atraque de una embarcación

La diferencia entre la energía cinética de una embarcación y sus correspondientes pérdidas al atracar se denomina la energía de atraque o sea

$$E = E_1 - E_2 = \frac{1}{2} \frac{W}{g} v^2 \frac{1}{1 + (\ell/r)^2} = \frac{1}{2} \frac{W}{g} v^2 K \quad (2.7)$$

donde K se denomina "Factor de excentricidad" y se puede obtener la fig. 2.5.

El valor de r es aproximadamente igual a la cuarta parte de la eslora de la embarcación si se acepta que la sección horizontal de ésta es una elipse alargada o un rectángulo. La probabilidad de que la distancia entre el punto de contacto y la proa o la popa de una embarcación al atracar sea de un cuarto de su eslora es muy alta. Esta situación se caracteriza diciendo que la embarcación atraca en el "punto 1/4". De acuerdo con estas ideas el valor del factor de excentricidad resulta de 0.5 y la energía de atraque está dada por

$$E = \frac{1}{4} \frac{W}{g} v^2 \quad (2.8)$$

En las tablas 2.1 a 2.7 tomadas de la ref 1 se indican las características de varias clases de embarcaciones y su correspondiente energía de atraque, calculada para tres diferentes velocidades de aproximación y considerando que el atraque de la embarcación es en el punto 1/4.

2.5 *Diseño y selección del sistema de defensas marinas*

Para proporcionar una maniobra de atraque, se coloca entre la embarcación y el paramento de atraque, un sistema de defensas marinas que evite daños en la estructura del muelle y/o en el casco de la embarcación. Este sistema disminuye en forma parcial las fuerzas que pueden ocurrir durante la maniobra de atraque de la embarcación y cuando ésta ya se encuentra amarrada al muelle.

La fuerza de impacto producida por embarcaciones de porte pequeño al atracar puede disminuirse mediante el uso de estructuras flexibles. Estas se forman a base de tablas verticales y horizontales de madera o en su defecto por medio de pilotes de una madera muy flexible denominados "pilotes de defensa". En ocasiones se usan defensas flotantes formadas por troncos de

bambú (ver fig. 2.6). Si el espesor de la madera es considerable la fuerza de impacto puede reducirse notablemente.

Para estructuras de porte pequeño y mediano es usual combinar las estructuras flexibles arriba indicadas con elementos de defensa fabricados fundamentalmente de hule, o bién utilizar defensas marinas formadas fundamentalmente de hule (ver figs. 2.7 a 2.10).

Para estructuras de portes grandes se utilizan defensas marinas de tipos muy especiales formadas fundamentalmente de hule. En la fig. 2.11 tomada de ref 1 se ilustran los tipos más usuales de defensas marinas para este fin.

2.5.1 *Hipótesis de diseño de una defensa marina*

Debido a la fuerza de impacto de una embarcación al atracar - las defensas marinas se deforman. Una vez que la defensa se ha deformado, trata de recuperar su forma original generándose una fuerza reactiva, que realiza trabajo al actuar sobre la deformación tendiente a recuperar la forma original de la defensa. Este trabajo es utilizado por la defensa marina para absorber la energía de ataque de la embarcación.

Con base en este comportamiento de la defensa es usual hacer la siguientes hipótesis para proceder a su diseño:

- a. La energía de ataque de la embarcación se encuentra concentrada en el punto de contacto en el instante en que se produce el impacto de la embarcación sobre el muelle (ver fig. 2.12).
- b. Se acepta que en el punto del paramento de atraque donde se produce el impacto de la embarcación se encuentra colocada por lo menos una defensa marina (fig. 2.12).
- c. La energía de atraque de la embarcación es absorbida por la defensa marina, al generarse en ésta una fuerza reactiva F que se mueve a través de una distancia s , dada por una deformación elástica de la defensa (fig. 2.12).

Bajo condiciones ambientales normales y bajo un perfecto control de la embarcación, la zona donde la embarcación impacta al muelle está perfectamente definida. Sin embargo, como no se puede desechar la factibilidad de situaciones diferentes a las citadas, se debe disponer sobre el paramento de atraque un sistema de defensas con una separación tal que permita se cumpla la hipótesis b. Además, para que se cumpla la hipótesis c, cada defensa de este sistema deberá ser capaz de absorber la energía de atraque total de la embarcación.

2.5.2 Absorción de energía de una defensa marina

La absorción de energía de una defensa marina depende de su forma y del material de que esté construida y puede obtenerse como el área bajo la curva carga-deformación de la defensa sujeta a fuerzas de compresión uniforme o sea

$$\text{Absorción de energía} = \int_0^s F(s) ds$$

donde $F(s)$ = fuerza, y s = distancia a través de la cual se mueve la fuerza.

En la Fig. 2.13 se muestran tres tipos de comportamiento de la curva $F-s$ denominados: sistema hidráulico, sistema de resorte lineal y sistema ahulado. Las defensas que se comportan bajo el sistema hidráulico tienen una dureza excesiva que puede ocasionar daños a la embarcación y no son muy usadas. Las defensas con un comportamiento tipo resorte lineal o ahulado son las más utilizadas ya que su dureza no provoca daños a la embarcación y su capacidad de absorción de energía puede ser considerable. Es interesante aclarar que no todas las defensas fabricadas de hule tienen estas características. Las defensas de tipo circular se caracterizan por tener una relación prácticamente lineal entre la deformación y la fuerza reactiva. Las defensas tipo cell, super M y super arco se comportan bajo el sistema ahulado y se caracterizan por absorber grandes cantidades de energía, pero presentan el inconveniente

niente de que aún con energías de atraque pequeñas, la reacción de la defensa es máxima.

A manera de ejemplo, en la fig. 2.14 tomada de la ref 1, se muestran las dimensiones de una defensa tipo cell clase C400H y su correspondiente curva F-s. En esta figura se indica también la capacidad de absorción de energía que tiene esta defensa. Este tipo de información es esencial para realizar un diseño y una selección adecuada del sistema de defensas.

Durante la maniobra de atraque el eje de la embarcación forma un cierto ángulo con el paramento de atraque. Si la deflexión de la defensa es menor de treinta y siete por ciento de su altura, la deflexión que sufre la defensa no es uniforme provocando una disminución en la fuerza reactiva que a su vez provoca una pérdida de la absorción de energía. Este factor denominado de "efectos angulares" debe considerarse al diseñar y seleccionar el sistema de defensas.

El ángulo de incidencia de la embarcación sobre el paramento de atraque, θ , ha sido medido en ocho estructuras de atraque en el Japón. Estas mediciones han mostrado que este ángulo - en la mayoría de los casos es menor que 5 grados y presenta un máximo de 6 grados en muy pocas ocasiones (ver fig. 2.15 tomada de la ref 1). Para defensas con una deflexión menor del treinta y siete por ciento de su altura, su fuerza reactiva y su absorción de energía correspondientes a una compresión uniforme deben afectarse por un factor menor que la unidad que tome en cuenta los efectos angulares. Este factor correctivo tanto para la fuerza reactiva como para la absorción de energía, es función del ángulo θ y de la deformación uniforme que sufre la defensa marina. En la fig. 2.16 tomada de la ref 1 se muestra el factor de corrección por efectos angulares que debe aplicarse a la fuerza reactiva de una defensa sujeta a compresión uniforme. La fuerza reactiva efectiva de una defensa marina puede obtenerse como

$$F_d = F f_F \quad (2,9)$$

donde

F_d - fuerza reactiva efectiva de una defensa marina en tons

F - fuerza reactiva de una defensa marina sujeta a compresión uniforme en tons

f_F - factor de corrección de la fuerza reactiva por efectos angulares (fig. 2.16)

En la fig. 2.17 tomada de la ref 1 se ilustra el factor de corrección por efectos angulares que debe aplicarse a la absorción de energía de una defensa sujeta a compresión uniforme. La absorción de energía efectiva de una defensa marina está dada por

$$A_d = A_e f_A \quad (2.10)$$

donde

A_d - Absorción de energía efectiva de una defensa marina en ton-m

A_e - absorción de energía de una defensa marina sujeta a compresión uniforme en ton-m

f_A - factor de corrección de la absorción de energía por efectos angulares (fig. 2.17)

La fuerza de impacto que produce una embarcación sobre un muelle durante la maniobra de atraque está dada por la fuerza reactiva efectiva de la defensa marina.

2.5.3 Selección de la defensa

El tipo y el tamaño de una defensa debe seleccionarse en forma tal que se cumpla que la absorción de energía efectiva de la defensa sea mayor o igual que la energía de atraque total. La elección de uno u otro tipo de defensas, debe basarse en un estudio económico, donde se tenga en cuenta el costo de la defensa propiamente dicha y el costo de la estructura de atraque, este último íntimamente relacionado con la fuerza reactiva

va de la defensa.

Adicionalmente al seleccionar un sistema de defensas marinas se deben tener presentes las limitaciones que se describen a continuación.

2.6 *Limitaciones que se deben considerar al seleccionar un sistema de defensas*

Para seleccionar en forma correcta un sistema de defensas se deberán tener presentes los siguientes tipos de limitaciones:

- a. bajo condiciones de ataque
- b. propias de las embarcaciones
- c. de las condiciones ambientales

2.6.1 *Limitaciones bajo condiciones de ataque*

Se trata, en este caso, de las restricciones impuestas al sistema de defensas por la propia estructura de ataque. Las limitaciones típicas son:

- a. la fuerza reactiva máxima permisible
- b. el área disponible para instalar las defensas
- c. la altura requerida de la defensa

2.6.1.1 *Fuerza reactiva máxima permisible*

La fuerza que la defensa ejerce sobre un muelle o duque de alba durante la maniobra de ataque varía de acuerdo con la clase y tipo de éste. La estructura de ataque resiste esta -- fuerza mediante una reacción que es función del tipo de estructuración y del material de que está hecha. Esta fuerza recibe el nombre de fuerza reactiva máxima permisible.

En un muelle con una cimentación a base de pilas o pilotes es

usual dejar un faldón (forma parte integral de la losa de piso) sobre el cual se instalan las defensas marinas (ver fig. 1.23). Debido a esto la fuerza reactiva máxima permisible para este tipo de estructuración de muelle no alcanza valores altos y limita en forma severa el tipo de defensa a usar.

Es necesario considerar que la fuerza que la defensa ejerce sobre la estructura de atraque sea menor o igual que la fuerza reactiva máxima permisible de ésta.

2.6.1.2 *Area disponible para instalar las defensas*

El tipo de estructuración seleccionada para un muelle en ocasiones limita el área donde deberán colocarse las defensas marinas. Por otra parte éstas requieren de un área mínima para que su comportamiento sea adecuado.

En las figs. 2.18 y 2.19 se indica el área mínima necesaria que requieren dos clases de defensas marinas tipo super cell y tipo super M. La información del área mínima de la defensa y de la superficie disponible para su colocación son indispensables.

2.6.1.3 *Altura requerida de la defensa*

En algunos casos la estructuración de un muelle es tal que presenta partes salientes sobre el paramento de atraque. La embarcación al atracar puede golpear en estas partes salientes - si no se escoge adecuadamente la altura de la defensa marina - como se puede apreciar en la fig. 2.20.

Por este motivo es básico conocer la deformación máxima que sufre una defensa de determinada altura al resistir el impacto de la embarcación de diseño.

2.6.2 Limitaciones propias de las embarcaciones

Para diseñar y seleccionar adecuadamente un sistema de defensas deben considerarse varias limitaciones que provienen del tipo de embarcación que se va a recibir en la estructura de atraque. Las limitaciones típicas son:

- a. la presión sobre el casco de la embarcación
- b. la curvatura del casco de la embarcación
- c. la proyección de la embarcación

2.6.2.1 Presión sobre el casco de la embarcación

En el capítulo uno se ha indicado que la placa que forma el casco de la embarcación se encuentra reforzada con vigas transversales y longitudinales. La presión máxima que puede resistir el casco de la embarcación se puede determinar, teóricamente, a partir de la resistencia de estas vigas y su separación.

Durante la maniobra de atraque el casco de la embarcación sufre una presión al hacer contacto con las defensas. Cuando el área de contacto entre ambos es pequeña y la fuerza reactiva es grande, pueden originarse serios daños (abolladuras) en el caso de la embarcación. Para prevenir esta situación, se debe verificar que la presión de contacto de la defensa debe ser menor o igual que la presión máxima que resiste el casco de la embarcación.

En embarcaciones pequeñas la separación entre las vigas que refuerzan a la placa del casco es tan cerrada, que la cara de contacto de la defensa siempre golpea por lo menos una de estas vigas. Por lo tanto, para embarcaciones pequeñas esta limitante no es muy importante. En el caso de embarcaciones de tamaño mediano y grande debe tenerse información respecto a la presión máxima permisible que puede resistir el casco.

La presión del contacto de cada tipo de defensa depende fundamentalmente del grado del hule de que está fabricada. A continuación se indican las variaciones que tiene esta presión de contacto para los tipos de defensa ilustrados en la fig. - 2.11.

Tipo de defensa	Presión de contacto (ton/m ²)
Cell o super Cell	Aprox. 10 - 50
Super M	" 50 - 90
Super arco	" 48 - 110

La presión máxima permisible que resiste el casco de una embarcación no es especificada por los fabricantes lo cual dificulta la selección adecuada del sistema de defensas; pero generalmente se diseña para valores entre 20 y 30 ton/m², para super buques.

2.6.2.2 Curvatura del casco de la embarcación

El casco de una embarcación tiene una curvatura muy complicada en las direcciones vertical y horizontal. Esto origina -- que las defensas marinas se compriman en forma no axial durante la maniobra de atraque.

2.6.2.2.1 Curvatura en la dirección vertical

Generalmente, embarcaciones como las de carga general y petroleras, presentan superficies rectas en la zona de contacto con el sistema de defensas. Aunque se tienen curvaturas verticales en la proa y en la popa, por la razón expuesta, no son consideradas en el análisis.

Sin embargo, los barcos de contenedores de reciente fabricación presentan curvaturas verticales alrededor del área de -- contacto. En este caso es necesario tomar en cuenta tales -- curvaturas. Si este factor no se considera y la defensa se --

coloca en una posición muy baja, la embarcación puede golpear al paramento de atraque antes que la defensa pueda comprimirse y alcanzar la deformación de diseño (ver fig. 2.21).

2.6.2.2.2 *Curvatura en la dirección horizontal*

Para embarcaciones con muy poca curvatura horizontal alrededor del área de contacto, no es necesario tomar en cuenta este factor. Un ejemplo típico de esta situación se tiene en el punto 1/4 de la eslora de embarcaciones de carga general. Sin embargo, el área curva de algunos barcos de contenedores puede hacer contacto con las defensas como se muestra en la fig. 2.22, haciéndose necesario determinar el espaciamiento adecuado de las defensas para prevenir que la embarcación golpee al paramento de atraque.

2.6.2.3 *Proyección de la embarcación*

Muchos barcos pequeños de poca manga al atracar proyectan directamente su casco sobre la defensa. Esta puede comprimirse parcialmente o rayarse, sufriendo graves daños como agrietamientos y cortaduras. Como una medida en contra de tales daños deben usarse defensas tipo cell y super cell provistas de un marco de acero frontal o en su defecto usar defensas tipo super M o super arco protegidas por un marco frontal (ver fig. 2.23).

2.6.3 *Limitaciones provocadas por las condiciones ambientales*

Hay varias limitaciones provenientes de las condiciones ambientales que deben ser tomadas en cuenta. Entre éstas en especial deben considerarse los niveles de marea, la fuerza de viento y las corrientes de marea, que tienen influencia relativamente fuertes.

2.6.3.1 Niveles de marea

Cuando la variación de niveles del mar por efecto de la marea es considerable, se necesita decidir en que parte del sistema de defensas hará realmente contacto la embarcación, ya que el punto de contacto difiere grandemente por efecto de la marea. Se recomienda localizar el sistema de defensas en forma tal que el nivel de la cubierta principal de la embarcación con carga máxima (nivel superior del libre bordo de la embarcación) sea mayor que el nivel del eje central de la defensa marina, como se ilustra en la fig. 2.24.

Cuando el sistema no puede ser diseñado como se indica arriba por circunstancias especiales, se recomiendan como posibles soluciones las ilustraciones en las figs. 2.25 a 2.27.

2.6.3.2 Fuerza debida a la presión del viento

Los efectos que el viento ejerce sobre una embarcación se tomarán equivalentes a los de una fuerza distribuida actuando sobre el área expuesta. El área expuesta de la embarcación se tomará como la proyección sobre un plano vertical, perpendicular a la dirección del viento, de la porción de la embarcación que se encuentra sobre la superficie del agua. Para calcular la fuerza resultante de la presión del viento sobre una embarcación amarrada a un muelle se puede usar la expresión

$$F_V = \frac{1}{2} \rho_A C_V A_V V_V^2 \quad (2.11)$$

donde

F_V - fuerza resultante de la presión del viento en kg

ρ_A - $0.123 \text{ kg seg}^2/\text{m}^4$ = densidad del aire

A_V - área expuesta de la embarcación en m^2

V_V - velocidad del viento en m/seg

C_V - coeficiente de empuje

El área expuesta de la embarcación para un viento con una di--

recepción tal que forma un ángulo ψ con la dirección longitudinal de la embarcación (ver fig. 2.28) se puede obtener como

$$A_V = A \cos^2 \psi + B \sin^2 \psi \quad (2.12)$$

donde

A - área expuesta de la embarcación proyectada sobre un plano vertical perpendicular al eje longitudinal de la embarcación en m^2 (ver fig. 2.28)

B - área expuesta de la embarcación proyectada sobre un plano vertical perpendicular al eje transversal de la embarcación en m^2 (ver fig. 2.28)

ψ - ángulo que forma la dirección del viento con el eje longitudinal de la embarcación en grados (ver fig. 2.28)

El valor del coeficiente de empuje C_V en función del ángulo ψ se puede obtener de la fig. 2.29 tomada de la ref 2. Esta figura fue obtenida con base en un modelo a escala de una embarcación super gigante. La forma y el arreglo de la superestructura considerada para esta embarcación permite que los resultados de C_V para ella obtenidos se puedan explotar para propósitos prácticos a cualquier tipo de embarcación.

Para seleccionar la dirección y la velocidad del viento para calcular la fuerza resultante de la presión del viento se debe recurrir a los datos estadísticos de los vientos locales de mayor intensidad. La velocidad del viento varía entre 90 y 120 km/hr (entre 25 y 33.33 m/seg). Cuando la tripulación de una embarcación atracada a un muelle recibe información de que se presentará una tormenta con tendencia a intensidad de huracán, procede a sacar a la embarcación fuera del puerto o bien la ancla por medio de lastre buscando reducir al mínimo el área expuesta. Por este motivo no se puede garantizar la presencia de velocidades del viento mayores a 120 km/hr actuando sobre una embarcación.

La fuerza resultante de la presión del viento sobre una embarcación, puede ser muy importante, sobre todo cuando ésta se encuentra sin carga y su calado es muy pequeño. Esta fuerza para esta condición puede superar a la fuerza reactiva máxima permisible del muelle e incluso a la fuerza reactiva de la defensa si éstas no se escogen adecuadamente. La máxima fuerza resultante de la presión del viento sobre una embarcación amarrada a un muelle se obtiene para $\psi = 90^\circ$. En la ref 1 se indica que para esta condición el coeficiente de empuje toma un valor de 1.2. La ec 2.11 adopta para estos valores de ψ y C_V la siguiente forma

$$F_V = 0.00738 B V_V^2 \quad (2.13)$$

Es usual para realizar cálculos de tipo práctico que la ec 4.13 se exprese como

$$F_V = 0.09 B V_V^2 \quad (2.14)$$

En la tabla 2.8 se presentan los valores de F_V calculados con la ec 2.14 para: varios tamaños de embarcaciones, sus calados correspondientes para diferentes condiciones de carga y varias velocidades del viento.

2.6.3.3 Fuerza debida a corrientes ocasionadas por la marea

La fuerza que generan las corrientes de marea sobre una embarcación amarrada a un muelle, es al igual que la fuerza debida al viento, un factor que debe considerarse para el diseño del sistema de defensas de un muelle. Sin embargo, el muelle y las facilidades de amarre están diseñadas en forma tal que la embarcación no se ve afectada por las corrientes de marea. Por lo anterior es usual no considerar este factor durante el diseño del sistema de defensas.

En el caso de que este factor tuviera que tomarse en cuenta, la fórmula siguiente puede aplicarse

$$F_C = K A_C V_C^2 \quad (2.15)$$

donde

F_C - fuerza máxima provocada por la corriente de marea en kg

K - 1.0 = coeficiente de corriente

A_C - área de la embarcación que se encuentra bajo la línea de flotación en $m^2 = 0.9$ (calado) (eslora del barco o la manga del barco)

V_C - velocidad de la corriente de marea en m/seg

La velocidad y la dirección de la corriente de marea deben obtenerse a partir de mediciones realizadas en el sitio de ubicación del muelle. La velocidad de la corriente varía usualmente de 0.30 a 1.2 m/seg.

2.6.4 Selección del número de defensas marinas

El número de defensas marinas puede calcularse a partir de la expresión siguiente

$$\text{No. de defensas marinas} = \frac{F_{V_P} + F_{C_P}}{F_d} \quad (2.16)$$

donde

F_d - fuerza reactiva efectiva de una de las defensas del sistema que es capaz de absorber en forma completa la energía de ataque total de la embarcación

F_{V_P} - componente perpendicular al paramento de ataque de la fuerza debida a la presión del viento

F_{C_P} - componente perpendicular al paramento de ataque de la fuerza debido a la corriente de marea

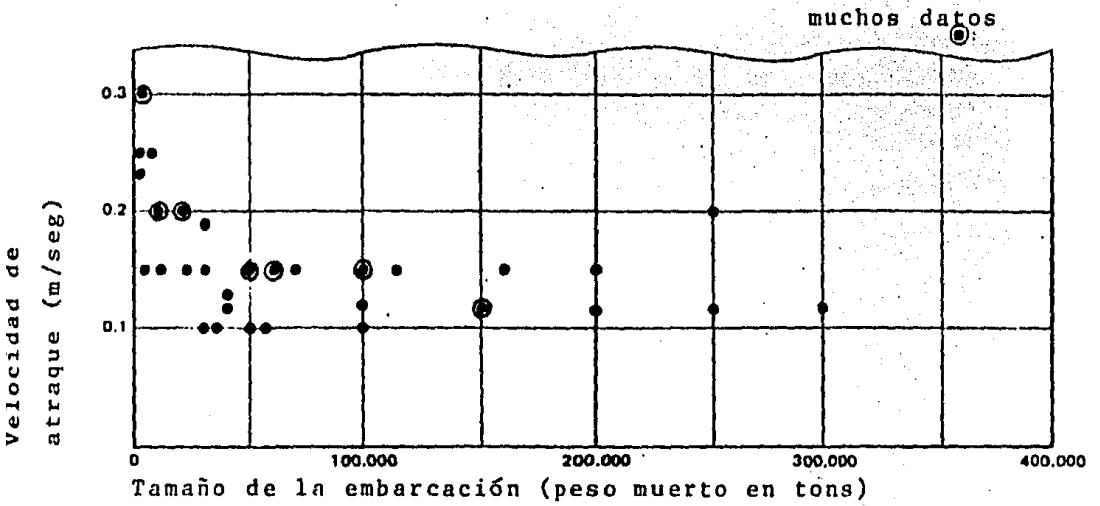


Fig. 2.1 Velocidad de atraque registrada por la Compañía Bridgestone para varios tamaños de embarcaciones

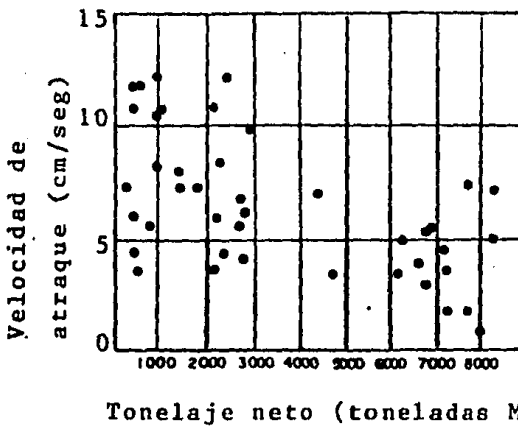


Fig. 2.2 Relación entre el tonelaje neto de una embarcación y la velocidad de atraque registrados, en el Japón

Condiciones de navegabilidad

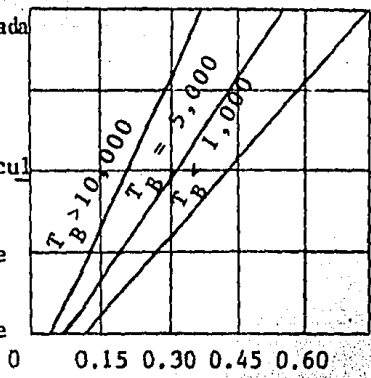
Aproximación difícil
 Viento fuerte y marejada

Aproximación difícil
 Protegido

Aproximación con dificultad moderada
 Viento y marejada

Aproximación favorable
 Viento y marejada

Aproximación favorable
 Protegido



Velocidad de atraque (m/seg)

Fig. 2.3 Velocidad de atraque de las embarcaciones para distintas condiciones de navegabilidad (Diagrama de Vasco Costa).

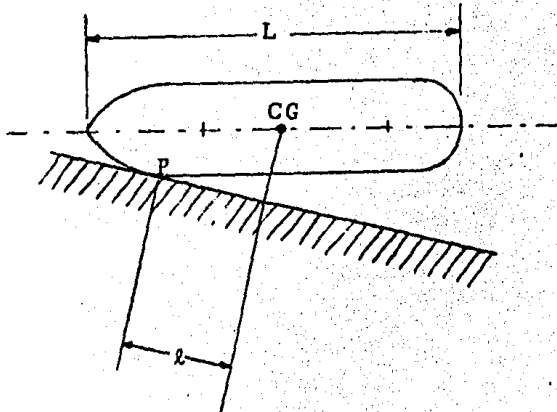


Fig. 2.4 Punto de contacto de una embarcación con el muelle durante el atraque.

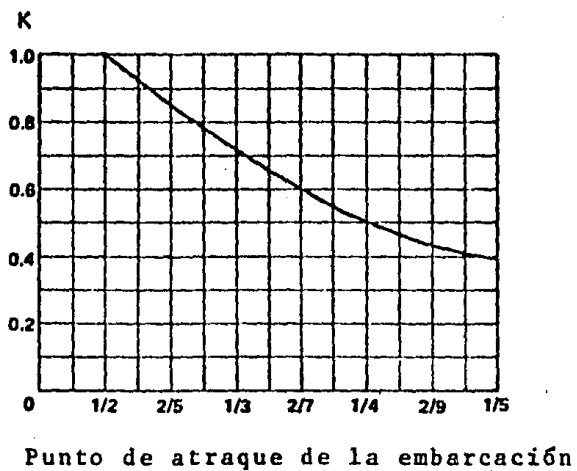


Fig. 2.5 Valor del coeficiente K para diferentes puntos de atraque de una embarcación

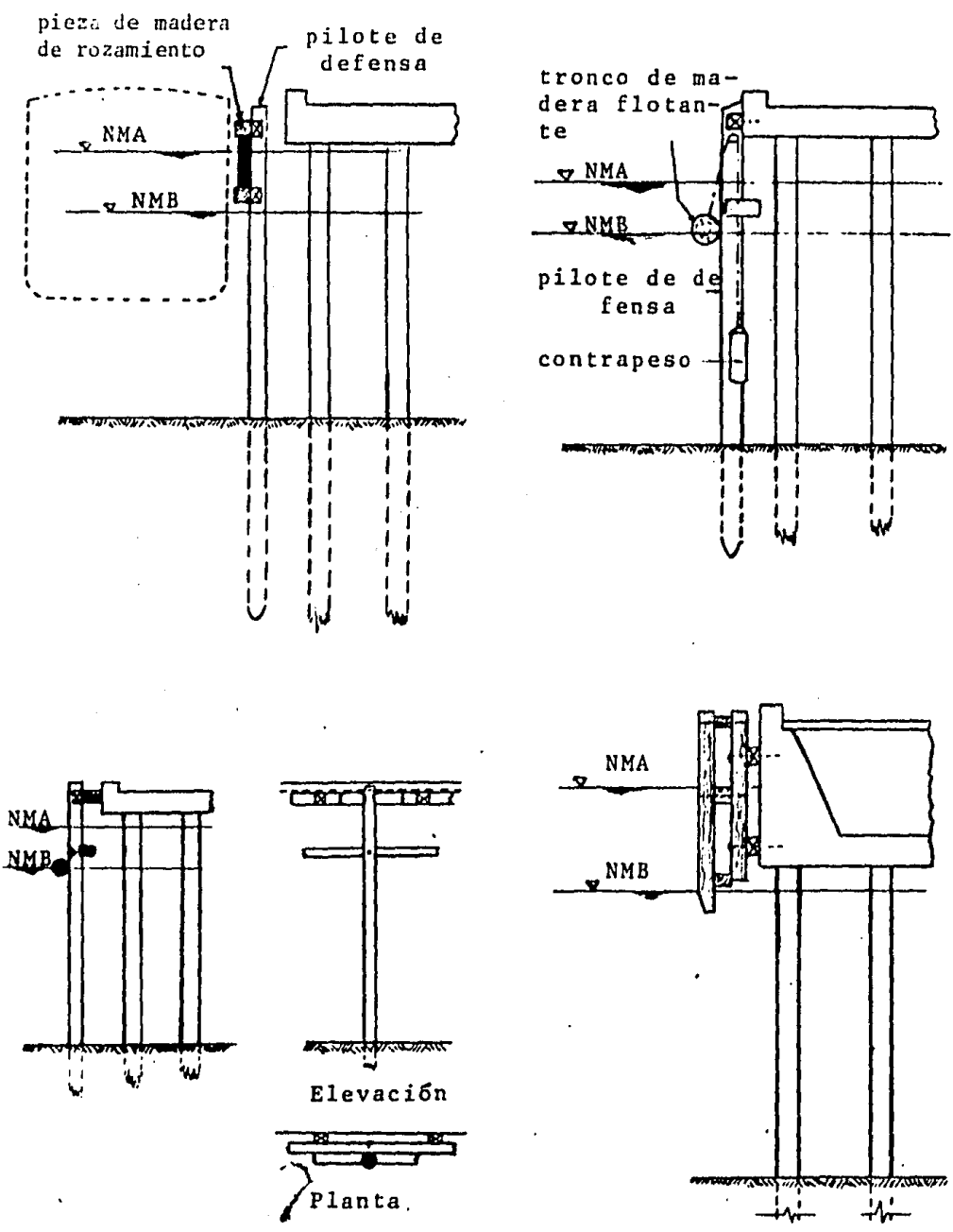


Fig. 2.6 Defensas flexibles de madera

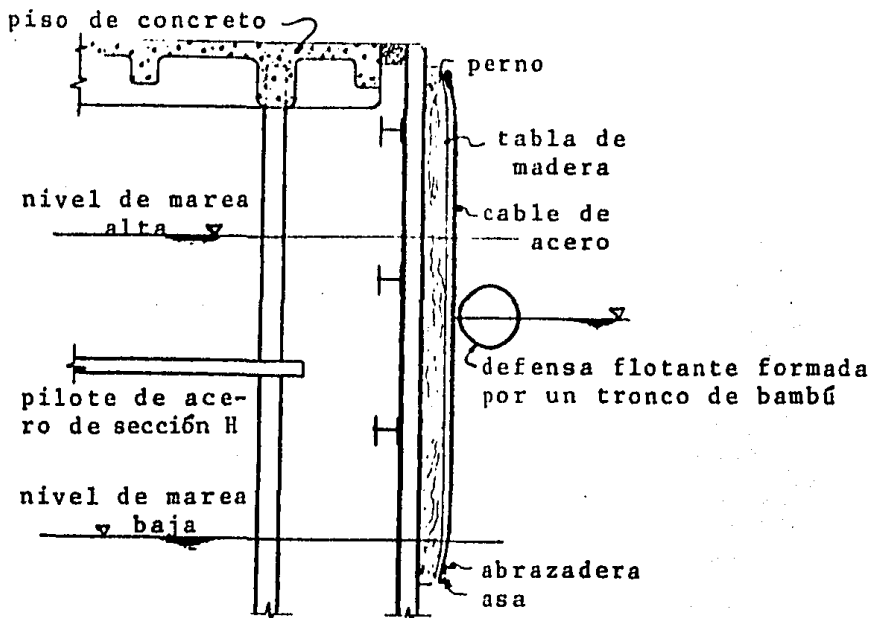


Fig. 2.7 Defensa formada por un tronco de madera flotante

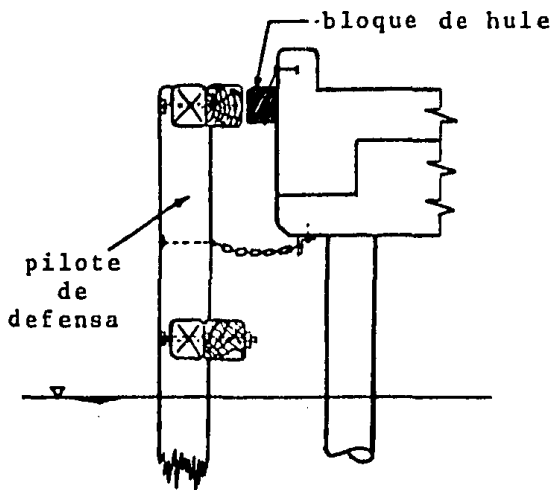


Fig. 2.8 Defensa formada por un pilote de defensa y un bloque de hule colocado entre éste y el paramento de atraque

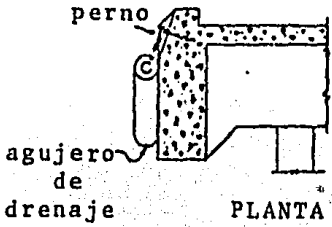
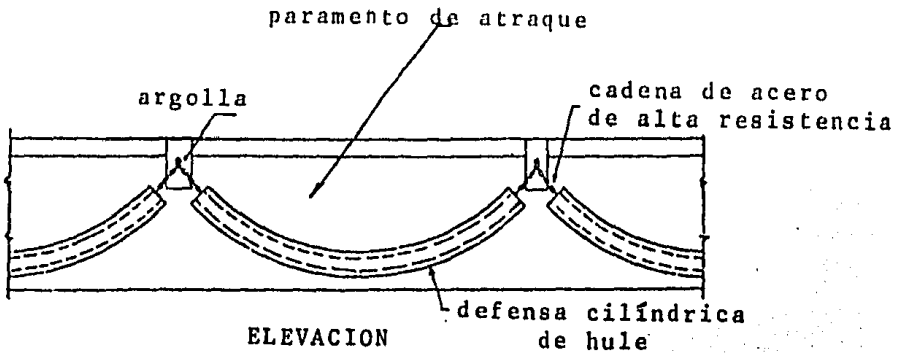


Fig. 2.9 Defensa cilíndrica de hule que cuelgan del paramento de atraque.

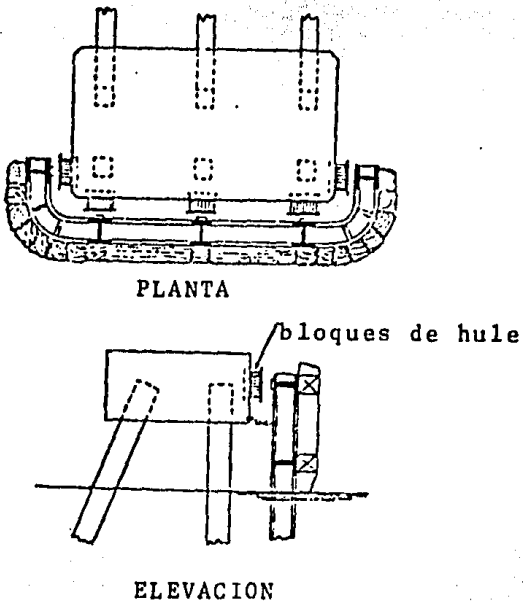


Fig. 2.10 Bloques de hule entre el duque de alba y el pilote de defensa.

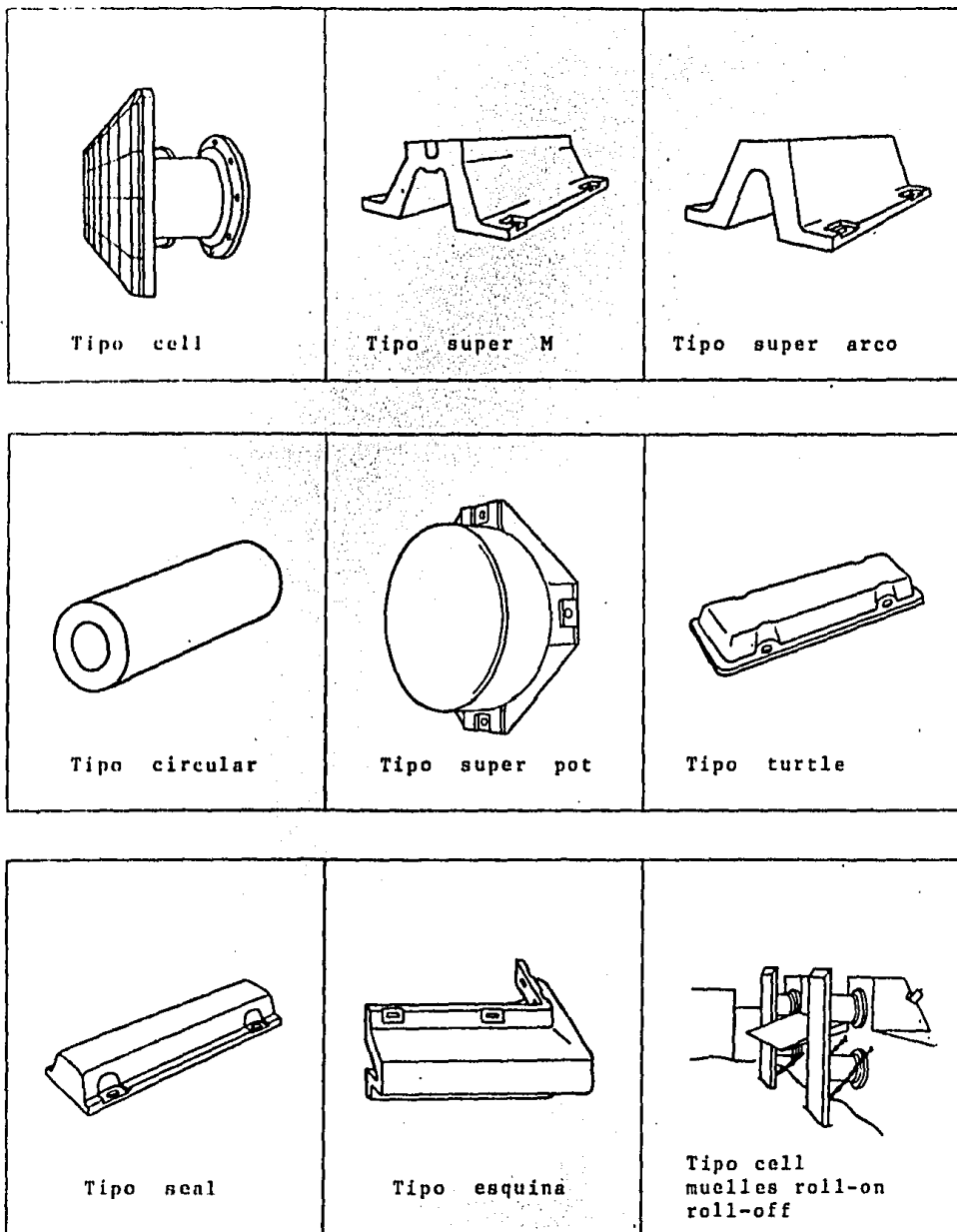


Fig. 2.11 Defensas marinas usuales en muelles que reciben embarcaciones de portes grandes

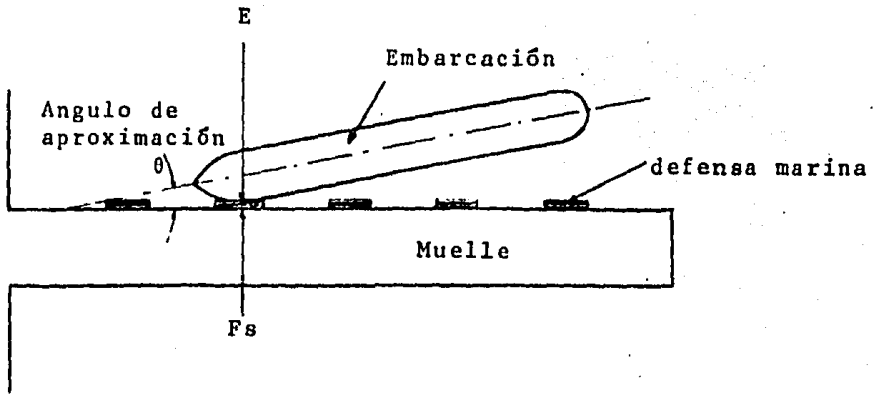


Fig. 2.12 Hipótesis de diseño para un muelle impactado por una embarcación

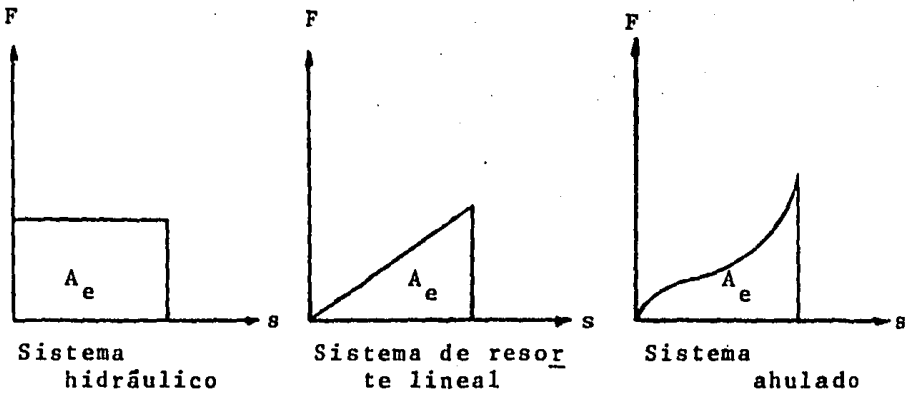
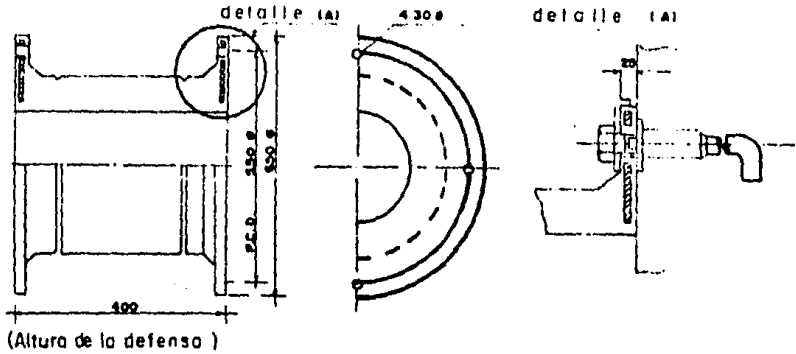


Fig. 2.13 Curvas F-s típicas de defensas marinas.



peso aproximado = 75 Kgs

dimensiones en mm

Grado del hule	Fza. reactiva nominal (tons)	Fza. reactiva máxima (tons)	Absorción de energ. nominal (ton-m)	Absorción max. de energía (ton-m)
R _H	85	99	130	143
R ₀	65	76	100	110
R _L	32	60	080	088

Deflexión nominal: 47,5%
Deflexión máxima: 50%

Tolerancia $\pm 10\%$

Ejemplo: para una absorción de energía de 0.7 ton m y una defensa con hule de un grado R₀, la fuerza reactiva sera de 6.1 tons y la deflexión de 14,87%.

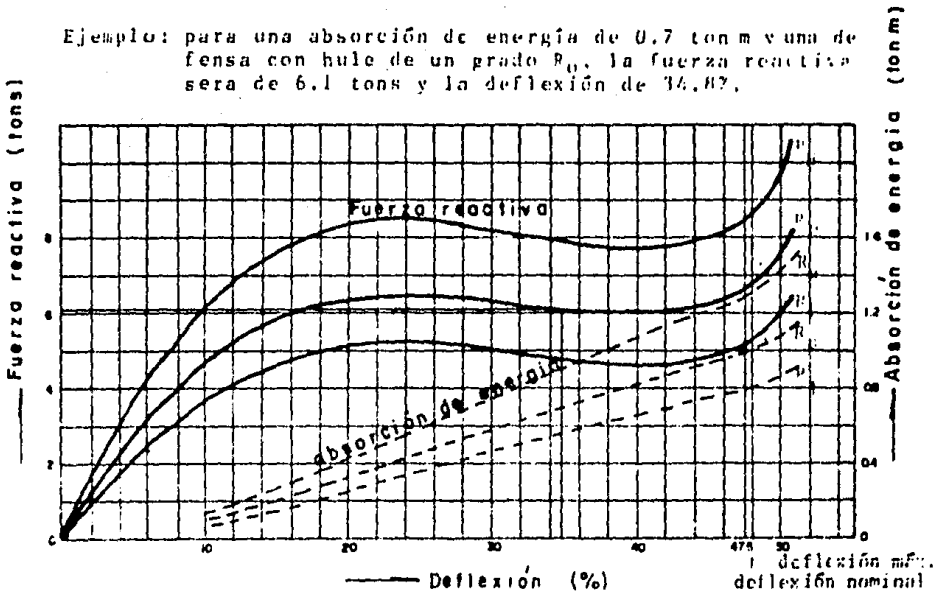
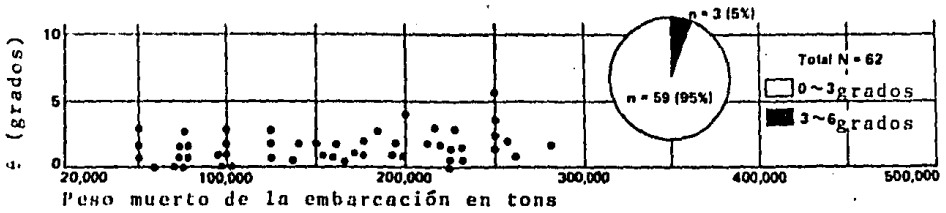
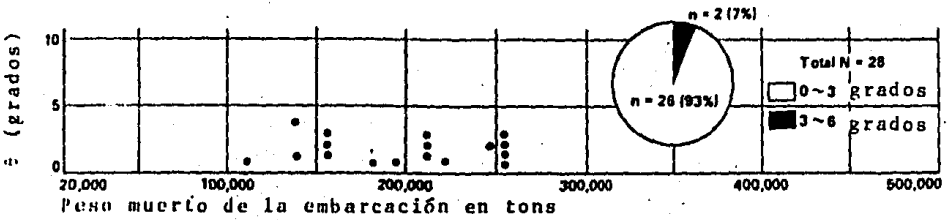


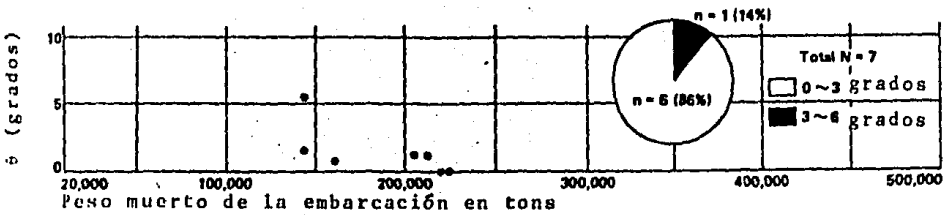
Fig. 2.14 Dimensiones y comportamiento de una defensa tipo cell clase G400E (la deflexión se indica en porcentaje de la altura de la defensa).



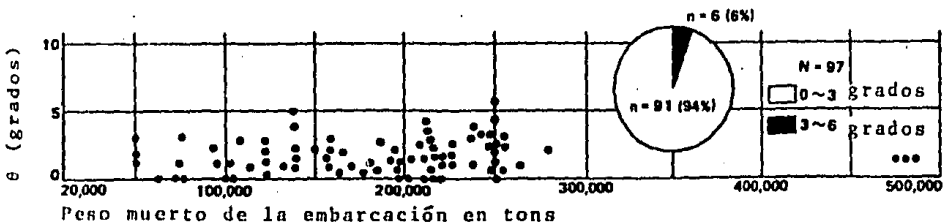
Caso 1. Información obtenida para una maniobra de atraque con condiciones de operación moderadas



Caso 2. Información obtenida para una maniobra de atraque en condiciones de operación relativamente severas



Caso 3. Información obtenida para una maniobra de atraque en condiciones severas



Caso 4. Casos 1, 2 y 3 en conjunto

Fig. 2.15 Mediciones obtenidas del ángulo de aproximación de la embarcación con el paramento de atraque.

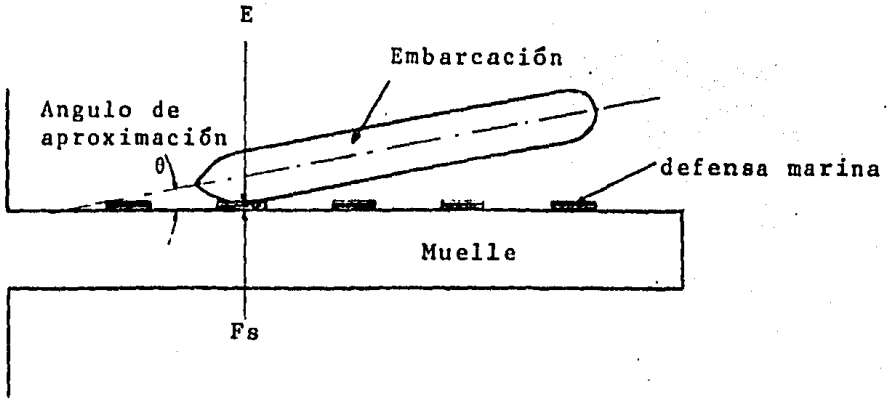


Fig. 2.12 Hipótesis de diseño para un muelle impactado por una embarcación

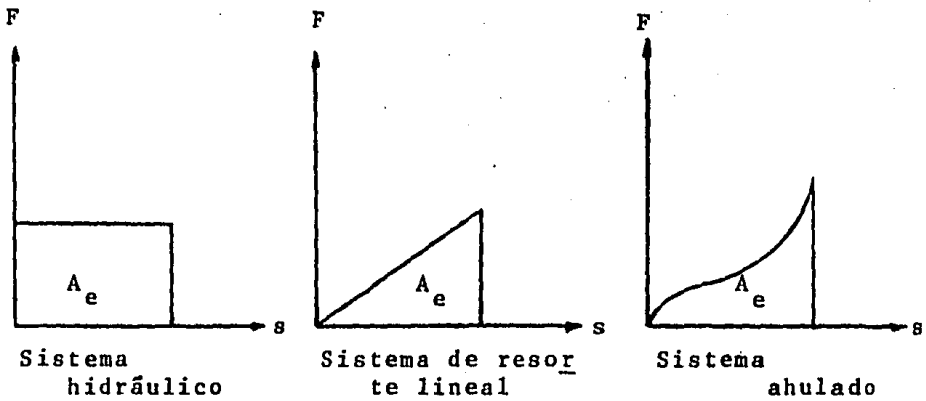
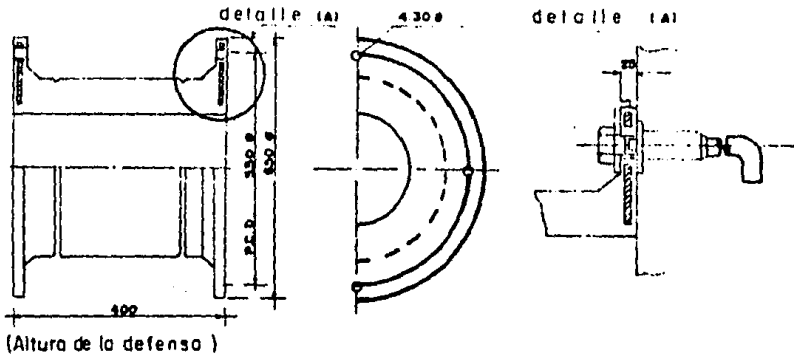


Fig. 2.13 Curvas F-s típicas de defensas marinas.



peso aproximado = 75 Kgs

dimensiones en mm

Grado del hule	Fza. reactiva nominal (tons)	Fza. reactiva máxima (tons)	Absorción de energ. nominal (ton-m)	Absorción max. de energía (ton-m)
R _H	85	99	130	143
R ₀	65	76	100	110
R _I	52	60	80	88

Deflexión nominal: 47.5%
Deflexión máxima: 50%

Tolerancia ±10%

Ejemplo: para una absorción de energía de 0.7 ton m y una de fensa con hule de un grado R_I, la fuerza reactiva sera de 6.1 tons y la deflexión de 34.0%.

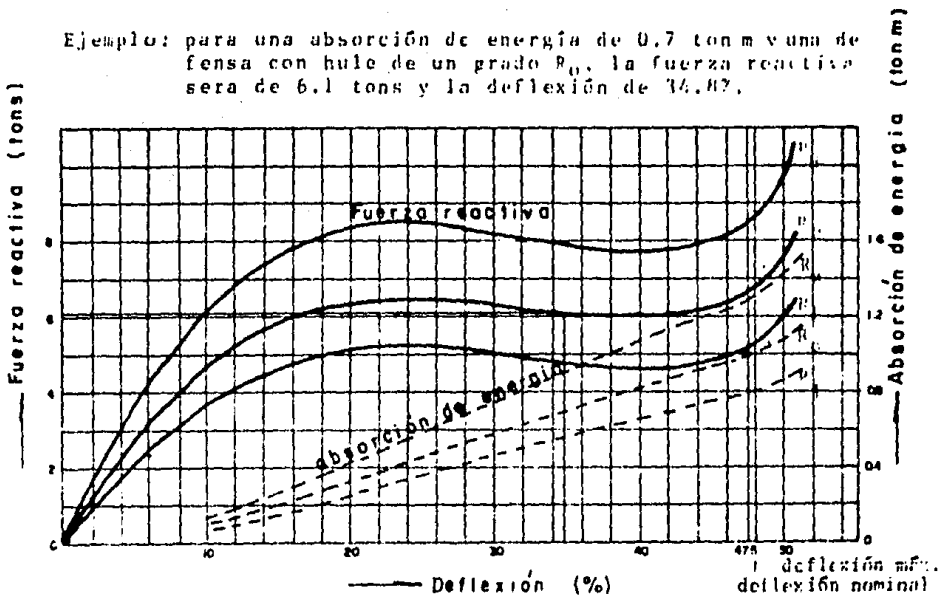


Fig. 2.14 Dimensiones y comportamiento de una defensa tipo cell clase G400E (la deflexión se indica en porcentaje de la altura de la defensa).

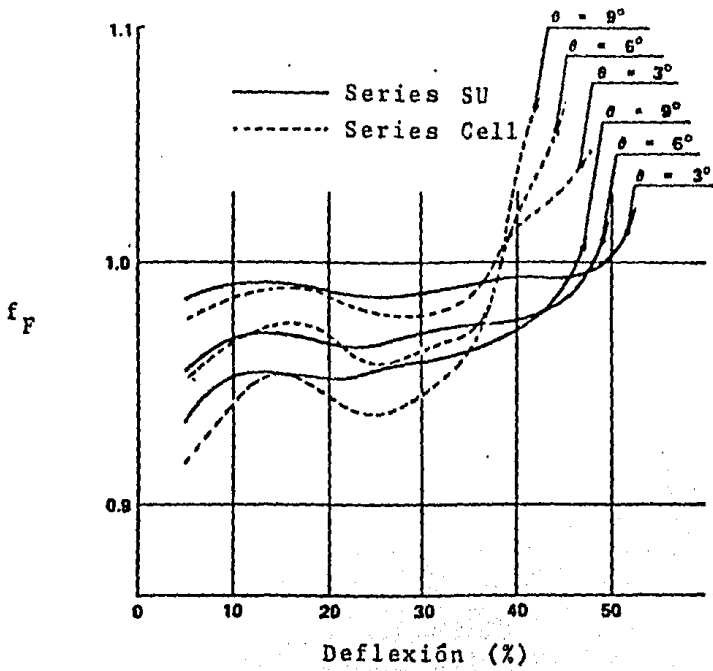


Fig. 2.16 Factor de corrección de la fuerza reactiva por efectos angulares.

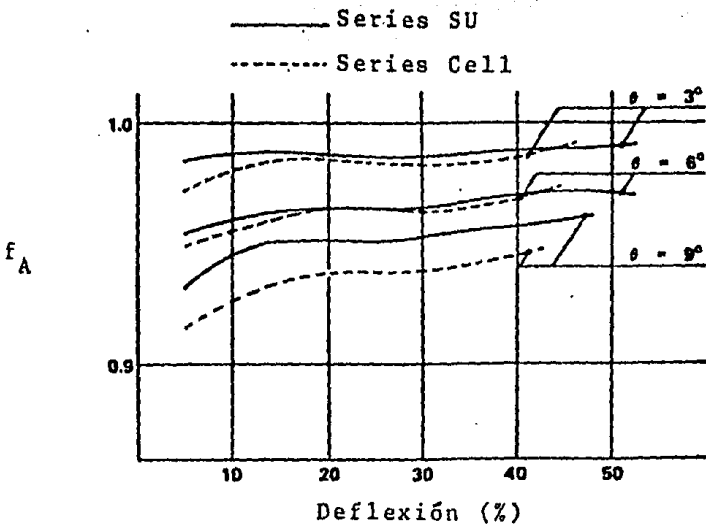


Fig. 2.17 Factor de corrección de la absorción de la energía por efectos angulares.

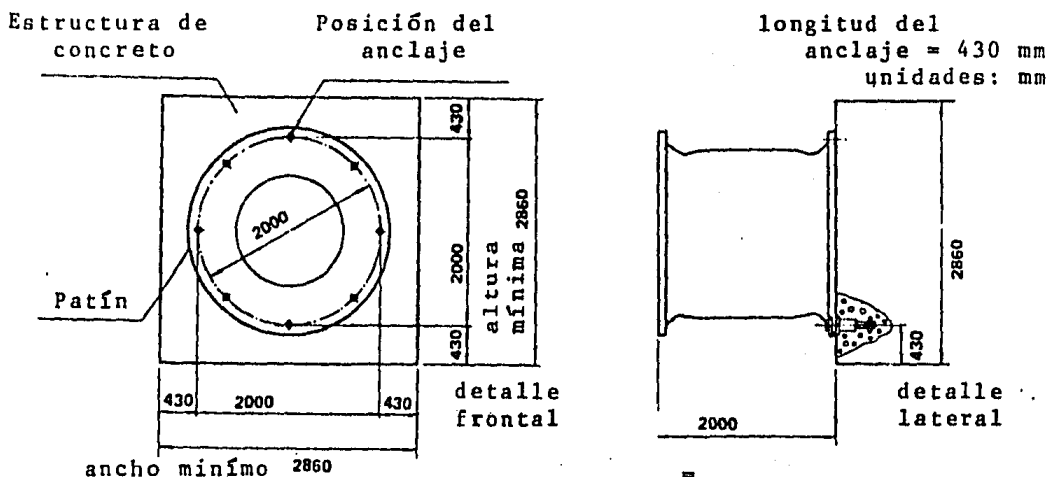


Fig. 2.18 Area mínima requerida para una defensa tipo super cell clase SUC200H

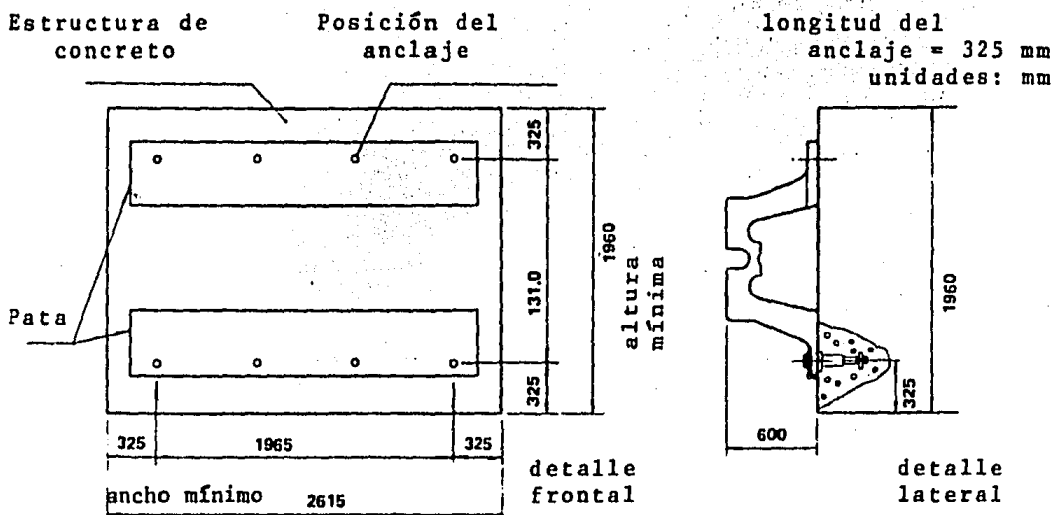
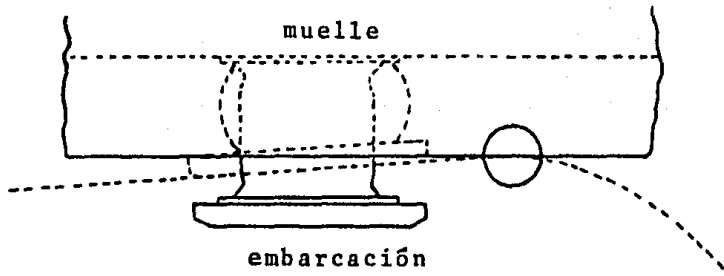


Fig. 2.19 Area mínima requerida para una defensa tipo super M clase SM600H X 2.0M



parte saliente sobre el
paramento de atraque

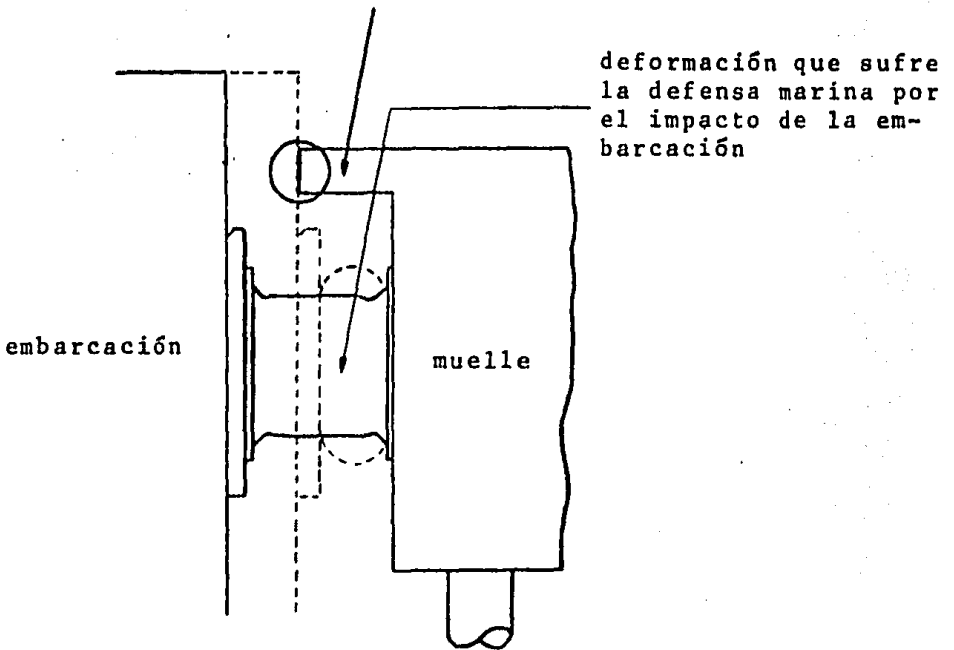


Fig. 2.20 Altura requerida de la defensa marina

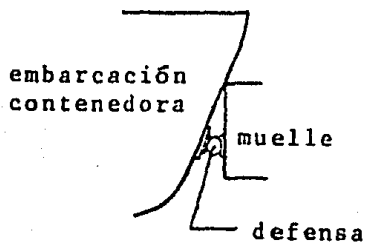
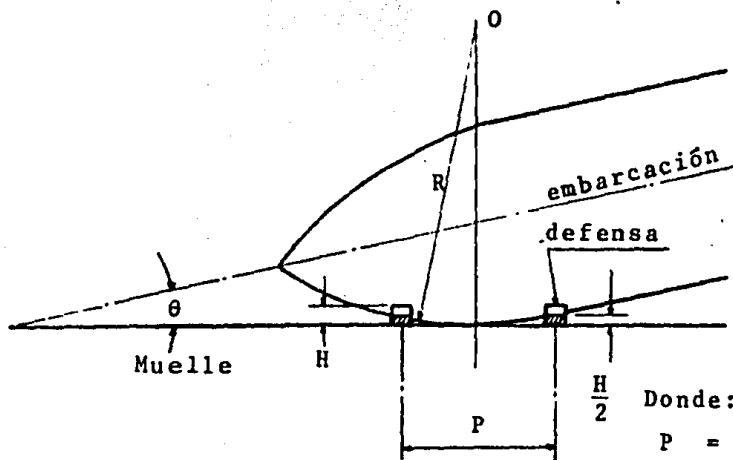


Fig. 2.21 Curvatura vertical de la embarcación



Donde:

- P = separación de la defensa
- H = altura de la defensa
- θ = ángulo de atraque
- R = Radio de curvatura del casco de la embarcación

$$P = \sqrt{4HR - H^2}$$

Fig. 2.22 Curvatura horizontal de la embarcación

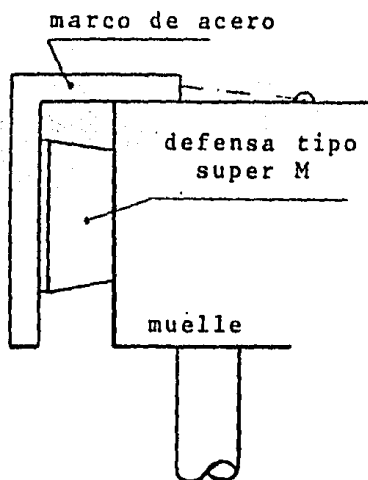


Fig. 2.23 Defensa tipo super M con un marco de acero frontal

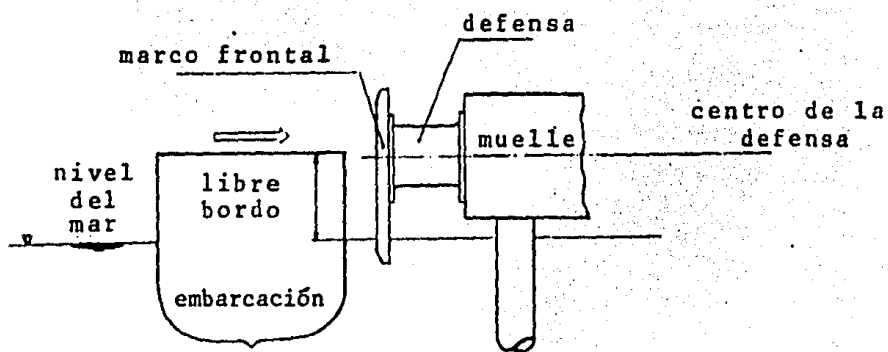
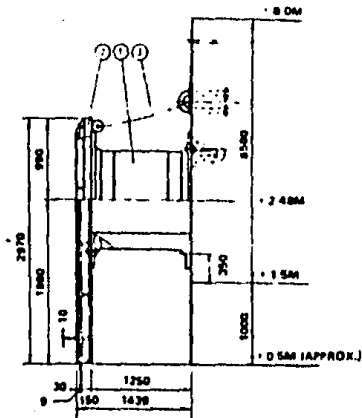


Fig. 2.24 Punto de contacto recomendado entre la embarcación y la defensa para absorber los niveles de marea

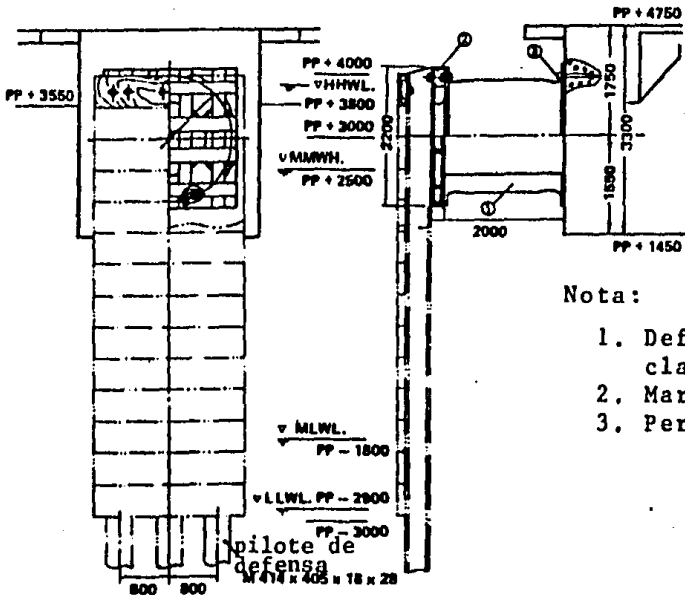


Nota:

1. Defensa tipo Cell clase C1000H.
2. Marco frontal
3. Cadena de tensión

Unidades en mm

Fig. 2.25 Sistema de defensa formado por una marco largo



Nota:

1. Defensa tipo Cell clase SUC200H
2. Marco de conexión
3. Perno de anclaje

Unidades en mm

Fig. 2.26 Sistema pilote-defensa

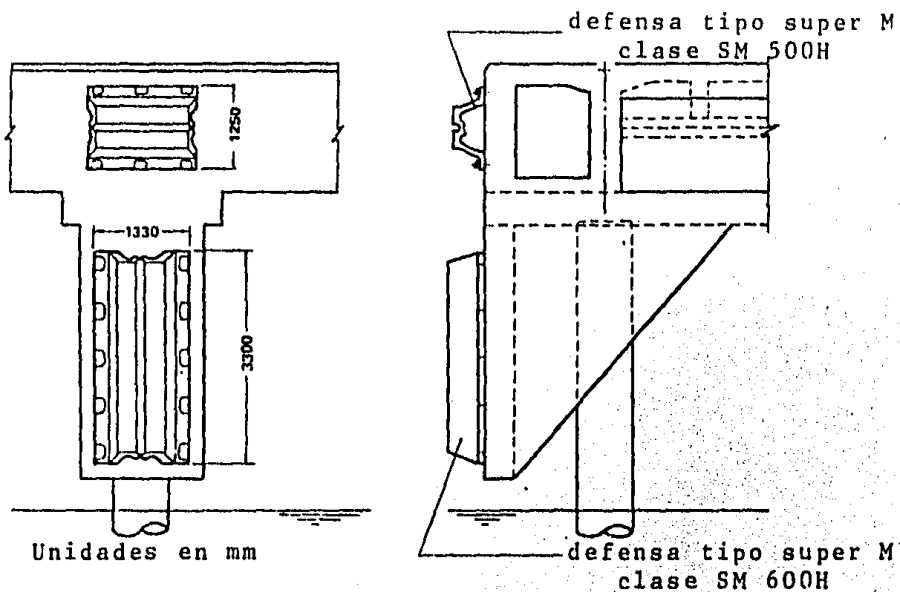


Fig. 2.27 Arreglo figura T

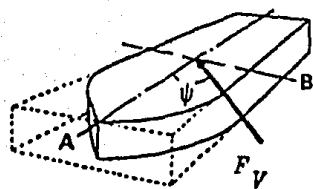


Fig. 2.28 Fuerza que ejerce el viento sobre una embarcación

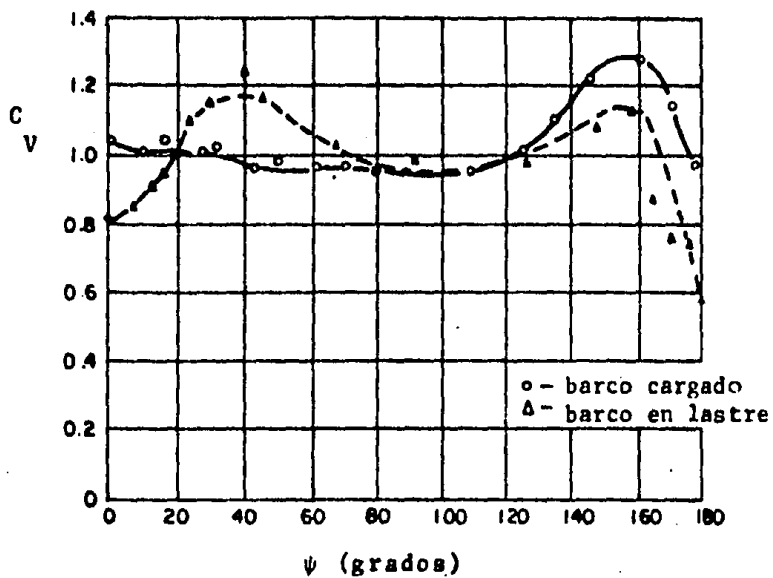


Fig. 2.29. Valor del coeficiente de empuje en función del ángulo ψ

- C - calado en metros
- C_M - calado máximo en metros
- C_L - calado en lastre en metros
- C_ℓ - calado ligero en metros
- C_P - calado promedio en metros
- P - puntal en metros
- M - manga en metros
- L - eslora en metros
- L_P - eslora entre perpendiculares en metros
- D - desplazamiento en toneladas métricas
- D_C - desplazamiento en carga en toneladas métricas
- D_R - desplazamiento en rosca en toneladas métricas
- D_L - desplazamiento en lastre en toneladas métricas
- P_B - porte bruto o peso muerto en toneladas métricas
- P_N - porte neto en toneladas métricas
- T_B - tonelaje bruto en toneladas Moorson
- T_N - tonelaje neto en toneladas Moorson

T _B	D _C	L (m)	M (m)	P (m)	C _M (m)	W _I (ton)	W (ton)	E (ton-m)		
								V (m/seg)		
								0,1	0,2	0,3
500	500	50.0	8.2	4.5	4.0	644	1,144	0.29	1.17	2.63
1,000	1,000	65.0	10.0	5.3	4.5	1,060	2,060	0.53	2.10	4.73
2,000	2,000	82.0	12.0	6.4	5.2	1,784	3,784	0.97	3.86	8.69
3,000	3,000	95.0	13.5	7.3	5.7	2,483	5,483	1.40	5.60	12.59
4,000	4,000	105.0	14.8	8.0	6.3	3,353	7,353	1.88	7.50	16.88
5,000	5,000	113.0	15.8	8.8	6.8	4,204	9,204	2.35	9.40	21.13
6,000	6,000	121.0	16.7	9.5	7.2	5,050	11,050	2.82	11.28	26.37
7,000	7,000	127.0	17.5	10.2	7.6	5,902	12,902	3.29	13.17	29.62
8,000	8,000	135.0	18.2	10.8	8.0	6,952	14,952	3.81	15.26	34.33
10,000	10,000	145.0	19.2	12.0	8.5	8,429	18,429	4.70	18.81	42.31
15,000	15,000	165.0	21.5	13.0	8.8	10,281	25,281	6.45	25.80	58.04
20,000	20,000	180.0	23.0	13.8	9.0	11,731	31,731	8.10	32.38	72.85
30,000	30,000	210.0	26.5	15.5	9.5	15,249	45,249	11.55	46.17	103.89
50,000	50,000	245.0	30.5	18.0	10.5	21,733	71,733	18.30	73.20	164.70
80,000	80,000	290.0	36.0	21.0	11.7	31,941	111,941	28.58	114.23	257.01

TABLA 2.1 Energía de atraque para barcos de pasajeros

P _B	D _C	L (m)	M (m)	P (m)	C _M (m)	W _I (ton)	W (ton)	E (ton-m)		
								V (m/seg)		
								0,1	0,2	0,3
700	933	62	8.3	3.8	3.6	542	1,475	0.38	1.51	3.39
1,000	1,333	60	9.3	4.4	4.1	812	2,147	0.55	2.19	4.92
2,000	2,667	77	11.5	5.8	5.1	1,671	4,278	1.09	4.37	9.82
3,000	4,000	90	13.1	6.8	5.7	2,353	6,353	1.62	6.48	14.59
4,000	5,333	100	14.3	7.7	6.3	3,193	8,526	2.18	8.70	19.58
5,000	6,667	109	15.3	8.4	6.7	3,937	10,604	2.71	10.82	24.35
6,000	8,000	117	16.2	9.0	7.1	4,746	12,746	3.25	13.00	29.26
7,000	9,333	124	17.0	9.6	7.5	5,612	14,945	3.81	15.25	34.31
8,000	10,667	130	17.7	10.1	7.8	6,364	17,031	4.34	17.38	39.10
9,000	12,000	138	18.4	10.6	8.1	7,179	19,179	4.90	19.57	44.03
10,000	13,333	142	19.0	11.1	8.3	7,871	21,204	5.41	21.64	48.68
12,000	16,000	152	20.1	11.9	8.8	9,471	25,471	6.50	25.99	58.48
15,000	20,000	165	21.6	13.0	9.5	11,981	31,981	8.16	32.63	73.43
17,000	22,667	173	22.4	13.7	9.8	13,368	36,035	9.20	36.77	82.73
20,000	26,667	184	23.6	14.6	10.3	15,706	42,373	10.81	43.24	97.28

TABLA 2.2 Energía de atraque para barcos de carga

P _B	D _C	L (m)	M (m)	P (m)	C _M (m)	W ₁ (ton)	W (ton)	E (ton-m)		
								V (m/seg)		
								0,1	0,2	0,3
300	400	37	7.0	3.3	3.0	268	668	0.17	0.68	1.63
500	667	43	7.8	3.8	3.5	424	1,091	0.28	1.11	2.50
700	933	54	7.9	4.0	3.8	627	1,560	0.40	1.59	3.58
1,000	1,333	61	8.9	4.5	4.2	866	2,199	0.56	2.24	5.05
2,000	2,667	76	11.2	5.7	5.1	1,591	4,258	1.09	4.34	9.78
3,000	4,000	87	12.8	6.5	5.7	2,274	6,274	1.60	6.40	14.40
4,000	5,333	96	14.0	7.2	6.2	2,969	8,302	2.12	8.48	19.06
5,000	6,667	103	15.1	7.8	6.5	3,501	10,168	2.59	10.38	23.34
6,000	8,000	110	16.0	8.2	6.9	4,214	12,214	3.12	12.46	28.04
7,000	9,331	116	16.8	8.7	7.2	4,838	14,169	3.61	14.46	32.53
8,000	10,667	126	15.7	9.0	7.4	5,552	16,219	4.14	16.55	37.23
10,000	13,333	140	17.2	9.8	7.9	7,030	20,363	5.19	20.78	46.76
12,000	16,000	150	18.4	10.4	8.3	8,314	24,314	6.20	24.81	55.82
15,000	20,000	163	20.0	11.2	8.8	10,156	30,156	7.69	30.77	69.24
17,000	22,667	170	21.0	11.7	9.1	11,327	33,994	8.67	34.69	78.05
20,000	26,667	164	23.7	12.3	9.6	11,909	38,576	9.84	39.36	88.57
25,000	33,333	176	25.5	13.3	10.1	14,446	47,779	12.19	48.75	109.70
30,000	40,000	187	27.1	14.1	10.6	16,906	56,906	14.52	58.07	130.65
35,000	46,667	197	28.5	14.8	11.1	19,530	66,197	16.89	67.55	151.98
40,000	53,333	206	29.7	15.5	11.6	21,920	75,253	19.19	76.79	172.77
45,000	60,000	223	30.5	16.2	11.2	22,507	82,507	21.05	84.19	189.43
50,000	66,667	222	32.0	16.7	12.2	26,586	93,253	23.79	95.16	214.10
60,000	80,000	238	34.0	17.8	12.8	31,111	111,111	28.34	113.38	255.10
66,000	86,667	250	34.0	18.0	13.3	35,581	122,248	31.19	124.74	280.67
70,000	93,333	248	35.7	18.7	13.4	35,630	129,183	32.95	131.80	296.55
80,000	106,640	260	37.3	19.6	13.9	40,419	147,059	37.52	150.06	337.64
85,000	113,333	260	38.1	18.7	14.0	41,002	154,335	39.37	157.48	354.35
100,000	133,333	280	40.1	21.1	14.8	49,347	182,680	46.60	186.41	419.42
120,000	160,000	297	42.6	22.4	15.5	57,412	217,412	55.46	221.85	499.16
150,000	200,000	320	45.8	24.1	16.5	70,097	270,097	68.90	275.61	620.12
200,000	272,000	326	49.8	23.2	17.7	82,178	354,178	80.40	361.41	-
250,000	333,333	338	51.8	26.7	20.6	115,410	448,743	114.48	457.92	-

TABLA 2.3 Energía de atraque para barcos tanque o petroleros

P _B	D _C	L (m)	M (m)	D (m)	C _M (m)	W ₁ (ton)	W (ton)	E (ton-m)		
								V (m/seg)		
								0,1	0,2	0,3
1,000	1,333	61	8.9	4.8	4.3	906	2,238	0.75	2.28	5.14
2,000	2,667	77	11.1	6.0	5.1	1,811	4,278	1.09	4.37	9.82
3,000	4,000	88	12.7	6.8	5.7	2,300	6,300	1.61	6.43	14.46
4,000	5,333	96	13.9	7.5	6.1	2,874	8,207	2.09	8.37	18.84
5,000	6,667	104	14.9	8.1	6.5	3,535	10,202	2.58	10.41	23.34
6,000	8,000	118	16.6	8.3	6.9	4,520	12,520	3.16	12.78	28.74
8,000	10,667	130	17.6	9.5	7.4	5,728	16,395	4.18	16.73	37.64
10,000	13,333	140	18.5	10.5	7.9	7,030	20,363	5.19	20.78	46.75
12,000	16,000	150	19.4	11.2	8.5	8,720	24,720	6.31	25.22	56.76
15,000	20,000	149	21.3	11.5	8.8	8,867	28,867	7.36	29.46	66.28
20,000	26,667	184	23.4	12.7	9.2	11,169	37,836	9.65	38.61	86.87
25,000	33,333	176	25.1	13.6	9.8	13,600	46,933	11.97	47.90	107.75
30,000	40,000	187	26.6	14.4	10.3	15,962	55,962	14.28	57.10	128.48
40,000	53,333	206	29.2	16.9	11.0	20,055	73,388	18.72	74.89	168.49
50,000	66,667	222	31.4	17.1	11.7	24,451	91,118	23.24	92.98	209.35
60,000	80,000	235	33.3	18.1	12.3	28,606	108,606	27.71	110.82	249.35
70,000	93,333	248	35.0	19.0	12.8	32,693	128,028	32.15	128.60	309.35
80,000	106,667	259	36.6	19.9	13.2	36,310	142,977	36.47	145.89	328.26
100,000	133,333	278	39.3	21.4	14.0	43,841	177,174	45.20	180.79	406.78
150,000	200,000	300	46.0	25.0	16.0	61,795	261,795	66.80	267.20	601.06
200,000	266,667	316	50.0	28.0	18.0	82,120	348,787	89.00	356.00	—
250,000	333,333	330	53.6	30.0	20.6	111,587	444,920	113.50	454.00	—

TABLA 2.4 Energía de atraque para barcos mineraleros

Buque	T _B	D _C	L (m)	M (m)	P (m)	C _M (m)	W ₁ (ton)	W (ton)	V (m/seg)	E (ton-m)
de madera	100	200	21.0	6.3	2.6	2.6	114	314	0.3	0.72
de acero	100	200	26.0	5.3	2.5	2.5	126	326	0.3	0.75
de madera	200	400	29.0	7.4	3.4	3.0	210	610	0.3	1.40
de acero	200	400	33.0	6.6	3.3	3.3	289	689	0.3	1.68
de madera	300	600	32.0	8.0	4.0	3.6	315	915	0.3	2.10
de acero	300	600	38.5	7.2	3.6	3.6	402	1,002	0.3	2.30
Barcasa	50	67	18.0	5.0	1.5	1.1	18	85	0.3	0.20
	100	133	20.6	5.5	1.8	1.3	28	161	0.3	0.37
	150	200	22.5	6.3	2.1	1.5	41	241	0.3	0.55
	200	267	25.0	6.6	2.2	1.6	52	319	0.3	0.73
	300	400	30.0	6.9	2.6	2.0	97	497	0.3	1.14

TABLA 2.5 Energía de atraque para otros tipos de embarcación

P_B	D_C	L (m)	M (m)	P (m)	C_M (m)
200,000	267,000	320.0	—	28.0	18.0
200,000	267,000	315.0	50.0	—	18.0
204,000	272,000	326.0	49.8	23.2	17.7
207,108	276,000	300.0	50.0	25.4	18.8
218,631	292,000	325.0	—	25.5	19.3
222,401	297,000	300.0	50.0	27.0	19.0
235,000	313,326	379.0	62.0	36.0	28.0
245,323	327,000	326.0	62.0	27.3	20.5
250,000	334,000	338.1	51.8	26.7	30.55
250,000	334,000	327.0	62.0	27.3	20.50
250,000	334,000	330.0	53.5	—	20.50
251,600	335,000	336.0	64.5	26.0	19.55
253,500	338,000	337.7	53.6	26.4	19.70
254,773	340,000	320.0	53.6	26.4	19.7
264,700	353,000	337.0	64.5	27.0	20.8
276,000	368,000	337.0	53.3	32.0	22.0
312,000	372,000	346.0	53.3	32.0	24.1
326,585	425,447	345.3	53.3	32.0	24.8
372,400	497,000	347.0	64.5	35.0	27.0
477,000	636,000	379.0	62.0	36.0	28.0

TABLA 2.6 Ejemplo de algunos barcos tanque o petroleros de concreto de gran porte

T_B	P_B	L (m)	M (m)	P (m)	C_M (m)
16,240	19,636	187.0	26.0	15.5	10.5
17,184	16,977	208.8	23.8	14.3	9.2
21,057	20,400	196.0	27.6	16.6	10.5
23,600	23,650	212.5	30.0	16.3	10.5
40,000	26,100	242.0	32.2	19.6	10.5
51,500	28,900	245.0	32.2	24.0	11.0
64,500	33,600	252.0	32.2	24.4	11.0

TABLA 2.7 Barcos contenedores

Peso muerto (tons) L _p · M · P (m)	Condi- ción del calado	C (m)	B (m ²)	Fuerza lateral de viento (tons)										
				Velocidad relativa del viento (m/sec)										
				5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	
50,000 220x30x18	ligero	2.8	3,400	8	31	69	127	191	275	375	490	620	765	
	máx	11.4	1,600	4	14	32	58	90	130	176	230	290	360	
70,000 240x36x20	ligero	3.0	4,300	10	39	87	155	242	349	474	619	784	968	
	máx	14.0	1,900	4	17	38	68	107	154	209	274	346	488	
100,000 270x40x23	ligero	3.1	5,000	11	44	99	176	276	397	540	706	893	1,103	
	máx	15.0	2,100	5	19	43	76	118	170	232	303	383	473	
160,000 300x46x24	ligero	3.2	6,400	15	58	130	231	360	518	706	922	1,166	1,440	
	prom	9.9	4,550	10	41	92	164	256	360	502	655	829	1,021	
200,000 310x48x26	máx	16.7	2,700	6	24	55	97	152	219	298	380	492	608	
	ligero	3.5	7,000	16	63	142	252	394	567	772	1,008	1,276	1,575	
250,000 320x50x28	prom	10.6	4,900	11	44	99	177	276	397	510	742	893	1,103	
	máx	17.8	2,800	6	25	57	101	158	227	300	403	501	630	
320,000 330x53x32	ligero	3.5	9,000	20	81	182	324	506	729	992	1,297	1,610	2,025	
	prom	11.9	6,500	15	59	132	224	366	527	717	936	1,185	1,463	
320,000 330x53x32	máx	20.5	3,700	8	33	75	133	208	300	408	533	674	833	
	ligero	3.7	10,600	24	96	215	382	594	850	1,082	1,527	1,932	2,385	
500,000 400x65x38	prom	12.0	7,400	17	67	150	267	416	600	816	1,066	1,340	1,665	
	máx	22.0	4,200	10	38	85	151	236	340	463	605	766	945	
500,000 400x65x38	ligero	4.0	14,900	34	134	302	537	810	1,200	1,640	2,116	2,720	3,353	
	prom	14.0	10,900	25	98	222	392	615	885	1,210	1,570	11,990	2,455	
	máx	27.0	5,720	13	52	113	207	323	465	630	825	1,040	1,290	

TABLA 2.8 Fuerza lateral que ejerce el viento sobre una embarcación amarrada a un muelle.

3. SOLICITACIONES QUE ACTUAN SOBRE LOS MUELLES

En este capítulo se describirán las solicitaciones que actúan sobre los muelles, sus valores recomendados y su combinación para efectos del diseño estructural.

3.1 Cargas muertas

La carga muerta es la suma del peso de todas y cada una de las partes estructurales del muelle completo y para fines de diseño, se tienen que suponer primero sus dimensiones, las cuales serán verificadas una vez realizados los cálculos.

3.2 Cargas vivas verticales

Las cargas verticales que actúan sobre un muelle son las debidas a sobrecargas de mercancías almacenadas y apiladas y a cargas de elementos de tráfico terrestre, como vehículos, ferrocarril y grúas automóbiles. La influencia de las cargas de grúas sobre carriles soportados por cimentaciones superficiales o profundas debe ser especialmente considerada cuando actúan también sobre la estructura del muelle.

En general, deben en este caso determinarse, ante todo, las cargas que actúan sobre el área de tráfico situada junto a la plataforma del muelle. Las cargas que actúan sobre la plataforma del muelle dependen esencialmente de las mercancías a transbordar, de la maquinaria de manipulación, de la naturaleza de las construcciones y de los usos locales, de forma que sólo se puede lograr con esta información una normativa limi-

tada. Las cargas sobre el área de tráfico, que son las que normalmente tienen una mayor influencia en la concepción y solicitación de la estructura, pueden, por el contrario, ser clasificadas sin dificultad. Se distinguen tres tipos de carga diferentes:

Tipo 1, que agrupa las cargas de tráfico y apile que actúan directamente sobre los elementos sustentantes de la estructura.

Tipo 2, en que la acción de las mismas cargas se transmite a los elementos sustentantes a través de una capa de reparto más o menos gruesa. Por ejemplo, explanadas formadas por una superestructura con capa de reparto.

Tipo 3, en que las cargas actúan sobre un relleno situado tras la estructura, la cual llega a ser solicitada indirectamente a través de un aumento del empuje de las tierras.

Además de estos tres tipos de carga básicos hay también otros casos intermedios que pueden ser relacionados convenientemente con aquellos.

El desarrollo de la última década señala para numerosas estructuras realizadas un aumento de las cargas verticales adoptadas. Este desarrollo se debe, en primer lugar, a los esfuerzos que se realizan para no obstaculizar las posibilidades futuras. Sin embargo, no debe olvidarse que la seguridad de la estructura puede conseguirse con más precisión mediante una cuidadosa exploración del suelo, un mejor conocimiento de las solicitaciones debidas al empuje de las tierras y a la presión hidrostática, un mejor conocimiento de las propiedades de los materiales y un cálculo estático y dimensionado más cuidadoso. En vista de esto no existe hoy ya motivo para adoptar cargas verticales mayores que aquellas que pueda esperarse se produzcan bajo circunstancias normales. Como las cargas verticales representan generalmente sólo la parte menor de la carga total, pueden absorberse sobrecargas localizadas en la carga

vertical en el tipo 2 y, sobre todo, en el tipo 3 dentro del margen de los esfuerzos admisibles más elevados, sin que la estructura total deba ser dimensionada para tales cargas especiales de acuerdo con los esfuerzos admisibles usuales. Cuantas más posibilidades existan para repartir las cargas verticales, más escasas serán las sobrecargas adicionales localizadas de una estructura debidas a un aumento de la carga vertical.

En el caso de la carga tipo 1 hay que tener en cuenta que por los muelles se circula generalmente despacio, por lo que puede disminuirse adecuadamente el coeficiente de impacto.

Estas consideraciones ya se han tenido en cuenta en las siguientes recomendaciones para la adopción de la carga vertical.

3.2.1 Carga tipo 1

Los elementos sustentantes de la estructura deben ser dimensionados para cargas de ferrocarril y según las condiciones de servicio que se produzcan en la zona portuaria, de conformidad con las especificaciones AREA⁵. La carga viva vertical de ferrocarril recomendada por estas especificaciones consiste en dos locomotoras "típicas" de ferrocarril que tiran de una hilera de carros. Con base en el peso de la locomotora, la carga se designa como E-40, E-60, E-75, E-80, ó E-110, y es directamente proporcional (esto es, $E-60 = \frac{6}{8} \times E-80$). Los criterios ordinarios de diseño del AREA se basan en la carga E-80 (a veces en la E-110) que se muestra en la fig. 3.1.

Para el tráfico carretero deben considerarse los vehículos que recomiendan las especificaciones AASHTO⁶, situados en cualquier posición dentro de las posibles; en ciertos casos deben considerarse también en el cálculo las grúas automóbiles. En las figs. 3.2 y 3.3 se ilustran las cargas móviles de los vehículos tipo recomendadas para diseño por las especificacio

nes AASHTO. En la fig. 3.4 se ilustran las cargas equivalentes que representan la acción de un tren de camiones. Estas cargas equivalentes por banda de circulación consisten en una carga uniforme por metro lineal de banda de circulación combinada con una carga concentrada. Ambas cargas están distribuidas sobre un ancho de banda de circulación de 3.05 m sobre una línea normal a la línea central de la banda. El tipo de carga que deberá escogerse para diseñar la estructura es aquel que produzca los máximos esfuerzos. La carga equivalente produce esfuerzos mayores que los que produce un simple camión para claros muy grandes de las vigas longitudinales (mayores de 17 m). En el caso de traveses longitudinales continuos, calculados con cargas equivalentes, deben considerarse dos cargas concentradas iguales a las indicadas en la fig. 3.4 y la carga uniforme por metro lineal de banda de circulación se puede aplicar en forma continua o discontinua a manera de producir los máximos esfuerzos.

El reparto de cargas también debe cumplir con las disposiciones correspondientes a las especificaciones AASHTO. Todas las solicitaciones producidas por la carga viva en la estructura deben incrementarse para tener en cuenta los esfuerzos adicionales debidos a los efectos de impacto, vibratorios y dinámicos. De acuerdo con las especificaciones AASHTO las cargas tipo deben multiplicarse por un factor mayor que uno para incluir su valor directo y el incremento debido a estos efectos. Este factor está dado por

$$I = 1 + \frac{15.24}{L + 38.10}$$

donde L es la longitud del claro considerado para producir el máximo esfuerzo en metros. El máximo valor de "I" que debe considerarse es de 1.30. Para las cargas tipo 1 este coeficiente de impacto puede disminuirse a la mitad en consideración a la circulación lenta.

Junto a estos casos de carga debe adoptarse también como regla

general una carga viva uniforme repartida sobre toda la plata forma del muelle de 2 t/m^2 . Sin embargo, si no es de prever un apile considerable de mercancías, sólomente debe tenerse en cuenta en el cálculo una carga viva de 1 t/m^2 . Para tráfico normal de pasajeros y peatones basta una carga viva de 0.5 t/m^2 .

3.2.2 Carga tipo 2

Sustancialmente, como la carga tipo 1. Sin embargo, el coeficiente de impacto puede ser todavía disminuido según el espesor de la capa de reparto y prescindir de él para el tráfico ferroviario cuando dicha capa sea, como mínimo 1 m, medido desde la cabeza del carril para el caso de vías embebidas en el pavimento. La repartición de cargas sigue las recomendaciones contenidas en las especificaciones AASHTO. La anchura de reparto en dirección transversal no debe exceder la distancia entre ejes de vías (4.5 m para vía normal). Si el espesor de la capa de reparto es, como mínimo, de 1.5 m, la carga total del tráfico ferroviario puede ser considerada como carga viva vertical uniformemente repartida, que representa la de los trenes en movimiento, según las especificaciones AASHTO. Para tráfico normal de trenes, la superestructura debe calcularse con una carga viva uniformemente repartida de 3 t/m^2 , y para el resto con una carga de 2 t/m^2 .

3.2.3 Carga tipo 3

Como las cargas de tráfico y las producidas por apilamientos masivos localizados inciden sobre una gran cuña de deslizamiento y se pueden distribuir convenientemente, es suficiente en todos los casos considerar en los cálculos una carga vertical uniformemente repartida de 2 t/m^2 .

3.2.4 Carga debida a grúas autom6viles

Cuando en las operaciones de transbordo se utilizan grúas autom6viles o el relleno del muelle se realiza con excavadoras de oruga que circulan inmediatamente detras del frente de la estructura, no se utilizan los tipos 2 ó 3, sino que en estos casos la parte superior de la estructura e incluso un posible anclaje superior se dimensionan de acuerdo con las siguientes cargas, tomando siempre la más desfavorable:

- a. Carga vertical de 6 t/m^2 sobre una anchura de 1.5 m medida desde el borde interior de la coronación del muelle hacia tierra, o
- b. Carga vertical de 4 t/m^2 sobre una anchura de 3.5 m medida desde el borde interior de la coronación del muelle hacia tierra.

3.2.5 Cargas debidas a grúas normales para carga general

Las grúas para carga general son o bien de pórtico, giratorias y de pluma basculante, (ver fig. 3.5), abarcando una, dos o tres vías de ferrocarril, o con sólo 3 m entre apoyos, rodando entre las vías y el cantil del muelle, o bien de semipórtico. La potencia oscila, en general, entre 3 y 5 ton para un alcance entre 20 y 25 m. Pero también se utilizan grúas pesadas, por ejemplo de 25 ton a 20 m ó de 15 ton X 36 m, abarcando una o varias vías de ferrocarril y situadas en lugares apropiados entre las restantes grúas.

El eje de giro de la superestructura debe situarse lo más próximo al carril del lado del agua para conseguir una mejor visibilidad y una construcción más compacta.

El pasillo entre el carril de la grúa del lado del agua y el extremo del muelle es necesario para la instalación de bitas, para el apoyo de las pasarelas, como camino y lugar de traba-

jo para los amarradores y como acceso a los atraques. El límite exterior de la cabina giratoria de la grúa debe estar en cualquier posición a una distancia mínima de 1 m del plano vertical del extremo del muelle como se indica en la fig. 3.6. La distancia entre ruedas suele ser del orden de 6 m y no debe bajar de 5.5 m. La longitud entre topes alcanza alrededor de los 7 m. Si la carga por rueda es demasiado alta, la casa constructora puede conseguir disminuirla mediante variaciones constructivas. Así, para grúas de 25 t se precisan de dos a tres ruedas por pata y una distancia entre topes de hasta 11.5 m.

Las grúas de gran potencia para carga general son dimensionadas con distancia entre apoyos y mecanismos, tales que puedan utilizar sin sobrecargas las vías dispuestas para las grúas normales.

Las cargas verticales por rueda, tanto de peso propio como debidas a la carga útil, incluso los esfuerzos del viento y de inercia (así como su simultaneidad de aparición), son tenidos en cuenta en el cálculo y dimensionamiento de la vía de rodadura con un coeficiente $\zeta = 1.2$ para los casos en servicio. La cimentación de la grúa puede dimensionarse sin tal coeficiente. Todas las plumas de las grúas tienen giro completo de 360° : la presión ejercida sobre las esquinas varía correspondientemente. Para fuertes empujes de viento y grúa fuera de servicio se puede aplicar, en caso necesario, para el dimensionamiento del muelle y de la vía de rodadura, el caso de carga tipo 3.

Para la preparación de anteproyectos de muelles y vías de rodadura pueden utilizarse, en los casos de servicio, las presiones de esquina dadas por el cuadro de la fig. 3.7. Las fuerzas horizontales por rueda a considerar son:

En la dirección del carril, $1/7$ de la carga por rueda de las ruedas frenadas, y transversalmente al carril, como empuje la

teral y de viento, $1/10$ de la carga de la rueda. Para grúas de pluma basculante muy pesadas debe, sin embargo, aplicarse el empuje lateral en los cálculos del anteproyecto no con $1/10$, sino con $1/8$ de la carga por rueda. Los cálculos definitivos de la estructura se realizarán de acuerdo con las solicitudes por rueda y esquina, tanto horizontales como verticales, suministradas por la casa constructora.

3.2.6 Cargas debidas a grúas de pórtico

El pórtico de las grúas portuarias usuales tiene tres o cuatro apoyos (fig. 3.7), que por lo general, sólo tienen una rueda. Sólo las grúas de gran potencia para carga general tienen de dos a cuatro ruedas por apoyo. En tramos de muelle rectos, la distancia media entre carriles de rodadura alcanza 6, 10 ó 14.5 m, según que el pórtico abarque una, dos o tres vías. Las medidas de 10 y 14.5 m se obtienen de la medida mínima teórica de 5.5 m para vía, a la que se suma una o dos veces la distancia entre carriles de 4.5 m.

3.2.7 Cargas debidas a grúas de semipórtico

El pórtico de estas grúas sólo tiene dos apoyos, que ruedan por el carril del lado del agua. Del lado de tierra se apoya sobre un espolón en una vía de grúa elevada, con lo que se hace posible el libre acceso a cualquier lugar de la superficie del muelle. Los dos apoyos y el espolón poseen normalmente sólo una rueda cada uno, y relativamente más en caso de grúas de gran potencia.

3.2.8 Cargas debidas a grúas de contenedores

Las grúas apropiadas para contenedores se forman como grúas de pórtico con brazo en voladizo y carro de traslación (puentes de transbordo), teniendo normalmente sus apoyos de seis

a ocho ruedas (ver fig. 3.8). Los carriles de rodadura, tienen en general, una distancia media de 15 a 18 m, abarcando dos o tres vías.

La distancia entre apoyos en dirección longitudinal a la vía de rodadura alcanza 17 m en relación con el transbordo de contenedores de 40 pies.

Para una grúa de 38 ton de potencia (incluido el spreader), necesaria para contenedores de 40 pies, la descarga máxima de esquina alcanza 240 ton. Debido al viento y a las fuerzas de inercia se eleva en un 10%. Para estas grúas se disponen normalmente seis ruedas por apoyo.

Para una potencia de 53 ton (incluido el spreader), que es utilizado tanto para contenedores de 40 pies como también para 2 X 20 pies según el procedimiento llamados dos de veinte se alcanza una descarga máxima de esquina de 300 ton con una elevación correspondiente del 10% debida al viento y a las fuerzas de inercia. Entonces son necesarias ocho ruedas por apoyo. Para grúas en servicio, la carga máxima por viento alcanza 20 ton, tanto en sentido longitudinal como normal al carril, y para el caso de grúas fuera de servicio asciende a 62 y 75 ton respectivamente. Hay que aplicar, sin embargo, el empuje lateral en los cálculos del anteproyecto no con $1/10$, sino con $1/7$ de la carga por rueda.

Para la adopción en anteproyectos de muelles y vías de rodadura de las fuerzas laterales y de frenado, mediante el coeficiente μ a tener en cuenta para el cálculo de estas estructuras y para la adopción de las fuerzas en los cálculos definitivos de las estructuras, debe tenerse en cuenta lo establecido en el inciso 3.2.5.

3.3 Fuerzas vivas horizontales

Las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura de un muelle son las debidas: al impacto de la embarcación al atra-

car, al viento, a las corrientes, al oleaje y al sismo.

3.3.1 *Impacto de la embarcación al atracar*

La fuerza horizontal mas importante a considerar en el diseño estructural de un muelle es la originada por el impacto de la embarcación al atracar. Esta fuerza de atraque tiene una componente normal y otra tangencial al paramento de atraque. La componente normal está dada por la fuerza reactiva efectiva - de la defensa marina y su obtención ya ha sido tratada en el capítulo 2. La componente tangencial aparece debido a que la embarcación se aproxima formando un cierto ángulo con la lí--nea de atraque y se obtiene multiplicando el valor calculado de la componente normal por un coeficiente de fricción entre la embarcación y las defensas. Este coeficiente se considera comúnmente igual a 0.25.

3.3.2 *Fuerzas inducidas por el viento*

La fuerza debida a la presión del viento sobre la superficie expuesta de una embarcación atracada, se transmite a la es--tructura del muelle como una tensión o jalón a través de la bita de amarre cuando el viento trata de separar al barco de la estructura y de compresión a través de las defensas, cuando el viento recarga el barco contra el paramento de atraque. La obtención de esta fuerza ya ha sido tratada en el capítu--lo 2.

3.3.3 *Fuerzas inducidas por las corrientes*

Comúnmente la fuerza que una corriente ocasionada por la marea ejerce sobre la embarcación no es de importancia para el diseño, debido a que se procura proyectar los muelles en forma tal que las embarcaciones queden paralelas a la corriente. Sin embar--go, en algunas localidades, al proyectarse la disposición de -

los muelles por la dirección de los vientos reinantes, puede presentarse el caso de que la corriente actúe normalmente o formando un cierto ángulo contra el casco de la embarcación. La obtención de esta fuerza ha sido tratada en el capítulo 2.

Esta fuerza se transmite a la estructura del muelle, ya sea porque la embarcación se apoya contra el sistema de defensas o a través de los cables de amarre y es sumable a la producción por el viento sobre la embarcación.

3.3.4 Fuerzas inducidas por el oleaje

Por lo general los muelles se ubican en dársenas cuya agitación debida al oleaje es pequeña (H pequeñas), ya que se encuentran protegidas mediante rompeolas. Debido a esto la carga inducida por el oleaje sobre los pilotes de un muelle no es significativa en el diseño de éste.

3.3.5 Fuerzas sísmicas

La acción sísmica sobre estructuras cuyos miembros soportantes son aproximadamente de igual rigidez (como sucede en muelles sobre pilas o pilotes) se puede simular mediante la aplicación de una fuerza estática horizontal equivalente. Esta fuerza sísmica está dada por cualquiera de las dos expresiones siguientes, la que sea más desventajosa para la estructura, y debe actuar en el centro de gravedad de ésta.

$$F_s = c_s W$$

$$F_s = (W + \text{sobrecarga})$$

donde

F_s - fuerza estática horizontal equivalente en ton

W - peso muerto total de la estructura en ton

c_s - coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico de diseño debe determinarse de acuerdo con la siguiente expresión

$$c_s = c \cdot f_{IE}$$

donde

c - coeficiente sísmico regional

f_{IE} - coeficiente de importancia de la estructura

Para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas, según se indica en la fig. 3.9 tomada de la ref 8. La zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la de mayor intensidad es la zona D. Con base en esta regionalización sísmica en la Tabla 3.2 se indica el valor del coeficiente sísmico regional, en el cual han sido consideradas las condiciones del subsuelo a través de los siguientes tipos de terreno:

Tipo I Terreno firme, tal como tepetate, arenisca medianamente comentada, arcilla muy compacta o suelos con características similares.

Tipo II Suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas o limos de mediana o alta compacidad, arcillas de mediana compacidad o suelos de características similares.

Tipo III Arcillas blandas muy compresibles.

Los terrenos, cuyas propiedades se desconozcan se supondrán -- pertenecientes al tipo III.

Para clasificar un terreno se procederá de la siguiente manera:

1. Se localizará el nivel del terreno firme, bajo el cual todos los suelos tengan módulos de rigidez a cortante mayores de 5×10^4 ton/m², o requieran más de 50 golpes por cada 30 cm en la prueba de penetración estándar.
2. Para estratos comprendidos entre el nivel del terreno firme y el nivel en que las aceleraciones horizontales del terreno se transmitan a la construcción se calculará el coeficiente ψ como

$$\psi = \sum H_i \sqrt{\gamma_i / G_i}$$

donde

H_i - espesor del i -ésimo estrato (véase fig. 3.10), en metros

γ_i - peso volumétrico del suelo del estrato i , en ton/m³

G_i - módulo de rigidez a cortante en ton/m²

Si ψ es menor que 0.20, el terreno se considerará firme, del tipo I.

Si ψ es mayor que 0.20 y menor que 0.45, el terreno se considerará de baja rigidez, del tipo II. Si $\psi > 0.45$ el terreno se clasificará como del tipo III.

Cuando en el terreno analizado aparezca un estrato arcilloso blando muy compresible con espesor mayor o igual que 10 m, el terreno se considerará del tipo III, independientemente del valor de ψ que se obtenga para el perfil estratigráfico.

A falta de información más precisa, al aplicar el criterio anterior puede tomarse para γ_i el valor de 1.5 ton/m³ y los valores de G_i pueden estimarse como $G_i = 0.35 E_i$, en que E_i es el valor de la pendiente inicial de la curva esfuerzo-deformación de una prueba de compresión simple.

Para esta clasificación se tomarán en cuenta todos los suelos que se encuentren debajo del nivel en que las aceleraciones -

horizontales se transmiten a la construcción.

En la tabla 3.3 tomada de la ref 9 se indican los valores del coeficiente f_{IE} que debe aplicarse a las estructuras marítimas. Los muelles se pueden clasificar como construcciones que en caso de fallar a raíz de un sismo causarían pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. De acuerdo con esto los muelles sobre pilotes o pilas se pueden clasificar según la tabla 3.3 como clase A pudiéndose tomar para f_{IE} un valor de 1.2.

3.3.6 Fuerzas de frenaje

Cuando los vehículos y las grúas portuarias frenan o aceleran transmiten por medio de sus ruedas fuerzas longitudinales al sistema de piso.

El valor máximo de estas fuerzas se obtiene para una condición de frenaje súbito y depende del peso del vehículo, la velocidad de éste en el instante de frenar y el intervalo de tiempo desarrollado hasta que el vehículo se detiene. Esta fuerza está dada por

$$F = \frac{W}{g} \left(\frac{\Delta V}{\Delta t} \right)$$

donde

W - peso del vehículo en ton

g - aceleración de la gravedad en m/seg²

ΔV - cambio en velocidad (m/seg) en el intervalo Δt (seg)

En los incisos 3.2.5 y 3.2.8 se indican respectivamente las fuerzas de frenaje para grúas de pórtico y grúas de contenedores con fines de anteproyecto. Para un proyecto definitivo deberá pedirse esta información al fabricante.

3.3.7 Fuerzas por temperatura

Se deben tomar precauciones en el diseño para prever las fuerzas o movimientos que resulten de las variaciones de temperatura. El valor de dicha variación depende de la localidad -- donde vaya a construirse el muelle y se considera a partir de una temperatura supuesta en el momento de la construcción. - Debe considerarse que existe diferencia entre la temperatura ambiente y la del interior de los elementos masivos de concreto. Para absorber los movimientos originados por los cambios de temperatura se deberán prever las juntas de dilatación que resulten necesarias.

3.3.8 Combinacion de sollicitaciones

La seguridad del muelle deberá verificarse para el efecto combinado de todas las cargas y fuerzas mencionadas que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

En aquellas combinaciones de carga en que intervenga la fuerza sísmica o la de viento, se aceptará un incremento de un 40% ó de un 30% respectivamente, en los esfuerzos de trabajo permisibles de los materiales de construcción considerados para el muelle.

Asimismo, cuando la estructura del muelle se diseñe para una combinación de cargas permanentes y eventuales que incluya la fuerza sísmica, el valor de la carga viva vertical uniforme - deberá ser igual a la mitad del valor que se le haya considerado para una combinación de cargas en la que no entre el sísmo.

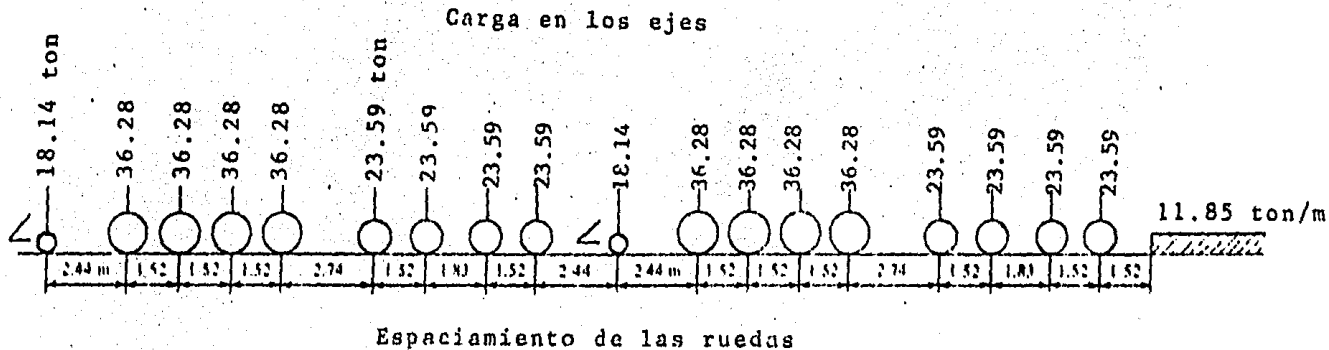
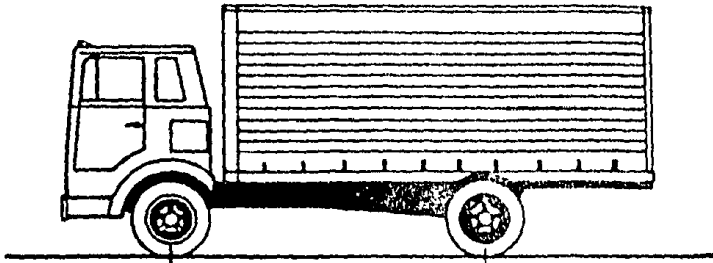


Fig. 3.1 Carga estándar Cooper E-80, según AREA. Se obtienen las otras cargas por proporción directa (esto es, E-60 = 0.75 X E-80).

W = Peso total del camión y la carga en toneladas



H20	3.63 ton	14.52 ton
H15	2.72 ton	10.90 ton

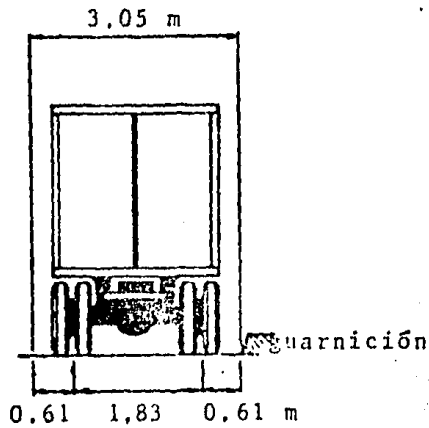
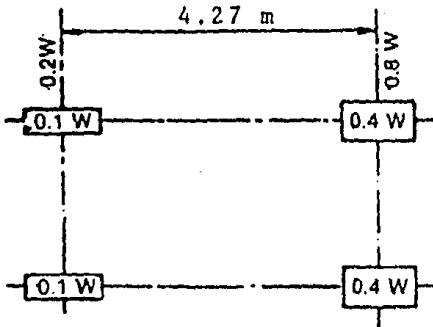
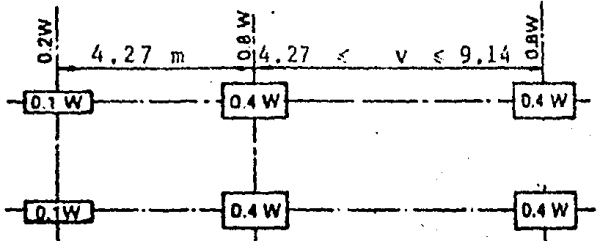
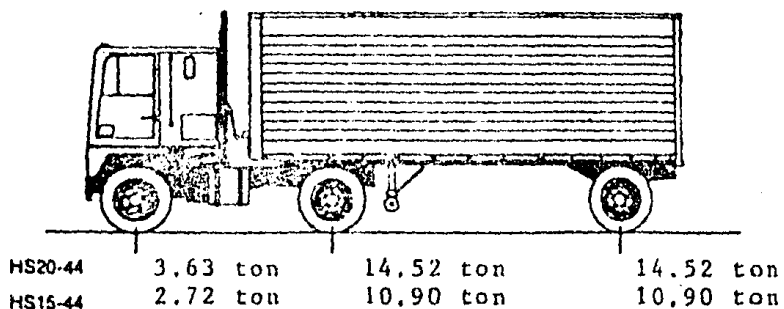


Fig. 3.2 Camión estándar H.



W = Peso combinado sobre los dos primeros ejes, que es el mismo que el del correspondiente camión H.

L = Espaciamiento variable se usará el espaciamento de - 4.27 a 9.14 m inclusive, que sea el que produzca los máximos esfuerzos.

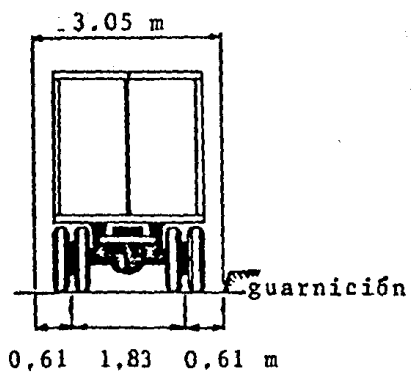
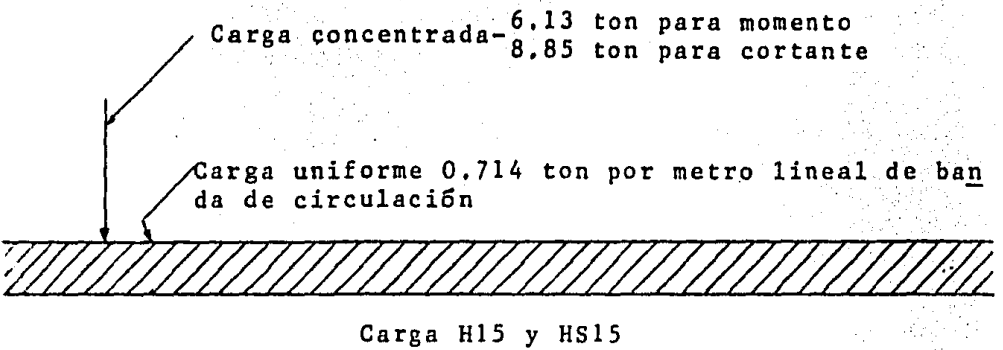
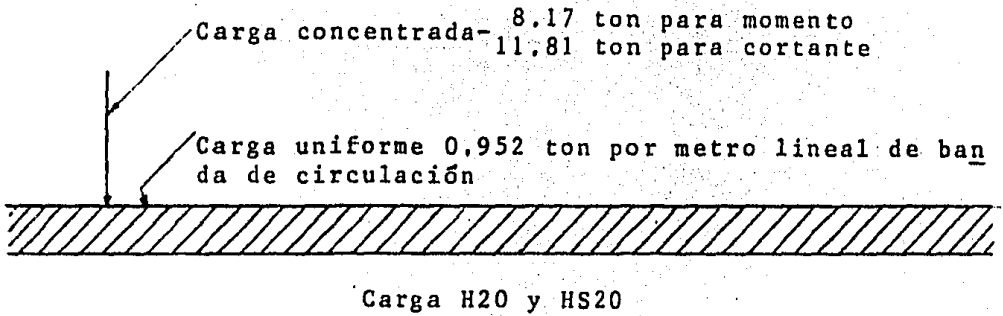


Fig. 3.3 Camión estándar HS.



- Nota:
- La carga concentrada se aplicará en cualquier lugar del claro donde produzca el máximo esfuerzo.
 - La carga uniforme cubre todo el ancho del carril de tráfico.

Fig. 3.4 Cargas equivalentes por banda de circulación.

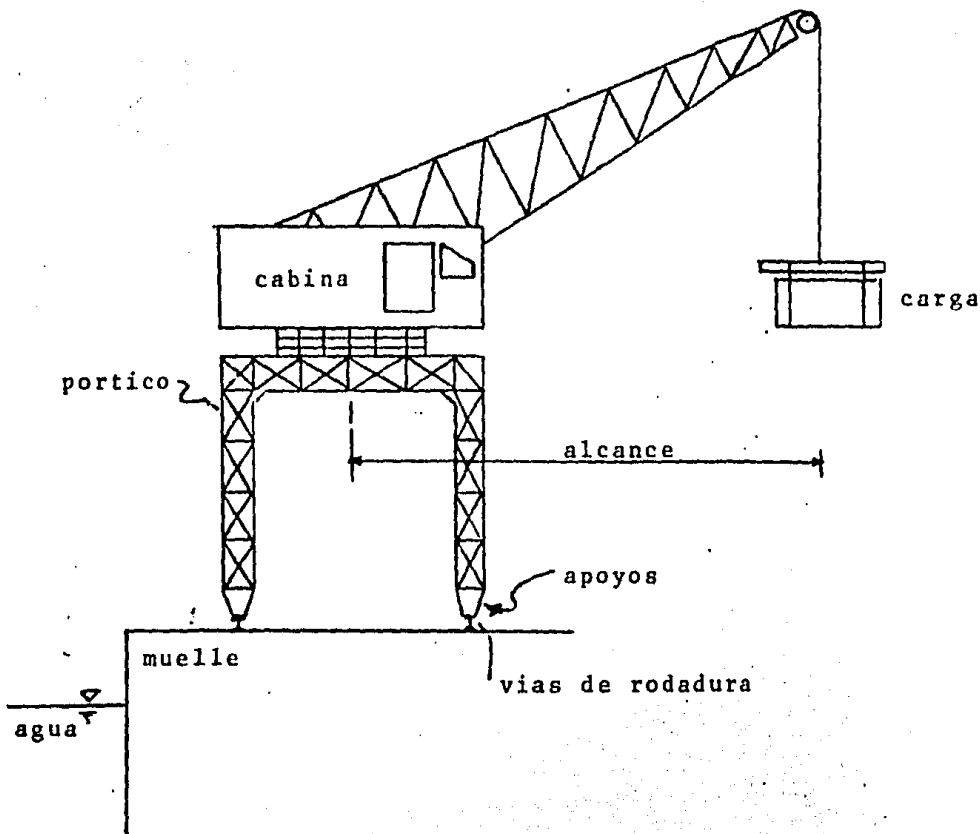


Fig. 3.5 Grúa de Pórtico.

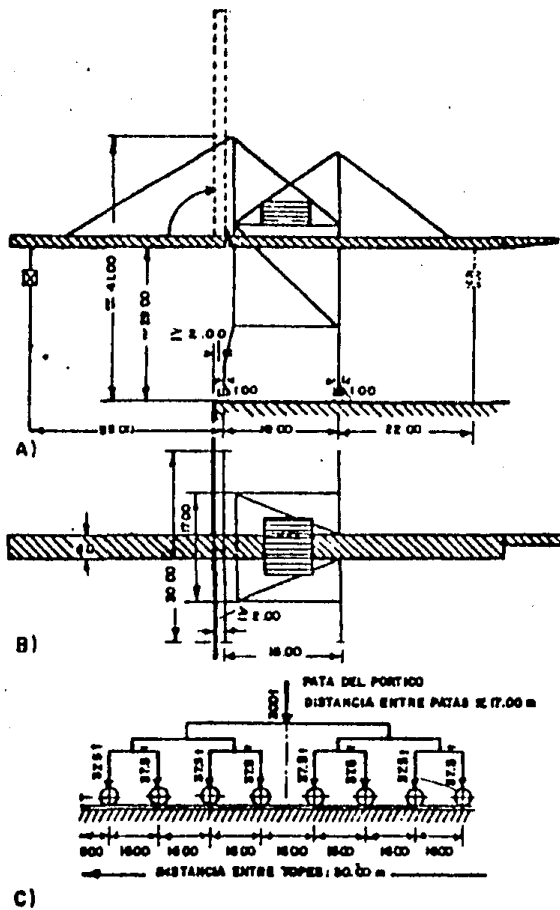


Fig. 3.8 Grúa de contenedores con potencia de 53 ton
 A) Sección; B) Planta; C) Tren de cargas para una pata.

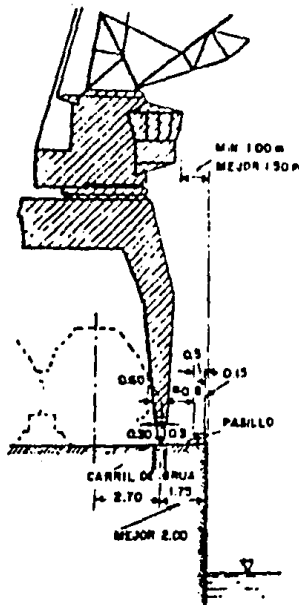


Fig. 3.6 Distancia entre el límite exterior de la cabina giratoria y el cantil del muelle.

DESCARGA DE ESQUINA DE GRUA EN T (SIN FUERZA DE VIENTO E INERCIA)																	
POTENCIA, ALCANCE	3 Ton., 20 M			3 Ton., 25 M			5 Ton., 20 M			5 Ton., 25 M							
DESCARGA DE ESQUINA DE PORTICO	POSICION	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E					
		III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III					
	A	410	410	330	330	470	470	140	140	340	340	140	140	810	810	150	150
	B	420	380	330	370	460	430	330	180	380	480	180	190	600	490	70	210
	C	270	220	280	310	300	250	310	300	320	200	360	420	230	270	410	810
	D	240	240	300	300	260	260	350	350	280	280	400	400	240	280	480	480
	A	207	207	68	68	24	24	43	64	184	280	280	92	32	320	110	110
	B	210	138	40	138	278	184	60	184	318	180	64	100	370	218	60	218
	C	DESCARGA DE ESQUINA DE GRUA EN POSICION C Y E.															
	D	CORRESPONDIENTE A POSICION A. EN POSICION D CORRESPONDIENTE A POSICION B.															
	A	13.8	13.8	14.4	14.4	15.9	15.9	87.9	17.9	18.8	18.8	104	104	206	206	24.2	24.2
	B	16.0	5.4	10.3	22.9	20.6	41	131	277	251	81	401	20	127	78	178	371
	C	18.8	21	11.3	282	10.3	2.2	14.3	31.3	23.3	1.1	22.0	341	251	2.3	186	428
	D	13.4	0.9	14.8	27.4	15.4	0.6	18.4	32.9	17.3	0.0	10.2	30.7	200	0.7	247	441
	E	3.0	3.0	23.3	23.3	5.9	6.0	28.1	28.1	3.3	3.3	29.7	29.7	7.1	37.7	37.7	
	A	39.3	23.3	23.3	47.3	88.9	20.9	47.4	28.8	28.8	91.9	33.4	33.4				
	B	32.4	13.3	38.6	39.1	19.3	46.7	39.4	20.8	400	32.0	227	83.9				
	C	26.0	17.1	42.8	32.3	21.3	51.7	33.0	22.8	31.3	44.4	24.8	59.3				
	D	20.9	21.3	44.3	23.3	28.3	83.3	26.3	27.3	53.2	36.6	30.4	61.3				
	E	13.7	30.4	36.4	17.1	44.0	44.0	16.3	44.3	44.3	27.2	50.7	50.7				
	A	23.8	24.1	241	28.8	20.1	201	32.7	26.4	80.4	83.4	30.9	30.9				
	B	18.3	14.3	38.4	22.0	17.6	47.3	28.2	17.2	48.6	23.9	237	37.7				
	C	18.1	15.0	40.9	19.4	18.4	49.1	23.6	18.0	48.3	22.0	247	59.9				
	D	12.9	18.0	41.0	18.7	20.2	48.9	21.0	19.8	49.3	19.0	20.9	80.8				
	E	8.3	31.0	31.0	10.2	38.4	38.4	14.4	37.8	37.8	12.4	47.3	47.3				
		A	16.7	23.5	23.3	20.3	30.3	30.3	22.0	34	334.3	27.3	403	403			
B		12.3	14.7	40.7	19.0	17.4	48.3	18.0	20.3	33.8	20.1	22.0	83.8				
C		11.2	15.0	41.3	13.7	17.1	49.8	15.3	20.8	34.9	18.3	23.3	88.8				
D		10.1	13.8	41.0	12.3	16.7	48.4	14.1	21.9	33.3	16.8	24.7	87.3				
	E	6.7	31.0	31.0	7	38.9	38.9	8.4	41.4	41.4	8.4	48.4	48.4				

ESTOS VALORES SE ELEVAN EN UN 10% DEBIDO AL VIENTO Y FUERZAS DE INERCIA. SIN EMBARGO PARA GRUAS CON 300 DE VIA EN UN 20 %.

EXPLICACION DE LA NOMENCLATURA USADA EN LA TABLA.

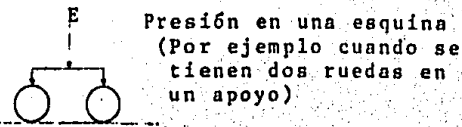
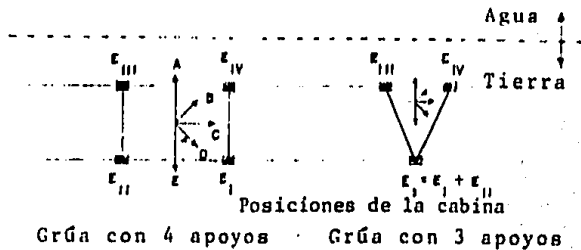


Fig. 3.7 Tabla de descarga de grúa y de esquina, Las grúas de pórtico de alcance variable de 25 Ton., 20 m con 6.0 m. entre apoyos tienen en general una descarga máxima de esquina de 135 Ton. que se aumenta en 10% debido al viento y las fuerzas de inercia.



FIG 3. 9 REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

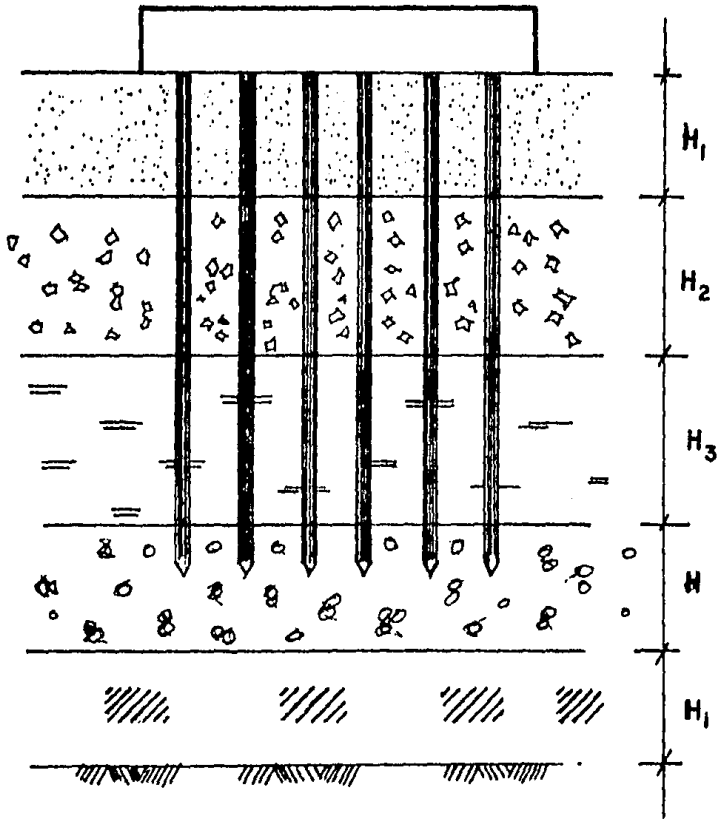


Fig. 3.10 Estratigrafía bajo el nivel de desplante.

d/λ	kd	ξ
0.05	0.314	0.51
0.10	0.628	0.25
0.30	1.885	0.10
0.50	3.142	0.08
1.00	6.283	0.08
∞	∞	0.08

Tabla 3.1 Valores de ξ en la ec 3.13

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c
A	I	0.08
	II	0.12
	III	0.16
B	I	0.16
	II	0.20
	III	0.24
C	I	0.24
	II	0.30
	III	0.36
D	I	0.48
	II	0.56
	III	0.64

Tabla 3.2 Valores del coeficiente sísmico regional.

Clasificación de la Estructura	Características de la Estructura	Coeficiente de Importancia
Clase Especial	Estructuras para las cuales las características ① a ③ de entre las características de la clase A son muy evidentes	1.5
Clase A	<p>① Estructuras que tienden a causar pérdidas de vidas y propiedades debido a daño Sísmico.</p> <p>② Estructuras que juegan un papel importante para la recuperación ante un desastre Sísmico.</p> <p>③ Estructuras que manejan materiales peligrosos que tienden a causar serios daños a vidas o propiedades debido a daño Sísmico.</p> <p>④ Estructuras que causan influencias serias a la actividad económica y social de sus áreas de trabajo debido a un daño Sísmico.</p> <p>⑤ Estructuras que se considere difícil su recuperación ante un desastre Sísmico.</p>	1.2
Clase B	Otras estructuras que no se clasifiquen clase especial, clase A y clase C	1.0
Clase C	Estructuras pequeñas que no se clasifiquen como clase especial y clase A y que permitan una recuperación rápida ante un desastre Sísmico.	0.5

TABLA 3.3 Coeficientes de importancia de las estructuras marítimas.

4. TRANSMISION DE CARGAS Y CONDICION DE CARGA CRITICA

En este capítulo se presenta la forma como debe realizarse la transmisión de cargas a los elementos estructurales que componen un muelle. La transmisión de cargas aquí planteada corresponde a las estructuras para muelles sobre pilotes y pilas indicadas en las figs. 1.23 y 1.24 respectivamente. También en este capítulo se indica cuales son por lo general las condiciones de carga crítica para diseñar estos elementos estructurales.

4.1 Losa de piso del muelle

La losa de piso que forma la plataforma del muelle se considera constituida por una serie de losas apoyadas perimetralmente sobre las vigas transversales y longitudinales. La carga muerta por unidad de área que actúa sobre cada losa perimetral se obtiene a partir del espesor considerado para ésta y del peso volumétrico del concreto reforzado utilizado. La carga viva vertical por unidad de área que actúa sobre cada losa perimetral se ha indicado en el cap. 3 para varias condiciones de carga. Para realizar el análisis y el diseño estructural de las losas perimetrales sujetas a una carga uniforme por unidad de área se podrán seguir los procedimientos y aceptar los factores de seguridad de las normas aplicables de diseño estructural de concreto. Además para aplicar correctamente estas normas deberá determinarse la restricción al giro de los bordes de la losa inducida por las vigas transversales y longitudinales.

Las losas perimetrales pueden estar sujetas ya sea a una carga vertical uniforme por unidad de área o bien a cargas verticales concentradas inducidas por los elementos de tráfico terrestre. Sin embargo, estos dos tipos de carga no pueden presentarse actuando simultáneamente sobre las losas perimetrales. La condición de carga crítica para análisis y diseño estructural de las losas perimetrales suele ser cuando estas están sujetas a cargas concentradas (ver fig. 4.1). En el apéndice A se indica un procedimiento de análisis estructural para losas perimetrales sujetas a cargas concentradas tomada de la ref 10. Para aplicar este procedimiento se necesita conocer la magnitud de la carga o cargas concentradas, su o sus ubicaciones dentro de la losa perimetral y el área en que ésta o estas cargas concentradas se encuentran aplicadas. Las especificaciones AASHTO recomiendan para sus camiones estándar de diseño que las llantas tengan un área de contacto de forma rectangular, con un área en centímetros cuadrados de $142.234 P$, donde P es la carga sobre la llanta en ton, y una relación de longitud (en la dirección del tráfico) a ancho de la llanta de $1/2.5$. En la table 4.1 se indican las descargas sobre las llantas y las características de éstas para los camiones estándar H y HS. En el caso de las grúas automóbiles se deberá pedir al fabricante las características de las llantas y las descargas sobre éstas.

En general los claros de las trabes longitudinales y transversales de los muelles no son muy grandes (menores de 17 m). Por este motivo, el diseño de las losas perimetrales normalmente no está regido por las cargas equivalentes por banda de circulación.

4.2 Trabes longitudinales y transversales del muelle

Para determinar las cargas muertas y las cargas vivas verticales que actúan sobre cada tramo de las trabes longitudinales y transversales, se necesita obtener en primer término el área

tributaria que les corresponde. El procedimiento más usual - consiste en trazar por cada una de las esquinas de las losas perimetrales líneas a 45° , que definen áreas tributarias -- triangulares o trapeciales cuya base indica su corresponden-- cia con las trabes. Una vez que se determina la carga viva - vertical sobre los tramos de las trabes, es necesario conside-- rar los distintos efectos originados por su cambio de posición en estos. Por lo tanto hay que dimensionar las trabes, a par-- tir de la envolvente de los elementos mecánicos que correspon-- den a las distintas condiciones que se pueden presentar. En algunos casos es conveniente incrementar el factor de seguri-- dad para tomar en cuenta posibles combinaciones en la posición de la carga viva. Para ello se requiere analizar las siguien-- tes condiciones de carga:

- a. Carga muerta más carga viva en todos los tramos de las -- trabes.
- b. Carga muerta más carga viva en tramos alternados de las -- trabes. Este análisis proporciona valores máximos del mo-- mento positivo en los tramos de las trabes en los que ac-- túa la carga viva.
- c. Carga muerta más carga viva en tramos contiguos. Esta -- condición proporciona valores máximos del momento negati-- vo en los apoyos intermedios a los tramos de las trabes - en que actúa la carga viva.

Los valores máximos de estas tres condiciones se pueden combi-- nar para trazar una envolvente de momento flexionante.

Adicionalmente a este análisis deberán obtenerse los momentos flexionantes máximos que se presentan en cada tramo de las -- trabes longitudinales y transversales y que son ocasionados - por las cargas verticales concentradas inducidas por los ele-- mentos de tráfico terrestre. En este análisis los esfuerzos máximos dependen no sólo de la magnitud de las cargas sino -- también de su posición en los tramos de las trabes. El análi--

sis ha de considerar, las distintas posiciones posibles de los elementos de tráfico terrestre que corresponden a la condición más desfavorable. En el apéndice B se indica la forma de aplicar el procedimiento de las líneas de influencia para vigas -- continuas que permite realizar este análisis. Este procedimiento fue tomado de la ref 10.

Las trabes longitudinales y transversales deberán diseñarse para los momentos flexionantes más grandes de las dos condiciones de análisis señaladas. En general, la condición de análisis que rige el diseño de las trabes longitudinales y transversales corresponde al de las cargas verticales concentradas inducidas por el tráfico terrestre.

En la fig. 4.1 se indican algunas condiciones de carga crítica que rigen el diseño de las trabes longitudinales y transversales. En esta figura se muestran tan sólo camiones tipo tráfico carretero, lo que no excluye su generalización a otros elementos de tráfico terrestre como ferrocarril y grúas portuarias.

4.3 Distribución de fuerzas sobre pilotes

A continuación se presentan los criterios más usuales para obtener las fuerzas que actúan sobre las cabezas de pilotes que forman la cimentación de un muelle.

4.3.1 Muelles sobre pilotes verticales

Si la fuerza vertical representa la condición crítica de diseño de los pilotes, la cimentación del muelle puede estructurarse a base de baterías de pilotes verticales (ver fig. 4.2), con el fin de absorber esta fuerza.

Cuando el bloque que forma la plataforma del muelle tiene un eje de simetría en dirección perpendicular al paramento de -- atraque y la fuerza horizontal actúa paralela a este eje, se debe considerar, al distribuir esta fuerza sobre cada pilote, la

rotación torsional de dicho bloque (ver fig. 4.2). Una forma de lograrlo consiste en aplicar la expresión siguiente:

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum K_{Hi}} H + \frac{K_{Hi} x_i}{\sum K_{Hi} x_i^2} eH \quad (4.1)$$

donde

H_i - fuerza horizontal distribuida sobre el pilote
 i - ésimo (ton)

$K_{Hi} = \frac{12EI_i}{(h_i + \frac{1}{\beta_i})^3}$ = constante del resorte horizontal -
 del i - ésimo pilote (ton/m)

EI_i - rigidez a flexión del i - ésimo pilote (ton·m²)

$$\beta_i = \sqrt[4]{\frac{k D_i}{4 E I_i}}$$

k - coeficiente que define la variación del módulo de reacción del suelo (ton/m³)

D_i - diámetro del pilote i - ésimo (m)

h_i - longitud del pilote medida desde la superestructura hasta la superficie virtual del terreno (ver fig. 4.2) (m). La superficie virtual del terreno se define en el cap 5.

H - fuerza horizontal actuando sobre el bloque de la plataforma del muelle (ton)

e - distancia entre el eje de simetría del bloque de la plataforma del muelle y la línea de acción de la fuerza horizontal. (m)

x_i - distancia entre el i -ésimo pilote y el eje de simetría del bloque de la plataforma del muelle (m)

Para distribuir la fuerza horizontal sobre los pilotes sin -

considerar la rotación torsional del bloque de la plataforma del muelle bastará con aplicar tan sólo el primer término de la ec 4.1.

4.3.1.1 Desplazamientos del muelle y de las cabezas de los pilotes

Para valuar el desplazamiento masivo que sufre el muelle y el que presenta cada cabeza de un pilote se pueden usar las expresiones 4.2 a 4.4.

Desplazamiento horizontal (Δ) del muelle

$$\Delta = \frac{H}{\sum_i K_{Hi}} \quad (4.2)$$

Rotación torsional (α) del muelle:

$$\alpha \doteq \frac{e H}{\sum_i K_{Hi} X_i^2} \quad (4.3)$$

Desplazamiento de la cabeza (Δ_i) de cada pilote:

$$\Delta_i \doteq \frac{H}{\sum_i K_{Hi}} + \frac{X_i}{\sum_i K_{Hi} X_i^2} e H = \Delta + \alpha X_i \quad (4.4)$$

4.3.1.2 Momentos que actúan sobre la cabeza de los pilotes

El momento que actúa sobre la cabeza de cada pilote se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$M_i = \frac{1}{2} \left(h_i + \frac{1}{\beta_i} \right) H_i \quad (4.5)$$

donde M_i es el momento que actúa sobre la cabeza del i -ésimo pilote (ton·m)

4.3.1.3 Fuerza axial que actúa sobre la cabeza de los pilotes

La fuerza axial que actúa sobre la cabeza de cada pilote se puede calcular de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$P_i = h^P_i + v^P_i \quad (4.6)$$

donde

- P_i - fuerza axial del i -ésimo pilote (ton)
- v^P_i - fuerza axial del i -ésimo pilote por carga vertical (ton)
- h^P_i - fuerza axial del i -ésimo pilote por carga horizontal (ton)

Para valuar h^P_i se podrá usar la ecuación siguiente:

$$h^P_i = S_{i,i-1} + S_{i,i+1} = \frac{M_{i-1,i} + M_{i,i-1} - M_{i,i+1} - M_{i+1,i}}{l} \quad (4.7)$$

donde

- $S_{i,i-1}$ fuerza cortante sobre el i -ésimo pilote que ejerce la viga transversal del lado del $(i-1)$ -ésimo pilote, causada por la fuerza horizontal (ton)
- $S_{i,i+1}$ fuerza cortante sobre el i -ésimo pilote que ejerce la viga transversal del lado del $(i+1)$ -ésimo pilote, causada por la fuerza horizontal (ton)
- $M_{i-1,i}$ momento flexionante de la viga transversal sobre el lado del i -ésimo pilote en la cabeza del $(i-1)$ -ésimo pilote, causado por la fuerza horizontal (ton·m)
- $M_{i,i-1}$ momento flexionante de la viga transversal sobre el lado del $(i-1)$ -ésimo pilote en la cabeza del i -ésimo pilote, causado por la fuerza horizontal (ton·m)

- $M_{i,i+1}$ momento flexionante de la viga transversal sobre el lado del (i+1)-ésimo pilote en la cabeza del i-ésimo pilote, causado por la fuerza horizontal (ton·m)
- $M_{i+1,i}$ momento flexionante de la viga transversal sobre el lado del i-ésimo pilote en la cabeza del (i+1)-ésimo pilote, causado por la fuerza horizontal (ton·m)
- l claro de la viga transversal (m) (intervalo entre pilotes).

Si M_i es el momento que actúa sobre la cabeza del i-ésimo pilote, $M_{i,i-1}$ y $M_{i,i+1}$ pueden obtenerse para un punto de apoyo intermedio mediante la fórmula 4.8. El momento para un punto de apoyo extremo se tomará igual al momento sobre la cabeza del pilote M_i (ver fig. 4.3).

$$\begin{aligned} M_{i,i-1} &= a M_i \\ M_{i,i+1} &= b M_i \end{aligned} \quad (4.8)$$

donde

$a = 0.60$, $b = 0.60$ para el caso de dos claros, y
 $a = 0.50$, $b = 0.70$ en la cabeza del segundo pilote y
 $a = 0.70$, $b = 0.50$ en la cabeza del tercer pilote
en el caso de tres claros.

4.3.2 Muelles sobre baterías de pilotes acoplados

Cuando las fuerzas horizontales que deben transmitirse entre la superestructura y el suelo son de magnitud importante y rigen el diseño de los pilotes, es más conveniente absorberlas mediante baterías de pilotes verticales e inclinados acoplados (ver fig. 4.4). Para fines de análisis estructural se -

considera que toda la fuerza horizontal debe ser soportada por los pilotes inclinados acoplados de todas las baterías de pilotes. Pueden presentarse los siguientes casos:

Caso I. Cuando las secciones transversales y la inclinación de pilotes acoplados de cada batería de pilotes son diferentes, la fuerza horizontal que se distribuye sobre las cabezas de los pilotes acoplados puede calcularse mediante las fórmulas 4.9 ó 4.10.

a. Cuando los pilotes pueden considerarse como pilotes de punta perfectos:

1. Cuando no se requiere considerar la rotación torsional del bloque que forma la plataforma del muelle

$$H_i = \frac{C_i}{\sum_i C_i} H \quad (4.9)$$

2. Cuando se requiere considerar la rotación torsional del bloque que forma la plataforma del muelle

$$H_i = \frac{C_i}{\sum_i C_i} H + \frac{C_i x_i}{\sum_i C_i x_i^2} e H \quad (4.10)$$

donde

$$C_i = \frac{\text{sen}^2 (\theta_{i1} + \theta_{i2})}{(\ell_{i1}/A_{i1}E_{i1}) \text{Cos}^2 \theta_{i2} + (\ell_{i2}/A_{i2}E_{i2}) \text{Cos}^2 \theta_{i1}} \quad (\text{Ton m})$$

H - fuerza horizontal actuando sobre el bloque que forma la plataforma del muelle (ton)

H_i - fuerza horizontal distribuida sobre los i-ésimos pilotes acoplados (ton)

e - distancia entre la línea central de pilotes acoplados y la fuerza horizontal aplicada (m) (ver fig. 4.5)

- x_i - distancia entre los i -ésimos pilotes acoplados y la línea central de pilotes acoplados (m) (ver - fig. 4.5)
 l_i - longitud total de los i -ésimos pilotes acoplados (m)
 A_i - área de la sección transversal de los i -ésimos pilotes acoplados (m^2)
 E_i - módulo de elasticidad de los i -ésimos pilotes acoplados (ton/m^2)
 θ_{i1}, θ_{i2} - ángulos que forman con la vertical los i -ésimos pilotes acoplados (grados). Los subíndices 1 y 2 designan a los pilotes que se acomplan

La línea central de pilotes acoplados puede obtenerse a partir de la expresión

$$\frac{\sum_i C_i \xi_i}{\sum_i C_i} \quad (4.11)$$

donde ξ_i es la distancia a un eje de referencia cualquiera, paralelo a la fuerza horizontal aplicada, de los i -ésimos pilotes acoplados. Usualmente las baterías de pilotes del muelle tienen un eje de simetría el cual representa la línea central de pilotes acoplados.

b. Cuando los pilotes pueden considerarse como pilotes de fricción perfectos:

1. Suelo arenoso

Se pueden usar las fórmulas 4.9 ó 4.10 pero $(2l_i + \lambda_i)/3$ debe usarse en lugar de l_i

2. Suelo cohesivo

Se pueden usar las fórmulas 4.9 ó 4.10 pero $(l_i + \lambda_i)/2$ debe usarse en vez de l_i

donde

λ_i - longitud de la porción del i -ésimo pilote donde la fricción superficial no actúa efectivamente (m)

l_i - longitud total del i -ésimo pilote (m)

Caso II. Cuando las secciones transversales y la inclinación de los pilotes acoplados de cada batería de pilotes son iguales, la fuerza horizontal que se distribuye sobre las cabezas de los pilotes acoplados puede obtenerse mediante las fórmulas 4.12 y 4.13.

a. Cuando no se requiere considerar la rotación torsional del bloque que forma la plataforma del muelle

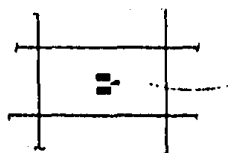
$$H_i = \frac{1}{n} H \quad (4.12)$$

b. Cuando se requiere considerar la rotación torsional del bloque que forma la plataforma del muelle

$$H_i = \frac{1}{n} H + \frac{x_i}{\sum x_i^2} e H \quad (4.13)$$

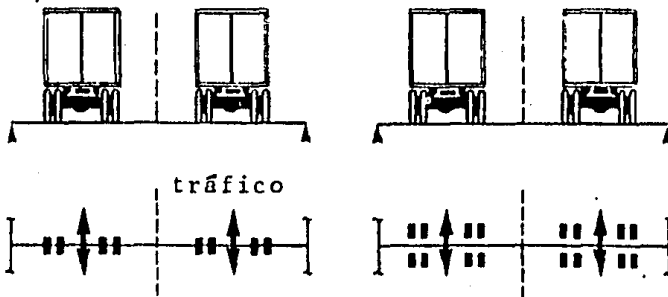
donde n es el número total de pilotes acoplados

Las ideas que aquí se presentan para la distribución de fuerzas sobre pilotes pueden extenderse al caso de las pilas.

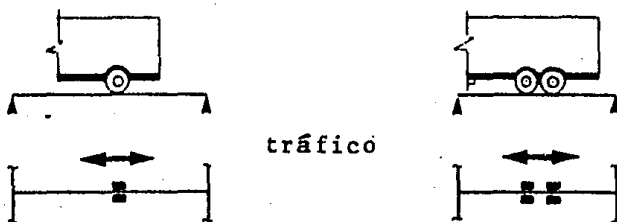


cargas concentradas sobre las lla-
ntas de los elementos de tráfico te-
rrestre

a) Losas perimetrales



b) Trabes transversales



Claros cortos



Claros intermedios



Claros largos

c) Trabes longitudinales

Fig. 4.1 Algunos ejemplos de condiciones de carga crítica sobre los elementos estructurales del muelle.

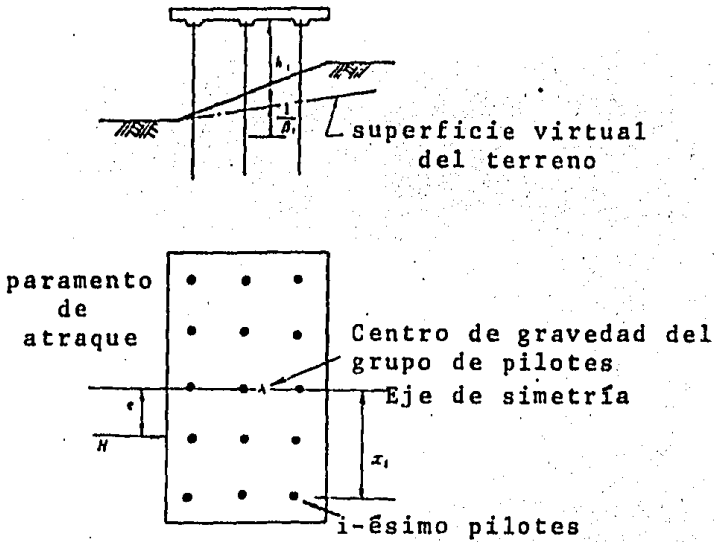


Fig. 4.2 Arreglo de pilotes y punto de aplicación de la fuerza horizontal.

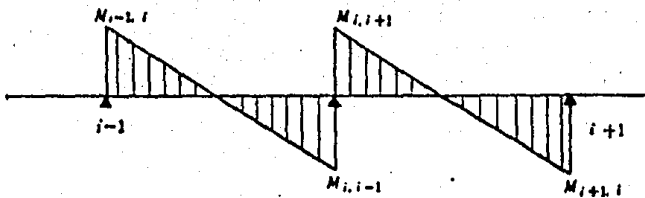


Fig. 4.3 Distribución de momentos sobre la cabeza de los pilotes.

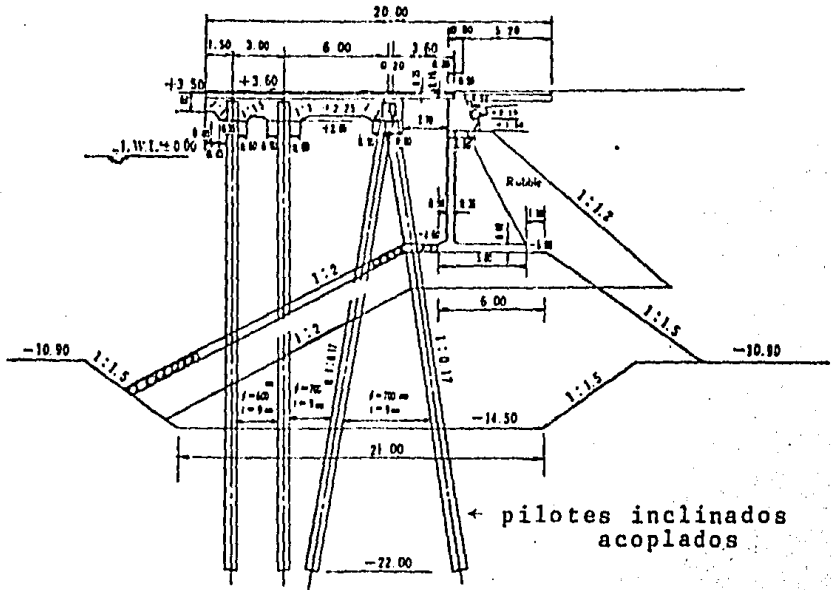


Fig. 4.4 Sección transversal de un muelle cuya cimentación está formada a base de baterías de pilotes verticales e inclinados acoplados.

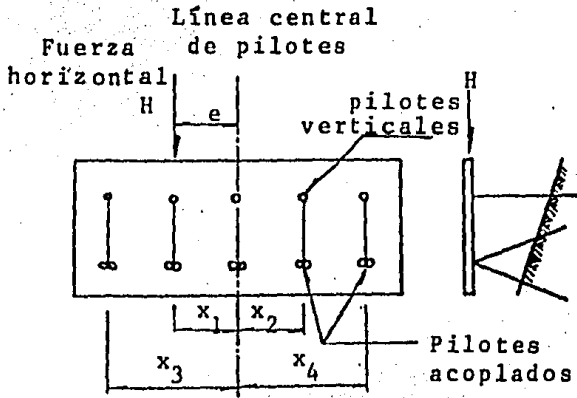


Fig. 4.5 Distancia entre la línea central de pilotes acoplados y los pilotes acoplados.

Camión estándar	Carga sobre la llanta (ton)	Area de la llanta (cm ²)	Ancho de la llanta (cm)	Longitud de la llanta (cm)
H 15	1.36	193.438	21.991	8.796
	5.45	775.175	44.022	17.609
H 20	1.815	258.155	25.404	10.162
	7.26	1032.618	50.808	20.324
HS 15	1.36	193.438	21.991	8.796
	5.45	775.175	44.022	17.609
HS 20	1.815	258.155	25.404	10.162
	7.26	1032.618	50.808	20.324

Tabla 4.1. Carga sobre las llantas y características de estas para los camiones estándar H y HS.

5. ESTABILIDAD DE TALUDES

Entre el nivel de la plataforma del muelle (nivel natural del terreno) y el nivel de la profundidad del agua al pie de éste, se forma un talud que debe verificarse si es estable o no. - Cuando la profundidad de dragado al pie del muelle es grande (muelles que reciben embarcaciones de gran porte) y el talud está formado por un material que tiene poca resistencia al esfuerzo cortante, generalmente este talud no es estable. Para salvar este obstáculo el talud se cubre con un pedraplen donde el peso de cada piedra (roca) se calcula logrando que el talud sea estable y que resista el oleaje que incide sobre él, evitando así de paso la socavación del mismo. En ocasiones ni con esto se logra que el talud sea estable, teniéndose que recurrir al uso de tablestacas. Aún en taludes estables es común usar el pedraplen para evitar el problema de la socavación. En este caso el tamaño de las piedras está regido por el oleaje que incide sobre el talud.

La cohesión y el ángulo de fricción interna son los parámetros de resistencia del suelo requeridos para el análisis de estabilidad de un talud, y deberán determinarse recurriendo al tipo de pruebas que mejor representen las condiciones del suelo en el sitio.

Las pruebas que se realizan en el laboratorio para determinar las características esfuerzo-deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos son las pruebas directas de cortes de esfuerzo cortante y pruebas de compresión triaxial. De las pruebas anteriores la más usada es la de compresión triaxial, teniéndose en ésta tres tipos de pruebas a ensayar,

siendo los siguientes:

- a. Prueba consolidada drenada (Prueba CD). En la primera etapa se le aplica presión confinante al espécimen permitiendo su drenaje. En la segunda etapa se incrementa el esfuerzo axial, en dirección vertical, y también se permite el drenaje.
- b. Prueba consolidada no drenada (Prueba CV). En la primera etapa se aplica la presión confinante permitiendo el drenaje en la muestra. La segunda etapa de la prueba consiste en cerrar las válvulas del agua y aplicar el incremento del esfuerzo axial vertical.
- c. Prueba no consolidada, no drenada (Prueba rápida-prueba UU). En la primera etapa se aplica la presión confinante no permitiendo el drenaje. En la segunda etapa se incrementa el esfuerzo axial sin permitir el drenaje.

5.1 Mecanismos de falla

Un talud que forma parte de un muelle puede fallar al generarse dos tipos de mecanismos: el de traslación y el de rotación. La falla ocurre por rotación si el terreno es homogéneo, o por traslación si se trata de materiales estratificados.

5.1.1 Traslación

Este mecanismo se caracteriza por el movimiento de un bloque de suelo con una o dos superficies planas de deslizamiento. Este mecanismo de falla no se trata aquí, puesto que no es común que se presente en muelles (para su estudio ver ref 11).

5.1.2 Rotación

La superficie de falla es una curva cilíndrica cuya traza se aproxima a un arco de círculo. Este tipo de falla puede ser

local, por el pie de talud o de base (ver fig. 5,1).

5.2 Factor de seguridad

El factor de seguridad de un talud se define como

$$F.S = \frac{M_r}{M_m}$$

donde M_r y M_m representan respectivamente los momentos con respecto a un punto cualquiera de las fuerzas resistentes generadas por la resistencia al esfuerzo cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla, y de las fuerzas actuantes o fuerzas motoras que tienden a producir el deslizamiento; en estas últimas van involucradas el peso del suelo y cualquier sobrecarga que pudiera actuar en la corona del talud.

Para verificar si un talud es estable se tendrán que considerar tantos círculos de falla como sean necesarios hasta encontrar el factor de seguridad mínimo, que cumpla con los requisitos del inciso 5.3; en este proceso de cálculo se analizarán tanto los círculos por el pie del talud como los correspondientes a la falla de base, hasta garantizar la determinación del factor de seguridad mínimo en cualquier condición.

5.3 Requisitos del factor de seguridad

El valor mínimo del factor de seguridad será igual a 1.5 en condiciones estáticas y 1.1 para condiciones dinámicas.

5.4 Métodos de cálculo de estabilidad de taludes

A continuación se presentan los métodos de cálculo más comunes para establecer si un talud es estable o no. Estos métodos pueden aplicarse a taludes en proyecto o ya construidos. Los métodos de cálculo presuponen una homogeneidad en materia

les, estratificación, disposición, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales, que muy pocas veces se encontrará realmente.

5.4.1 Estabilidad de taludes formados por suelos friccionantes

El mecanismo de falla de taludes constituidos por suelos friccionantes se genera mediante una superficie plana de deslizamiento (ver fig. 5.2). La estabilidad del talud es independiente de su altura y será estable si se cumple que el ángulo de inclinación β es menor que el ángulo de fricción interna del suelo ϕ . El factor de seguridad está dado por

$$F S = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

5.4.2 Estabilidad de taludes formados por suelos puramente cohesivos

5.4.2.1 Método sueco

En este método se acepta que el talud de altura H y el terreno de cimentación con una profundidad ilimitada están constituidos por un suelo arcilloso homogéneo. La superficie de falla considerada es una superficie cilíndrica de espesor unitario. En la fig. 5.3 se muestra la traza de esta superficie - la cual está formada por un arco de círculo con centro en el punto O . El momento de las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes con respecto a un eje horizontal que pasa por el punto O está dado por

$$M_m = Wd$$

$$M_r = c LR$$

donde

- c - Resistencia al esfuerzo cortante o cohesión en ton/m²
- L - Longitud del arco de falla en m
- R - Radio del círculo de falla en m
- W - Peso de la arcilla contenida dentro del círculo de falla en ton
- d - Distancia del centro de gravedad del peso de la arcilla contenida dentro del círculo de falla con respecto a un plano vertical que pasa por el punto O en m

El factor de seguridad queda expresado como

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c LR}{Wd}$$

Como ya se indicó es necesario repetir este procedimiento considerando varias superficies de falla hasta obtener el factor de seguridad mínimo.

Para taludes formados por estratos de material arcilloso de resistencias diferentes y limitados en el fondo por un estrato de material duro, los posibles círculos críticos se pueden obtener mediante la fig. 5.4. Para utilizar estas tablas se necesita conocer el ángulo del talud β y la profundidad total de los estratos D, obtenida esta última como la distancia entre el nivel del pie del talud y el nivel del inicio del estrato resistente. El centro del círculo de falla obtenido con la fig. 5.4 corresponde a un círculo con un radio tangente al nivel del inicio del estrato duro.

En la fig. 5.5 se dan los factores de reducción que se aplican al factor de seguridad obtenido con la fig. 5.4 en caso de sobrecarga, grietas de tensión y tirantes de agua al pie del talud. Ambas figuras se refieren al caso de un talud con suelo puramente cohesivo sobreyaciendo a una capa resistente.

5.4.3 Estabilidad de taludes formados por suelos cohesivos y friccionantes

Para el análisis de taludes formados por suelos situados bajo el nivel del mar o sometidos a una condición de flujo, cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante se expresa como

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

donde

$\bar{\sigma} = \sigma - u$ = esfuerzo efectivo

σ = esfuerzo total, es un esfuerzo debido al peso de la fase sólida y líquida que constituye un suelo

u = presión de poro, este esfuerzo generalmente es producto de la presión hidrostática que produce el agua intersticial.

La presión de poro se obtiene en laboratorio a través de las pruebas triaxiales (ver ref 12), mediante mediciones con piezómetros in situ o mediante una red de flujo, si el flujo del agua no es despreciable.

En este método el análisis de estabilidad de taludes se efectúa con los esfuerzos efectivos obtenidos de una prueba triaxial con consolidación y con drenaje (CD) o con consolidación y sin drenaje (CV), que se realice con medición de presiones de poro (u) en el plano de falla en el instante de falla.

El método de las dovelas para la obtención de los factores de seguridad fue sugerido por Fellenius (ver ref 13) y es aplicable en general a círculos de falla de base y por el pie del talud. Su aplicación consiste en dar los siguientes pasos fundamentales.

1. Se propone un círculo de falla a elección considerándole al talud un espesor unitario.
2. La masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del mo

do mostrado en la fig. 5.6a. El número de dovelas es a elección, teniéndose que si estas aumentan en número los resultados del análisis son más confiables.

3. Las fuerzas actuantes que tienden a producir el deslizamiento de tierras se calculan con el peso del suelo dentro del círculo de falla (W) más cualquier sobrecarga que pueda actuar sobre la corona del talud también incluida en el círculo de falla (ver fig. 5.6b). El momento de estas fuerzas en torno a su eje normal a través del punto O (ver fig. 5.6c) sin considerar sobrecargas es

$$M_m = Wd$$

que es el llamado momento motor el cual tiende a movilizar a la superficie de falla.

4. Se analiza el equilibrio de cada dovela, donde W_i es el peso de la dovela i -ésimo de espesor unitario. Las fuerzas $N_i = W_i \cos\theta$ y $T_i = W_i \sin\theta$ son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i (ver fig. 5.6d). Las dovelas adyacentes a la i -ésima, bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre ésta que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .
5. El procedimiento de Fellenius hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir, que las dos fuerzas son iguales colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 es del mismo orden de magnitud y se anulan.
6. El cociente $N_i/\Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de la presión normal ($\bar{\sigma}_i$) actuando en el arco ΔL_i , que se considera constante en la longitud. Con este valor de $\bar{\sigma}_i$ puede aplicarse la ley de resistencia al esfuerzo cortante indicada y determinar con ella el valor de la resistencia al esfuerzo cortante (s_i) que se supone constante en todo el arco ΔL_i (ver fig. 5.6e).

7. El momento resistente debido a la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en la superficie de deslizamiento debido a cada dovela vale

$$M_r = R \sum s_i \Delta L_i$$

8. Una vez calculados el momento resistente y el momento motor puede definirse el factor de seguridad como

$$F S = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum s_i \Delta L_i}{\sum T_i}$$

9. Se deberá verificar que el factor de seguridad mínimo cumpla con los requisitos del inciso 5.3.

5.5 Gradiente de la pendiente de un talud

Cuando una estructura de retención se ubica sobre la corona de un talud, es preferible no colocarla al inicio de la corona (ver fig. 5.9), sino alejarla de ésta definiendo una pendiente virtual a partir de un gradiente de la pendiente dado por

$$\alpha = \phi - \epsilon$$

donde

- α - Gradiente de la pendiente con respecto a un plano horizontal (grados)
- ϕ - Angulo de fricción interna del componente principal del material de que está construido el talud
- $\epsilon = \tan^{-1} c'$
- $c' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} c_s =$ coeficiente sísmico horizontal en agua
- c_s - Coeficiente sísmico de diseño en el aire
- γ - Peso volumétrico del suelo saturado en aire (ton/m^3)

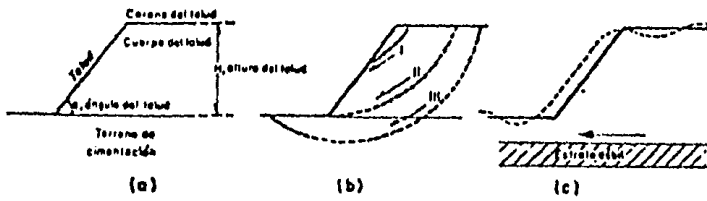


Fig. 5.1 Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes
 a) Nomenclatura
 b) Fallas por rotación
 I Local
 II Por el pie del talud
 III De base
 c) Falla por traslación sobre un plano débil

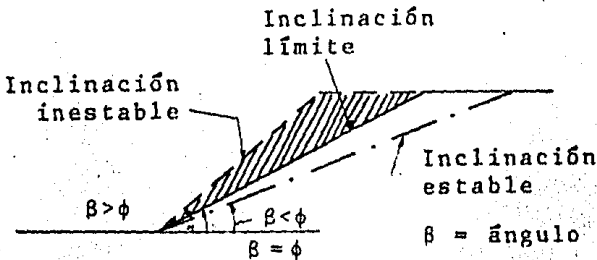


Fig. 5.2 Falla típica en suelos friccionantes.

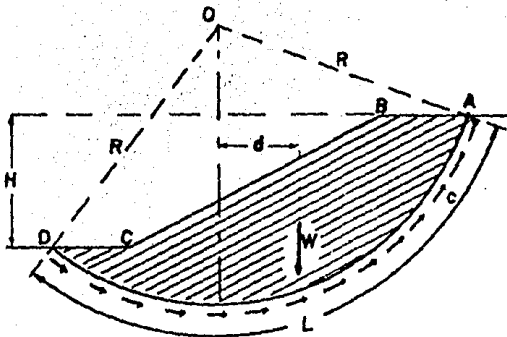


Fig. 5.3 Método sueco aplicado a un talud de material puramente "cohesivo"

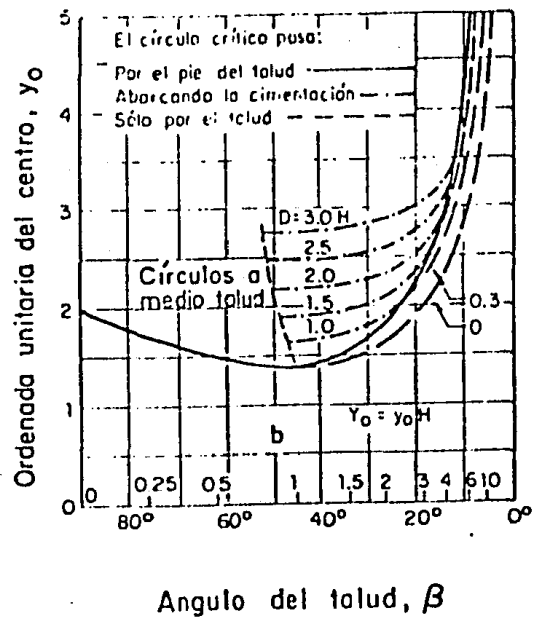
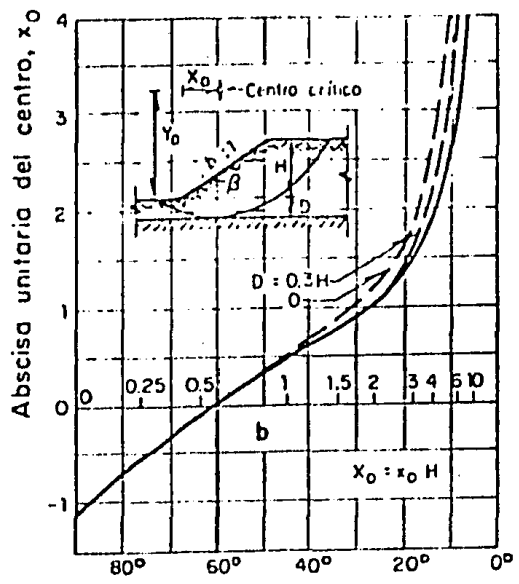
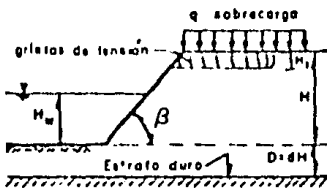
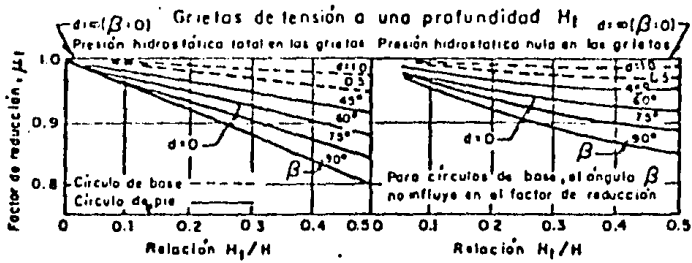
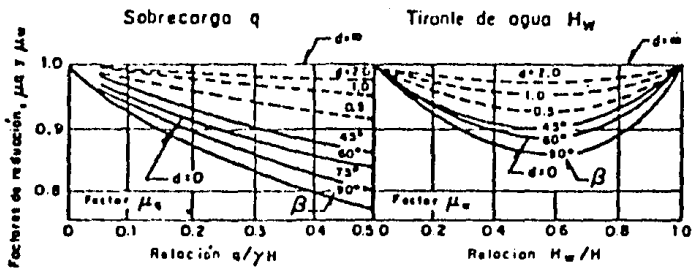


Fig. 5.4 Localización del centro del círculo crítico.



INFLUENCIA EN EL FACTOR DE SEGURIDAD

Cuando $\phi=0$ $F_s = \frac{\mu_q \mu_w \mu_t N_0 c}{\gamma H + q - \gamma_w H_w}$

Cuando $\phi>0$ $F_s = \frac{N_{cf} c}{P_d} + \lambda c \phi + \frac{P_b \tan \phi}{c}$

$P_d = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$

$P_b = \frac{\gamma_{sat} H + q}{\mu_q}$

N_0 se obtiene de la fig 5.8

N_{cf} se obtiene de la fig 5.7

Fig. 5.5 Factores de reducción en caso de sobrecarga, grietas de tensión y tirante de agua al pie del talud.

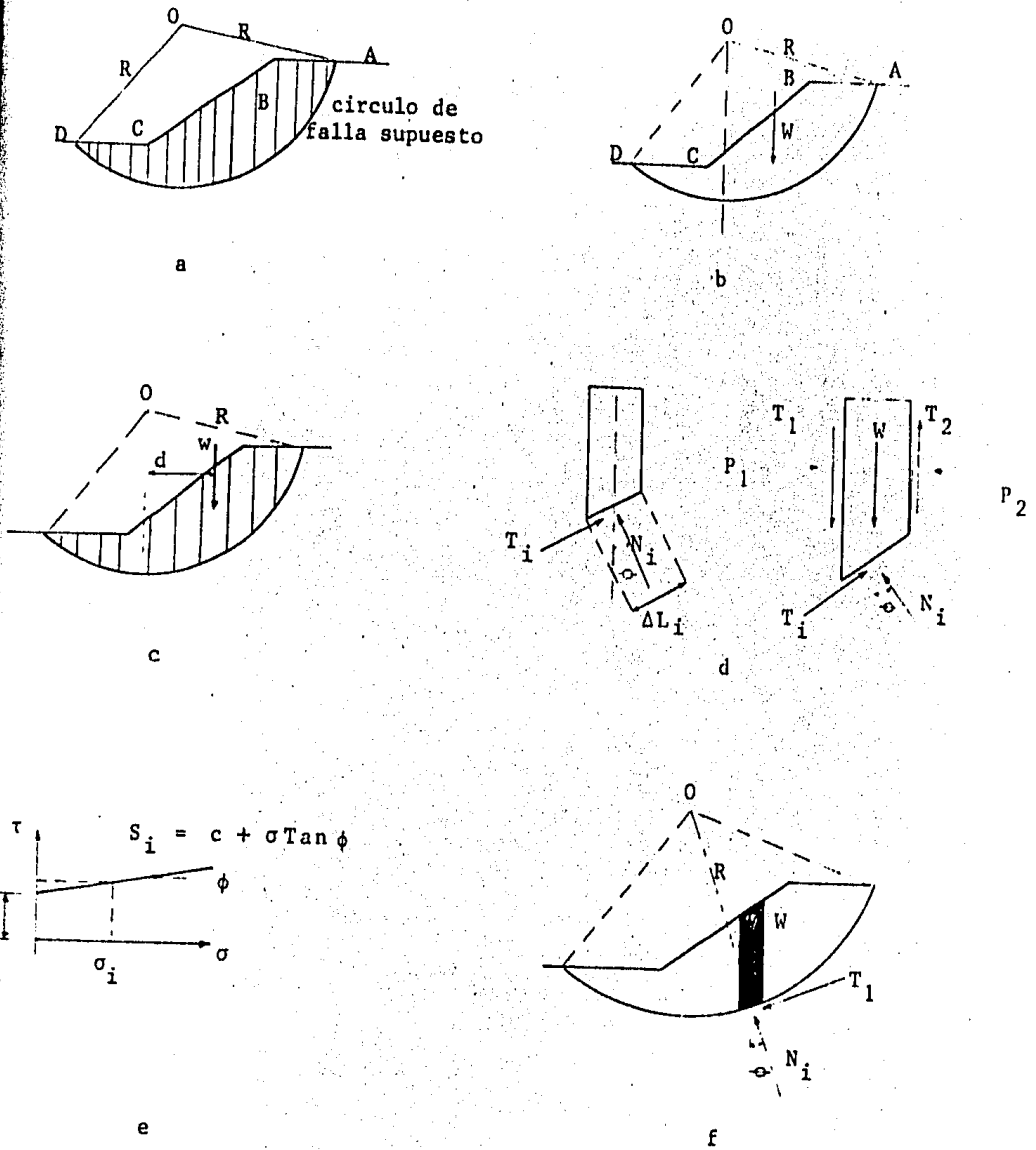


Fig. 5.6 Método de Fellenius.

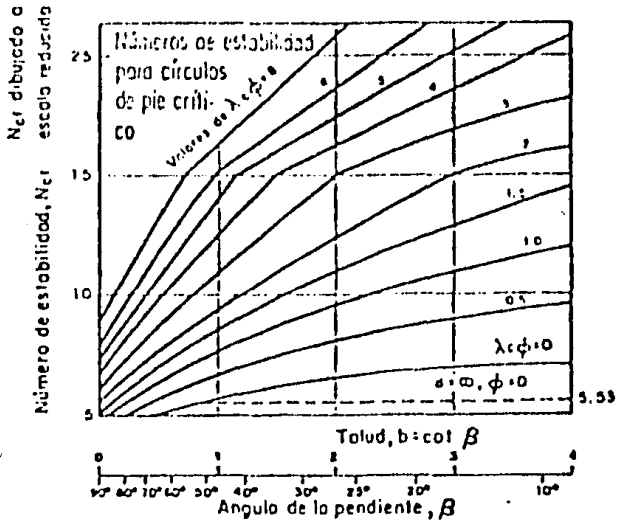


Fig. 5.7 Número de estabilidad, N_{cf}

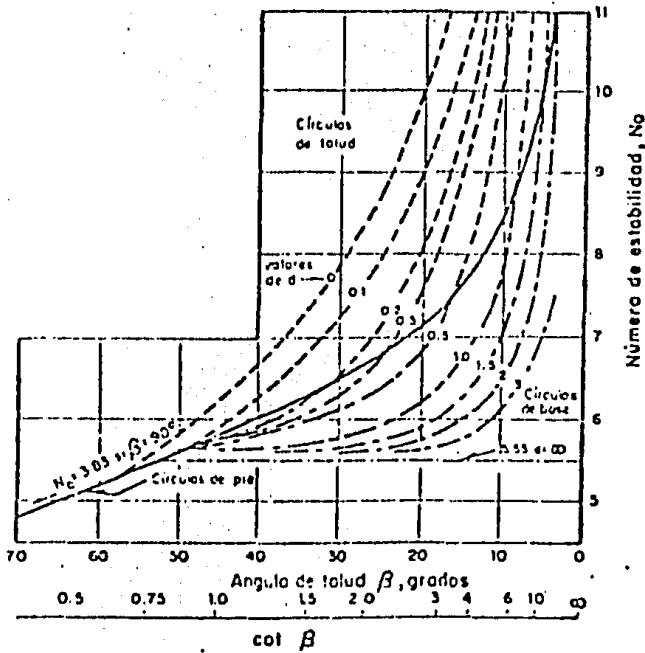


Fig. 5.8 Número de estabilidad, N_o

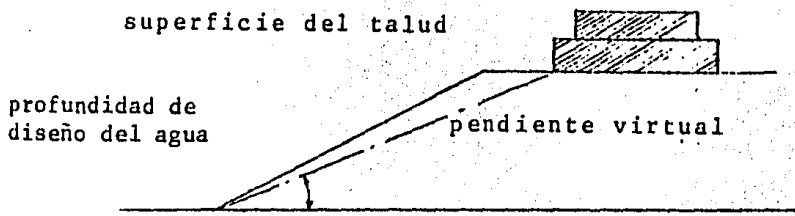


Fig. 5.9. Posición de una estructura de retención sobre la corona de un talud.

6. DISEÑO DE PILOTES Y PILAS

6.1 *Introducción*

6.1.1 *Alcance*

En este capítulo se dan una serie de recomendaciones que cubren el diseño estructural de pilotes y pilas que se utilizan para transmitir cargas superficiales a niveles inferiores del subsuelo.

6.1.2 *Tipos de pilotes y pilas*

Los pilotes son miembros estructurales con dimensiones pequeñas en su sección transversal comparadas con su longitud y que transmiten su carga al terreno resistente a través de su punta y/o por fricción en su superficie.

Existen dos tipos fundamentales de pilotes. Estos son pilotes de "desplazamiento" y pilotes "sin desplazamiento". Los pilotes hincados son pilotes de desplazamiento, puesto que el suelo es desplazado durante el hincado. Los pilotes con perforación previa son pilotes sin desplazamiento. Las recomendaciones que aquí se presentan son aplicables a ambos tipos de pilotes.

Las pilas son elementos de cimentación con dimensiones grandes de la sección transversal (mayores de 80 cm) y que se construyen excavando un agujero en el suelo y rellenándolo con concreto. Existen diversos métodos de excavación, incluyendo el hincado previo de un cilindro que forma después la pared -

exterior de la pila.

6.1.3 Consideraciones generales para el diseño estructural

Los pilotes y pilas se diseñarán con los procedimientos y los factores de seguridad de las normas aplicables de diseño estructural de concreto, acero o madera, según el caso.

Deberán considerarse los efectos de las siguientes acciones:

- a. Fuerzas transmitidas por la superestructura; además de la carga axial deberán considerarse, cuando sean significativos, las fuerzas laterales y momentos flexionantes aplicados en el extremo superior del pilote.
- b. Los efectos del peso propio del pilote y de la fricción, negativa o positiva, aplicada a lo largo de su fuste.
- c. En pilotes prefabricados deberán, además, revisarse las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte y el izaje, así como las que se presentan en el hincado.

6.2 Análisis estructural de pilotes

6.2.1 Análisis por cargas verticales

Los pilotes totalmente enterrados en los que la fuerza lateral actuante de diseño no excede a 5 por ciento a la carga axial de diseño, pueden diseñarse como sujetos a carga axial considerando una excentricidad accidental igual a $0.05h \geq 2$ cm, donde h es la dimensión del pilote en la dirección en que se considera la flexión.

Se recomienda que la capacidad axial para la que debe diseñarse el pilote sea la que permita desarrollar el suelo, de manera que la falla no esté regida por la capacidad estructural, sino por el suelo.

Se ha encontrado que generalmente el soporte lateral que proporciona prácticamente cualquier suelo ha sido suficiente para prevenir la falla por pandeo de las porciones enterradas del pilote. Las porciones no enterradas, ya sea que se encuentren en agua o arriba del terreno, deben diseñarse como columnas sujetas a cargas directas, a menos que se presenten fuerzas laterales, en cuyo caso se diseñarán también para resistir dichas fuerzas.

Puede omitirse la revisión por pandeo, excepto cuando el suelo tenga una rigidez lateral sumamente baja, o cuando el pilote se encuentre parcialmente fuera del terreno.

Cuando sea necesaria la revisión del pandeo, ésta podrá efectuarse, para el caso en que pueda suponerse una rigidez lateral del suelo constante, con la expresión

$$P_{cr} = E_s \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 + EI \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \quad (6.1)$$

donde

- E_s Módulo de reacción del suelo, en kg/cm^2
- EI rigidez flexionante del pilote, en kg/cm^2
- P_{cr} carga crítica de pandeo, en kg
- l longitud total enterrada del pilote; el valor corresponde a pilotes con sus extremos articulados y restringidos al desplazamiento; en caso de que exista una condición significativamente distinta a la anterior, l se tomará como la longitud efectiva de pandeo. (l en cm)

Cuando las fuerzas laterales que deben transmitirse entre la superestructura y el suelo son importantes, es en general más conveniente absorberlas por medio de pilotes inclinados, o a través de reacciones en la parte enterrada de la estructura, que por el trabajo en flexión de los pilotes y su reacción contra el suelo. Por tanto, en la mayoría de los casos puede ig-

norarse el efecto de las fuerzas laterales en el diseño del -
pilote.

6.2.2 *Análisis aproximado por cargas laterales*

En lugar de soluciones más elaboradas como las que se presentan más adelante, suelen tenerse resultados aceptables en el análisis de pilas y pilotes con procedimientos que definen una longitud equivalente no soportada y con empotramiento en la punta. Entre los diversos criterios existentes para definir dicha longitud equivalente de empotramiento, el que tiene bases más racionales y ha sido comprobado con análisis más refinados parece ser el propuesto por Davisson y Robinson (ref 14) en que la longitud de empotramiento se establece en términos de un parámetro que mide la rigidez relativa pilote-suelo.

Para determinar en forma aproximada las fuerzas internas que se introducen en un pilote por efecto de cargas laterales aplicadas en sus extremos, será admisible considerar el pilote empotrado a una profundidad l_e debajo del nivel de contacto con el suelo y despreocuparse de su interacción con el suelo en dicha longitud. El grado de restricción en el extremo superior del pilote se determinará a partir de la rigidez relativa pilote-cimentación.

La longitud l_e se determinará como

$$l_e = 1.8 T \quad (6.2)$$

en que T es un parámetro que define la rigidez relativa entre pilotes y suelo y que vale

$$T = \left(\frac{EI}{k} \right)^{1/5} \quad (6.3)$$

E es el módulo de elasticidad del material del pilote, I es el momento de inercia de la sección del pilote y k es la cons

tante que define la variación del módulo de reacción del suelo, E_s , con la profundidad, x ; tal que $E_s = k x$; k tiene unidades de kg/cm^3

El definir una longitud de empotramiento equivalente de los pilotes permite un análisis de conjunto de la superestructura y cimentación con el que se pueden determinar de manera más razonable las fuerzas que actúan en la parte superior del pilote.

El grado de restricción en los extremos del pilote tiene un gran efecto sobre la capacidad de la columna. El grado de restricción en el extremo superior del pilote es difícil de determinar, ya que depende del tipo de conexión, magnitud de la carga, rigideces relativas, y deflexiones de las contratrajes o losa de cimentación y el pilote.

6.2.3 Método refinado de análisis por cargas laterales

Un análisis refinado del efecto de las cargas laterales se requiere especialmente en estructuras marinas como diques de alba o plataformas en las que se presentan cargas laterales importantes debidas a impactos de embarcaciones en movimiento, al efecto del oleaje, y a la presión del viento sobre la superestructura. El método no se aplica a cargas sostenidas ni a sismo.

La ecuación diferencial general para pilotes cargados lateralmente es la siguiente

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{E_s}{EI} y = 0 \quad (6.4)$$

donde

y deformación del suelo, en cm

x profundidad a lo largo del pilote, en cm

El rigidez flexionante del pilote, en kg-cm^2

E_s módulo secante de reacción del suelo, en kg/cm^2

El módulo secante de reacción del suelo será definido como

$$E_s = - p/y \quad (6.5)$$

donde p es la presión de contacto entre el suelo y el pilote (en kg/cm) y depende de la interacción entre ambos.

Un modelo que permite resolver numéricamente la ecuación diferencial 6.4 se ilustra en la fig. 6.1. Las cargas se indican en el extremo superior del pilote, el cual presenta dos cambios en la rigidez a flexión. Una serie de resortes no lineales representa las características fuerza-deformación del suelo.

Una curva típica $p-y$ para un suelo a una profundidad determinada se ilustra en la fig. 6.2. Tales curvas pueden obtenerse a partir de datos de prueba de laboratorio. Es importante observar en esta curva que para cada pareja de valores (p,y) se obtendrá un valor diferente de E_s . Una descripción completa del comportamiento del suelo para un problema en particular consistirá, en general, de un sistema de curvas $p-y$ obtenidas para varias profundidades.

a. Variación lineal de E_s con la profundidad

Si se considera que EI es constante en toda la longitud del pilote y las características del suelo son tales que puede suponerse que su rigidez varía con la profundidad de acuerdo con la relación

$$E_s = kx \quad (6.6)$$

La solución de la ec 6.4 conduce a las siguientes características del pilote:

$$\text{Profundidad} \quad x = ZT \quad (6.7)$$

$$\text{Deformación:} \quad y = A_y \frac{P_t T^3}{EI} + B_y \frac{M_t T^2}{EI} \quad (6.8)$$

$$\text{Pendiente:} \quad S = A_s \frac{P_t T^2}{EI} + B_s \frac{M_t T}{EI} \quad (6.9)$$

$$\text{Momento:} \quad M = A_M P_t T + B_M M_t \quad (6.10)$$

$$\text{Cortante:} \quad V = A_v P_t + B_v \frac{M_t}{T} \quad (6.11)$$

$$\text{Reacción del suelo:} \quad p = A_p \frac{P_t}{T} + B_p \frac{M_t}{T^2} \quad (6.12)$$

donde

$$T = \left(\frac{EI}{k}\right)^{1/5} = \text{rigidez relativa}$$

P_t y M_t son la fuerza lateral y el momento en el extremo superior del pilote, como se ilustra en la fig.

6.1. Los coeficientes A_y , A_s , A_M , A_v , A_p , B_y , B_s , B_M , B_v y B_p se dan en la tabla 6.1 diferentes valores de $Z = x/T$

Con propósito de cálculo, la ec 6.8 puede presentarse en la forma siguiente

$$y = C_y \frac{P_t T^3}{EI} \quad (6.13)$$

$$\text{donde} \quad C_y = A_y + \frac{M_t}{P_t T} B_y \quad (6.14)$$

En la fig 6.3 se grafica la variación de C_y con respecto a Z para diferentes valores de $M_t/(P_t T)$. Es importante observar - que las curvas extremas corresponden a las siguientes condiciones de frontera:

a. $M_t = 0$ extremo superior del pilote libre

b. $S_t = 0$ extremo superior del pilote guiado

donde el subíndice t indica valores en $Z = 0$

La solución requiere conocer la restricción al giro que la su perestructura impone al extremo superior del pilote; esta res tricción se define por la rigidez a la rotación representada por la relación M_t/S_t , la cual puede substituirse en la ecua ción que proporciona la pendiente en el extremo superior del pilote, obteniéndose así una relación entre $M_t/(P_t T)$ y T que es necesaria para fines de cálculo. La ecuación que propor ciona la pendiente en el extremo superior del pilote se obten drá a partir de la ec 6.8 con A_s y B_s obtenidos para $Z = 0$.

Los datos necesarios para aplicar esta solución a un problema determinado son:

- a. Valor de P_t y M_t
- b. Relación entre $M_t/(P_t T)$ y T
- c. Valores de E e I
- d. Sistema de curvas p - y para diferentes profundidades x_1, x_2, \dots, x_n (fig 6.4)

El procedimiento consiste en lo siguiente:

- a. Se supone un valor de T
- b. A partir de la relación entre $M_t/(P_t T)$ y T se obtie ne $M_t/(P_t T)$
- c. Para las profundidades seleccionadas se determina C_y a partir de la fig 6.3
- d. Se calcula el valor de y a partir de la ec 6.13
- e. Se determinan los valores de p a las profundidades - seleccionadas a partir de las curvas p - y

- f. Para las profundidades seleccionadas se calculan los valores de E_s con la ec 6.5
- g. Con la parejas de valores de x y E_s se realiza un ajuste lineal para obtener el valor de k
- h. Se verifica el valor de T a partir de la ec 6.3
- i. Se repiten los cálculos con este nuevo valor supuesto de T
- j. Se interpola para determinar el valor correcto de T , como se ilustra en la fig 6.5

b. Método diferencial

En el método de análisis presentado en el inciso anterior es necesario suponer constantes a k e I en toda la longitud del pilote. El método diferencial permite trabajar con valores de k e I que varían a lo largo del pilote.

La ecuación diferencial básica para pilotes cargados lateralmente, puesta en forma de diferencia finitas resulta

$$E_m I_m \frac{y_{m+2} - 4 y_{m+1} + 6 y_m - 4 y_{m-1} + y_{m-2}}{(L/t)^4} = -E_{sm} y_m \quad (6.15)$$

donde

L Longitud del pilote, en cm

t número total de secciones en que se divide el pilote

El subíndice m se refiere a la sección en que se está planteando la solución

En forma similar, pueden escribirse las expresiones para la pendiente S , el momento M , el cortante V y la reacción del suelo P

$$S_m = \frac{1}{2(L/t)} (-y_{m+1} + y_{m-1}) \quad (6.16)$$

$$M_m = \frac{E_m I_m}{(L/t)^2} (y_{m+1} - 2y_m + y_{m-1}) \quad (6.17)$$

$$V_m = \frac{E_m I_m}{2(L/t)^3} (-y_{m+2} + 2 y_{m+1} - 2y_{m-1} + y_{m-2}) \quad (6.18)$$

$$P_m = \frac{E_m I_m}{(L/t)^4} (y_{m+2} - 4 y_{m+1} + 6 y_m - 4 y_{m-1} + y_{m-2}) \quad (6.19)$$

El pilote se divide en t secciones con lo que se pueden plantear $t + 1$ ecuaciones algebraicas del tipo de la ec 6.15. En adición, se plantearán 4 ecuaciones que expresen las condiciones de frontera en los extremos del pilote. Este sistema de $t + 5$ ecuaciones algebraicas se resolverá utilizando alguna de las técnicas usuales en el análisis estructural.

6.2.4 Manejo de pilotes

En general, los pilotes de concreto precolado deben primero rodarse cuando se remuevan de las formas de colado, luego izarse por el centro o en dos o más puntos con un igualador de carga, colocarse en posición para transportarse hasta el sitio, descargarse, almacenarse en el sitio, e izarse a partir de una posición horizontal hasta una vertical. Estas maniobras inducen esfuerzos que pueden ser críticos y deben considerarse en el diseño; a la vez debe especificarse en el proyecto el sistema de manejo. Los puntos donde se ha previsto que se realicen los amarres para el izaje deben marcarse en el pilote. En la fig. 6.6 se indican las distribuciones de momentos ocasionadas por las prácticas comunes de transporte e izado.

6.2.5 Hincado de pilotes

Se aceptará que los esfuerzos dinámicos debidos al hincado dañen al pilote en su extremo superior únicamente. En pilote de concreto reforzado se recomienda absorber estos esfuerzos con una longitud adicional de pilote, la cual se destruye después del hincado; esta longitud será como mínimo de un metro.

En casos en que sea necesaria la determinación de los esfuerzos debido al hincado, se hará resolviendo la ecuación de onda con la cual se representa la variación de esfuerzos y deformaciones en el pilote debido al impacto del martinete.

6.2.6 Grupos de pilotes

Para el análisis de grupos de pilotes ante cargas verticales y/o horizontales se seguirán los mismos principios que para pilotes aislados; se considerarán, cuando sean significativos y de acuerdo con las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos, los cambios en las propiedades del suelo que induce la interacción entre los pilotes.

6.3 Análisis estructural de pilas

Por sus dimensiones, en las pilas pueden desprejarse comúnmente los efectos por esbeltez. Por lo demás, los mismos procedimientos de análisis establecidos para pilotes son aplicables. La ref 15 contiene requisitos detallados sobre diseño y construcción de pilas.

6.4 Requisitos de diseño

6.4.1 Factores de seguridad

Se considerarán como cargas accidentales las debidas al manejo y al hincado de los pilotes; por tanto, se aplicarán en la revisión de condiciones que incluyan dichas cargas los factores de carga reducidos que especifican las normas correspondientes.

6.4.2 Recubrimiento mínimo en pilotes y pilas de concreto

El refuerzo deberá protegerse con un recubrimiento mínimo de 4 cm, excepto para pilotes expuestos al agua de mar o a otros am

bientes muy agresivos, en los que deberá tenerse un recubrimiento mínimo de 7.5 cm.

6.4.3 Unión de pilotes

Cuando el pilote requiere de grandes longitudes de hincado, se hace necesaria la unión de dos o más pilotes de una longitud menor. En la fig. 6.7 se indican algunas de las uniones soldadas y remachadas más comunes para pilotes de acero. En la fig. 6.8 se ilustra una de las formas más comunes para unir dos pilotes de concreto reforzado.

6.4.4 Configuración de las pilas

a. Ampliaciones de la base en forma de campana (ver fig 6.9)

Los costados de la ampliación de la base tendrán una pendiente con un ángulo no inferior a 55 grados con respecto a la horizontal.

El espesor del borde del extremo inferior será por lo menos de 15 cm.

El diámetro del fondo no debe exceder a tres veces al diámetro del fuste de la pila.

b. Cabezas

El diámetro de la cabeza debe ser por lo menos 15 cm mayor que el diámetro del fuste.

La altura de la cabeza debe ser suficiente para alojar el desarrollo del refuerzo vertical procedente del fuste y las barbas o pernos de anclaje de la columna.

6.4.5 Corrosión en pilotes de acero

a. Pilotes completamente enterrados

Para pilotes de acero hincados en depósitos de suelo sin descomposición natural con valores de pH entre 2.3 y 8.6,

y resistencia eléctrica de 300 a 50200 ohms-cm, los efectos de la corrosión pueden despreciarse. Los pilotes hundidos en suelos formados por rellenos que puedan sufrir cambios en su composición, deberán protegerse con pintura anticorrosiva.

b. Pilotes sumergidos

Las porciones de pilote que se encuentran siempre sumergidas en agua dulce con pH cercano a 7 no necesitarán protección especial. Las porciones que se encuentran sumergidas en agua de mar y especialmente las que están sujetas a ciclos de mojado y secado por las variaciones del nivel de agua o por el rociado provocado por el oleaje deberán protegerse, encamisando el pilote con concreto, o con un recubrimiento epóxico o con protección catódica.

c. Pilotes expuestos a la atmósfera

Las porciones de pilotes expuestas a la atmósfera en ambientes agresivos deberán protegerse como en el caso anterior.

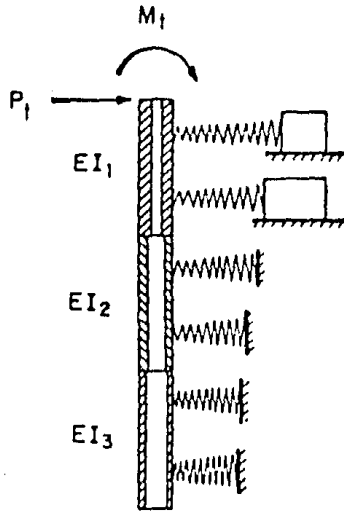


Fig. 6.1 Modelo para representar un pilote cargado lateralmente

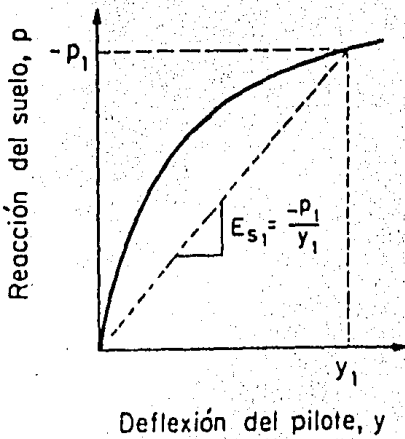


Fig. 6.2 Curva típica p - y de un suelo a una profundidad x_1

Coeficiente de deflexión, C_y

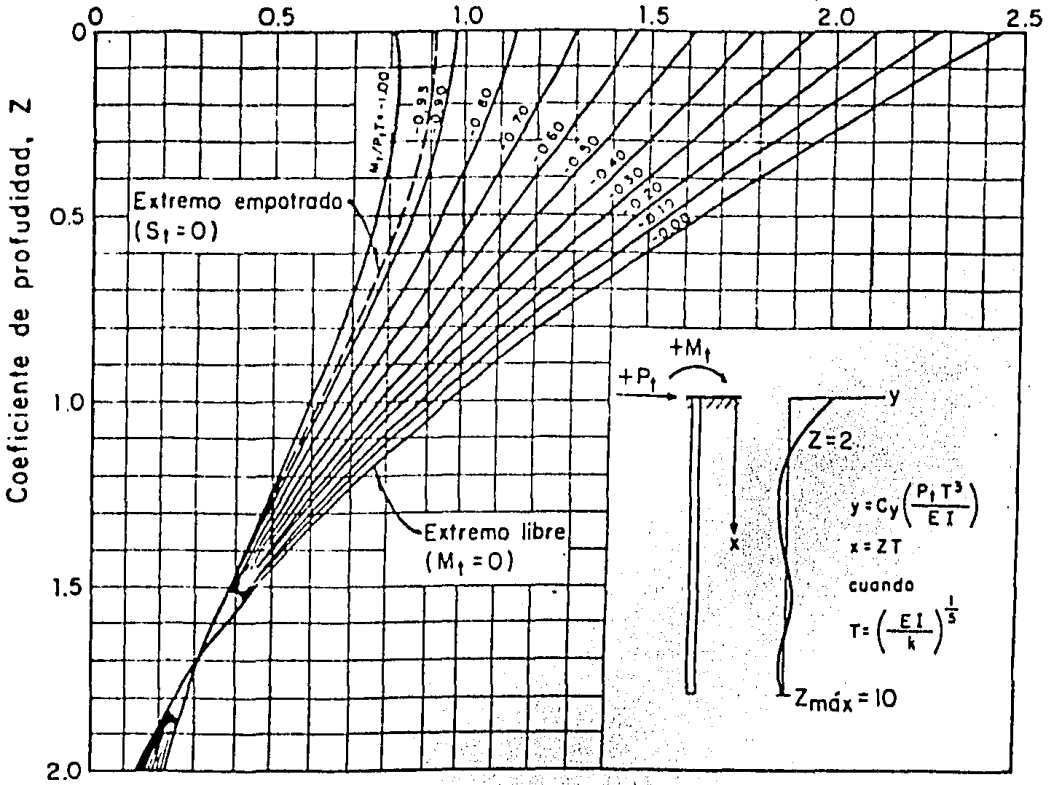


Fig. 6.3 Coeficientes adimensionales para deflexiones laterales de pilotes

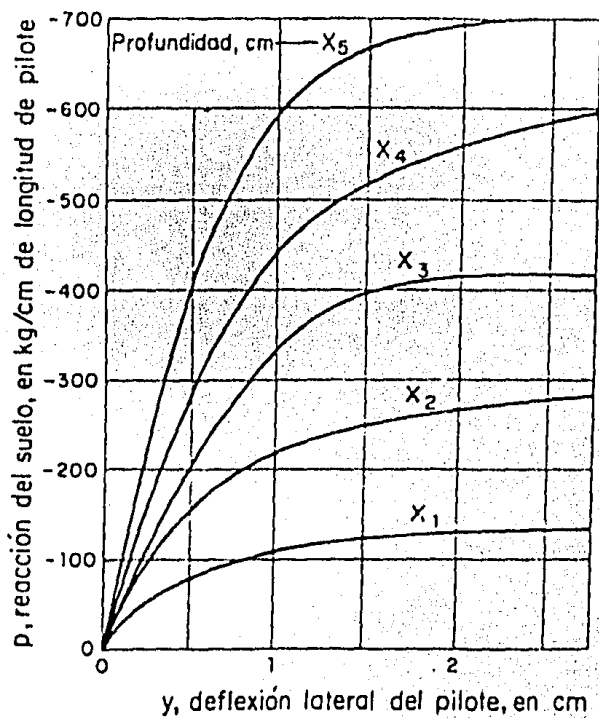


Fig. 6.4 Curvas típicas p - y para un suelo a varias profundidades

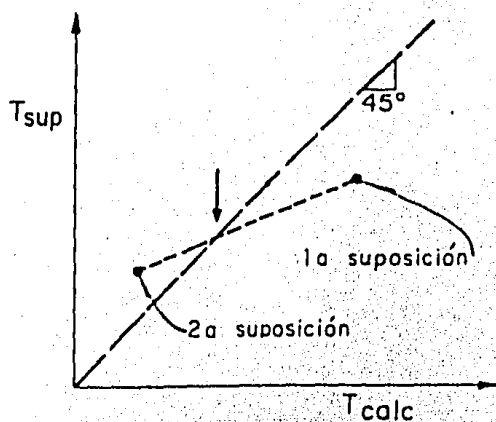
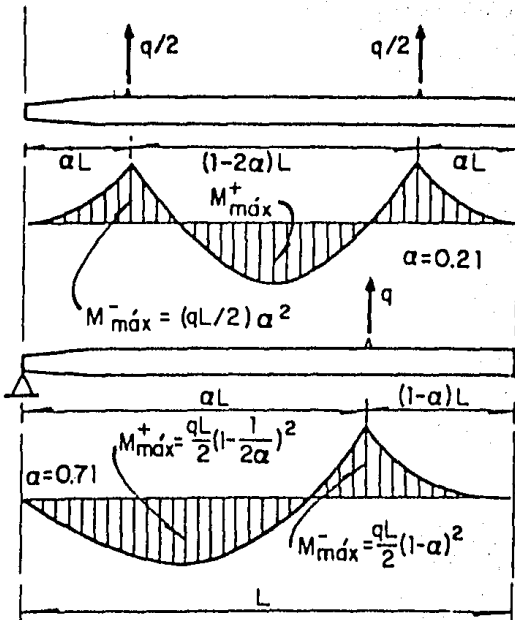


Fig. 6.5 Procedimiento para determinar el valor correcto de T



q es el peso del pilote

Fig. 6.6 Momentos flexionantes debidos al transporte e izado de pilotes

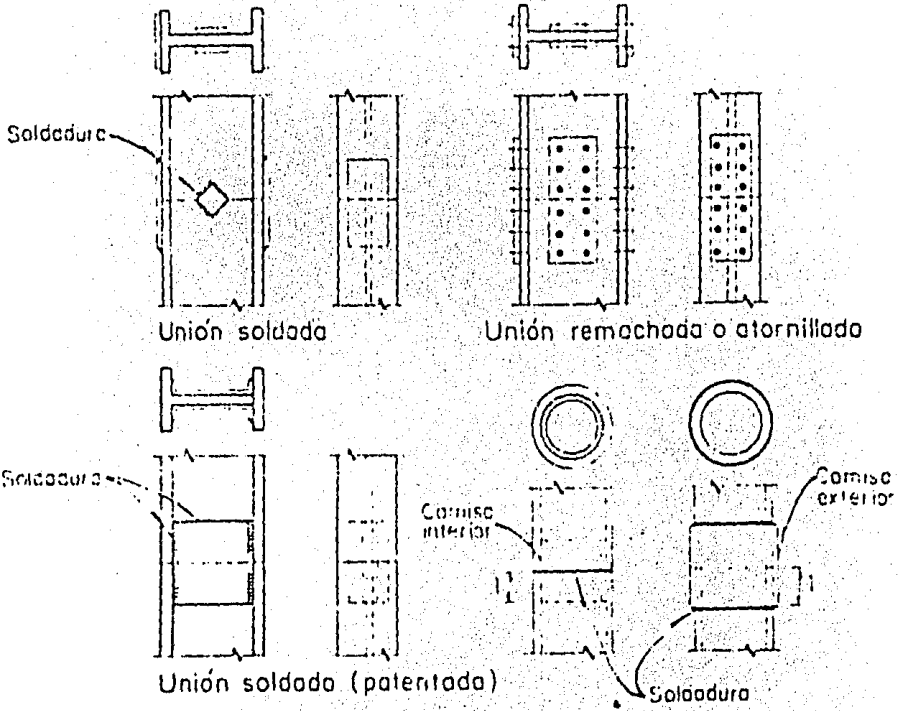


Fig. 6.7 Uniones típicas de pilotes de acero estructural

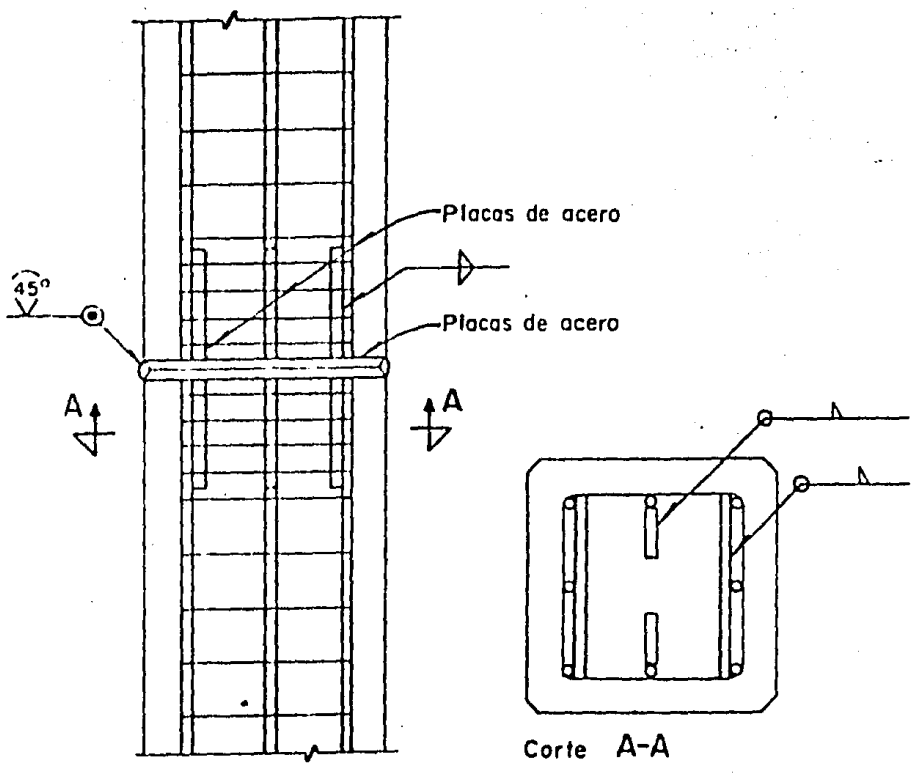


Fig. 6.8 Unión típica de pilotes de concreto reforzado

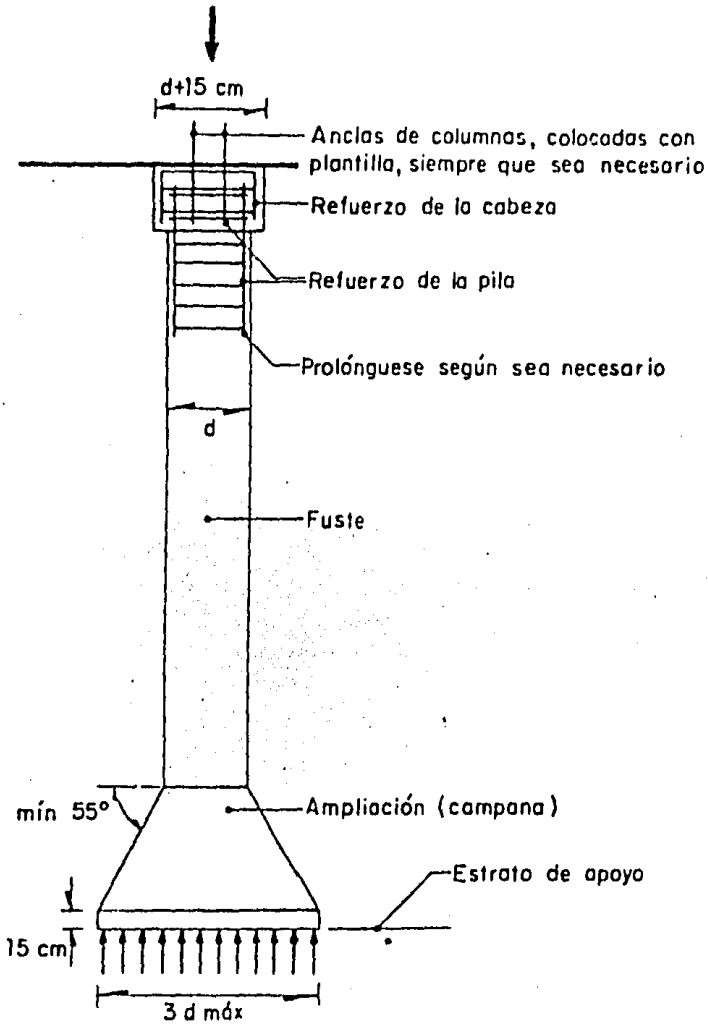


Fig. 6.9 Configuración de una pila

Z	A_y	A_s	A_M	A_v	A_p	B_y	B_s	B_M	B_v	B_p
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.013	0.046	0.000	0.011	-0.026	0.029	-0.002

TABLA 6.1 Variación de los parámetros adimensionales con respecto a z

7. EVALUACION DE ESTADOS LIMITES DE FALLA DE PILOTES Y PILAS

Siempre es deseable evaluar la capacidad de carga de pilotes mediante pruebas de carga. Sin embargo, en el caso de pilotes o pilas apoyadas en estratos arenosos compactos, conviene subrayar que las pruebas de carga hasta la falla pueden reducir notablemente la capacidad de carga del elemento probado debido a que la resistencia del suelo disminuye hasta su valor residual, generalmente muy inferior a la resistencia máxima.

El concepto de profundidad crítica para el cálculo de capacidad de carga por punta de pilotes está ahora unánimemente aceptado, lo que invalida las fórmulas tradicionales en las que se consideraba que la capacidad de carga crecía indefinidamente con la profundidad.

Para las cimentaciones a base de pilotes y pilas, la evaluación se referirá principalmente a los aspectos siguientes:

7.1 Capacidad de carga bajo solicitaciones verticales

Se verificará que:

$$\Sigma QF_c \leq R \quad (7.1)$$

donde

ΣQF_c suma de las acciones verticales a tomar en cuenta para la combinación de cargas más desfavorables, afectadas de sus respectivos factores de carga F_c . Entre estas acciones se incluirá, en su caso, la fricción negativa.

R menor de los siguientes valores:

- a) suma de las capacidades de carga de los pilotes o pilas individuales
- b) capacidad de carga de una pila igual a la envolvente del conjunto de pilotes o pilas
- c) Suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación,

En cada caso se aplicará a las capacidades de carga última netas estimadas los factores de resistencia correspondientes:

$F_r \leq 0.60$ para la componente de resistencia por adherencia lateral pilote -suelo en arcillas

$F_r \leq 0.35$ para la componente de resistencia por punta en cualquier material

$F_r \leq 0.45$ para la componente de resistencia por fricción lateral en arena

En los casos a) y c), será admisible tomar en cuenta la capacidad de carga del suelo en contacto con la subestructura, siempre y cuando los pilotes sean de fricción. La contribución a la capacidad de carga por contacto subestructura-suelo se calculará entonces mediante las fórmulas aplicables a losas de cimentación. El área de contacto considerada no incluirá el área transversal de los pilotes o grupos de pilotes según el caso. El factor de resistencia no será mayor que 0.6. La aplicación de la ec 7.1 a diferentes tipos de pilotes podrá hacerse como se indica a continuación. En todos los casos será deseable contar con resultados de pruebas de carga para verificar las estimaciones teóricas.

a) Pilotes de fricción en arcilla

La componente de resistencia por adherencia de pilotes de fricción hincados en arcilla se determinará multiplicando la adherencia lateral suelo-pilote por la superficie lateral del mis

mo:

$$r = c_a P L F_r \quad (7.2)$$

donde

- r resistencia a incluir en el término R de la ec 7.1 (por pilote)
- c_a adherencia lateral pilote-suelo estimada a partir de la cohesión del suelo (fig. 7.1)
- P perímetro del pilote
- L longitud del pilote
- F_r factor de resistencia, no mayor que 0.6

Para grupos de pilotes, la fricción lateral sobre la envolvente de los pilotes se estimará en forma similar.

b) Pilotes de punta

La capacidad de carga por punta de pilotes o pilas colocados en un manto homogéneo de arena o anclados en un estrato de este tipo después de atravesar un estrato blando se determinará tomando en cuenta la existencia de una profundidad crítica D_c a partir de la cual se desarrolla la máxima capacidad de carga por punta (presión límite q_p del pilote). La profundidad crítica depende del diámetro B del pilote, de la compacidad relativa C_r del material y de la magnitud de la sobrecarga efectiva p_0 sobre la carga de apoyo, en su caso.

La presión límite q_p bajo la punta de un pilote desplantado en un estrato granular hasta una profundidad por lo menos igual a la profundidad crítica D_c podrá calcularse como sigue:

- Si se cuenta con resultados de pruebas de penetración estática

q_p = presión máxima registrada con el penetrómetro a la profundidad considerada

para $q > q_{\ell}/2$, se interpolará linealmente entre $q_{\ell}/2$ y q_{ℓ}

Determinada la presión límite q_{ℓ} , se tendrá

$$r = \left[p_v + (q_{\ell} - p_v) F_r \right] A \quad (7.6)$$

donde

r resistencia a incluir en el término R de la ec 7,1
(por pilote)

A área de la sección transversal de la punta del pilote

p_v presión vertical total actuante a la profundidad de -
desplante del pilote por peso propio del suelo

F_r factor de resistencia no mayor que 0.35

La capacidad de carga de pilotes de punta apoyados en suelos -
cohesivos se calculará con la ec siguiente

$$r = A p_v + \left[\gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} + \bar{p}_v (N_q - 1) + c N_c \right] A F_r \quad (7.7)$$

donde

r resistencia a incluir en el término R de la ec 7.1 -
(por pilote), en ton

A área de la sección transversal de la punta del pilo-
te en m^2

p_v presión vertical total actuante a la profundidad de
la punta del pilote, en t/m^2

\bar{p}_v presión vertical efectiva a la misma profundidad, en
 t/m^2

γ peso volumétrico del suelo a la misma profundidad, en
 t/m^3

B diámetro del pilote, en m

N_{γ} coeficiente de capacidad de carga

$$= 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

N_c coeficiente de capacidad de carga
 $= \frac{(N_q + 1)}{\tan \phi}$ para suelos a la vez friccionantes y cohesivos

c cohesión del suelo, en t/m^2

ϕ ángulo de fricción interna del suelo

F_r factor de resistencia no mayor que 0,35

c) Pilotes de fricción en arenas

La fricción lateral desarrollada sobre el fuste de pilotes hincados en arenas se estimará tomando en cuenta la existencia de una profundidad crítica, que podrá considerarse igual a D_c , a partir de la cual se desarrolla la fricción lateral límite τ_l . Esta fricción límite puede determinarse a partir del ángulo ϕ' , característico de la rugosidad del pilote y de la presión límite q_p , recurriendo a la gráfica de la fig. 7.6. Se recomienda utilizar

$\phi' = \phi$ para pilotes de concreto hincados

$\phi' = 0.9 \phi$ para pilotes de concreto colados in situ y pilotes de aceros hincados

$2/3\phi < \phi' < 3/4 \phi$ para pilotes con perforación previa ademada, con funda metálica perdida

donde

ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo

Determinada la fricción lateral límite, se tendrá:

$$r = \tau_l P (L - D_c) F_r \quad (7.8)$$

donde

r resistencia a incluir en el término R de la ec 7.1 (por pilote)

τ_l fricción límite (fig. 7.6)

- P perímetro del pilote
- L longitud del pilote
- D_c profundidad crítica (fig. 7.3)
- F_r factor de resistencia, no mayor que 0.45

d) Pilotes de punta desplantados arriba de un estrato blando
 Si existe un estrato de material blando debajo de un estrato resistente en el que se apoyan pilotes de punta, es sumamente importante verificar que los esfuerzos inducidos en el estrato blando no sobrepasan la capacidad de carga del estrato resistente siguiendo el criterio del inciso 7.1b y considerando el grupo de pilotes como una zapata desplantada al nivel de la punta de los mismos.

e) Pilotes sujetos a fricción negativa

Cuando se colocan pilotes en estratos compresibles sujetos a un proceso de consolidación por sobrecarga superficial, abatimiento del nivel freático o cualquier otra causa, es necesario incluir entre las acciones del primer miembro de la ec 7.1 la fricción negativa actuante sobre los pilotes, es decir las solicitaciones generadas en el fuste del pilote al colgarse el suelo de los mismos (fig. 7.7).

Para pilotes o pilas apoyados en un estrato resistente la carga debida a fricción negativa por pilote se podrá calcular como:

$$FN = \int_0^H s(z) P dz \quad (7.9)$$

donde

- FN carga máxima por fricción negativa
- P perímetro del pilote
- H profundidad del desplante del mismo
- $s(z)$ fricción desarrollada en el fuste a la profundidad z

D_f profundidad de la cabeza de los pilotes

El factor de carga F_c a aplicar a F_N en la ec 7.1 podrá ser unitario.

La fricción $s(z)$ podrá estimarse en la forma siguiente:

$$\text{Suelos cohesivos } s(z) = c_a \quad (\text{fig. 7.1}) \quad (7.10)$$

$$\text{Suelos granulares } s(z) = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \tan \phi \bar{\sigma}_z \quad (7.11)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material y $\bar{\sigma}_z$ es el esfuerzo efectivo en el suelo a la profundidad z .

La ecuación 7.9 puede llevar a resultados excesivamente conservadores. En particular, en un grupo de pilote, la carga por fricción negativa que soporta un pilote dentro del grupo no puede ser mayor que la sobrecarga correspondiente a su área tributaria, por lo que siempre es recomendable comparar este límite superior con el resultado de la ec 7.9.

En pilotes de fricción, la fricción negativa lleva a la aparición de dos zonas con fricción de signos opuestos (fig. 7.7). El diseño debe entonces considerar que los pilotes penetran en el estrato compresible a la misma velocidad que en el llamado nivel neutro que separa ambas zonas y en el que no existe desplazamiento relativo pilote-suelo. La posición del nivel neutro puede determinarse por tanteos hasta lograr el cumplimiento de la ecuación.

$$Q_{ult} + FP = \Sigma Q + FN \quad (7.12)$$

donde

Q_{ult} capacidad de carga por punta sin factor de resistencia

FP fricción positiva estimada* mediante las ecs 7.2 ó 7.8

* Con factor de resistencia unitario

- FN fricción negativa estimada* mediante las ecs 7.10 ó 7.11
- EQ combinación de cargas permanentes sin factor de carga

Para evitar la emersión de la cimentación de diseño deberá verificarse que el nivel neutro sea suficientemente alto, sin que los asentamientos resulten excesivos. En este caso, para garantizar el cumplimiento de la ec 7.1 podrá ser necesario dar a la losa de cimentación una resistencia estructural adecuada para poder contar con un complemento de capacidad de carga por contacto entre subestructura y suelo.

En presencia de fricción negativa importante, el diseño podrá considerar el empleo de pilotes de tipo especial para reducir esta sollicitación (sección variable, de control, penetrantes, etc.).

7.2 Capacidad de carga ante sollicitaciones horizontales

Para la verificación de la capacidad estructural y deformabilidad de pilotes sometidos a sollicitaciones horizontales es necesario definir una relación entre la presión de contacto p entre el suelo y el pilote y la deformación del suelo correspondiente y (curvas p - y). Este es un problema delicado y, a la fecha, solamente parcialmente resuelto en forma semi-empírica a partir de un número reducido de pruebas de campo (ref 16). Frente a este problema, el diseñador tendrá varias opciones dependiendo del grado de refinamiento con el que pretenda llevar a cabo el análisis del suelo:

- a) Suponer que el suelo presenta un módulo de deformación E constante con la profundidad. Esta hipótesis puede ser aceptable para arcillas preconsolidadas firmes a duras. El módulo E debe determinarse a partir de pruebas de placa.

* Con factor de resistencia unitario

- b) Suponer que el suelo presenta un módulo de deformación E que crece linealmente con la profundidad ($E = k x$). Esta hipótesis se aplica a suelos granulares gruesos y a suelos finos blandos a medianamente firmes. En la fig. 7.8 se presentan los valores del coeficiente k recomendados - en la ref 17.
- c) Determinar las curvas p-y siguiendo los lineamientos definidos en la ref 16. En esta referencia están cubiertos - los casos de carga estática y cíclica en los materiales - siguientes: arcillas blandas abajo del nivel freático, arcillas firmes abajo del nivel freático, arcillas firmes - arriba del nivel freático y arenas. No se incluyen los - casos de carga sostenida ni de carga sísmica.
- d) Basar el diseño en pruebas de carga lateral sobre pilotes de prueba.

Ante solicitaciones horizontales o con una componente horizontal importante deberá considerarse el empleo de pilote inclinados. Si la magnitud de las acciones no justifica lo anterior, deberá verificarse para pilotes verticales que

$$P_h \leq H \quad (7.13)$$

donde

P_h componente horizontal de la combinación de acciones más desfavorables en cuanto a solicitaciones horizontales (por pilote)

H capacidad de carga de suelo bajo este tipo de solicitación

Es recomendable que H sea determinada mediante pruebas de carga: en su defecto, podrá recurrirse a las estimaciones analíticas siguientes:

a) suelos cohesivos

$$H = 9 c B (L - 1.5 B) F_r \quad (7.14)$$

b) suelos granuales

$$H = 1.5 \gamma' L^2 B K_p F_r \quad (7.15)$$

donde

- H capacidad de carga del pilote a usar en la ec 7.13
 γ' peso volumétrico efectivo del suelo
L longitud del pilote
B diámetro o lado de la sección transversal del pilote
 K_p coeficiente de empuje pasivo del suelo
c cohesión
 F_r factor de resistencia, no mayor que 0.5 para la ec 7.14 y 0.35 para el ec 7.15

Simultáneamente, se verificará la magnitud de las deflexiones de la cabeza de los pilotes y de los momentos y esfuerzos cor_u tantes inducidos en los mismos.

7.3 Falla por extracción

La resistencia de pilotes de fricción a la extracción se considerará del mismo orden que la capacidad de carga por fricción; sin embargo, se aplicará un factor de resistencia no mayor que 0.4.

7.4 Otros mecanismos

Se revisarán en su caso otros mecanismos de falla, incluyendo falla por alteración de las propiedades del suelo bajo cargas cíclicas, empujes de tierra laterales, etc.

7.5 Evaluación de estados límite de servicio

Los movimientos de las cimentaciones profundas susceptibles de llevar a algún estado límite de servicio son principalmente

los asentamientos inmediatos al aplicar la carga y los asentamientos o emersiones diferidos bajo acciones permanentes de larga duración.

7.5.1 Asentamientos inmediatos

En el caso de pilotes de fricción, los asentamientos inmediatos son generalmente despreciables respecto a los movimientos diferidos. En el caso de pilas o pilotes apoyados en estratos resistentes, estos asentamientos δ pueden estimarse como sigue, previa determinación de los módulos de elasticidad del suelo y del pilote o pila:

$$\delta = \frac{\Sigma QL}{E_c A_p} + 1.57 \frac{\Sigma Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1-\nu^2) \quad (7.16)$$

donde

- ΣQ combinación de carga más desfavorable (por pilote)
- L longitud del pilote o de la pila
- E_c módulo de elasticidad de la pila (a largo plazo)
- A_p área de la sección transversal de la pila
- E_s módulo de elasticidad del estrato de apoyo
- ν relación de Poisson del estrato de apoyo

Si existe fricción negativa, el incremento de asentamiento correspondiente se calculará incluyendo en ΣQ la carga por fricción negativa estimada (ac 7.9).

7.5.2 Asentamientos diferidos

El cálculo de los asentamientos diferidos se hará en forma semejante a los procedimientos recomendados para cimentaciones desplantadas en zapatas (por ejemplo ver ref 18).

La distribución de esfuerzos a considerar podra ser la indica

da en las figs 7.9 a 7.11 para diferentes tipos de pilotes y de configuraciones estratigráficas. Cuando existe fricción negativa, los movimientos de interés serán los movimientos relativos cimentación-zona circundante. En este caso, deberán analizarse la consolidación local bajo cargas estructurales y la del estrato en proceso de consolidación y obtenerse el movimiento aparente resultante.

7.5.3 Suelos expansivos

Una revisión del estado del arte sobre el tema y una discusión de los procedimientos constructivos más adecuados, se presentan en la ref 19.

7.5.4 Asentamientos totales y diferenciales admisibles

En la ref 20 se señalan los asentamientos admisibles para construcciones en el Distrito Federal de la República Mexicana. En general, los asentamientos límites tolerados por los reglamentos o señalados por diversos autores son del mismo orden que los indicados en la tabla 7.1.

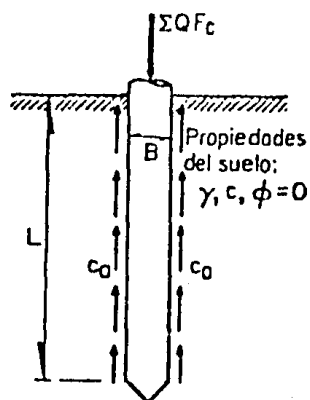
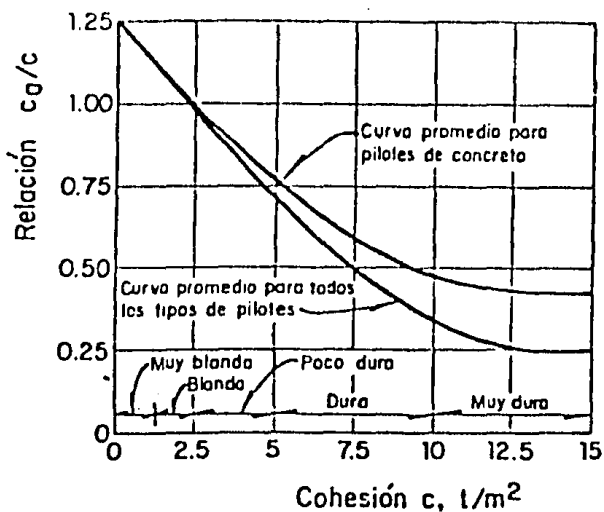


Fig. 7.1 Capacidad de carga por adherencia lateral de pilotes en suelos cohesivos

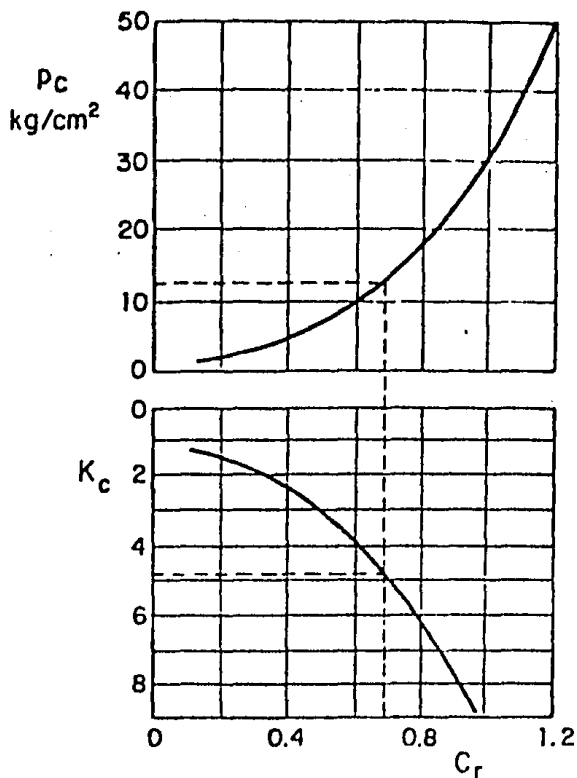


Fig. 7.2 Determinación de la presión límite bajo la punta de pilotes o pilas en medios granulares

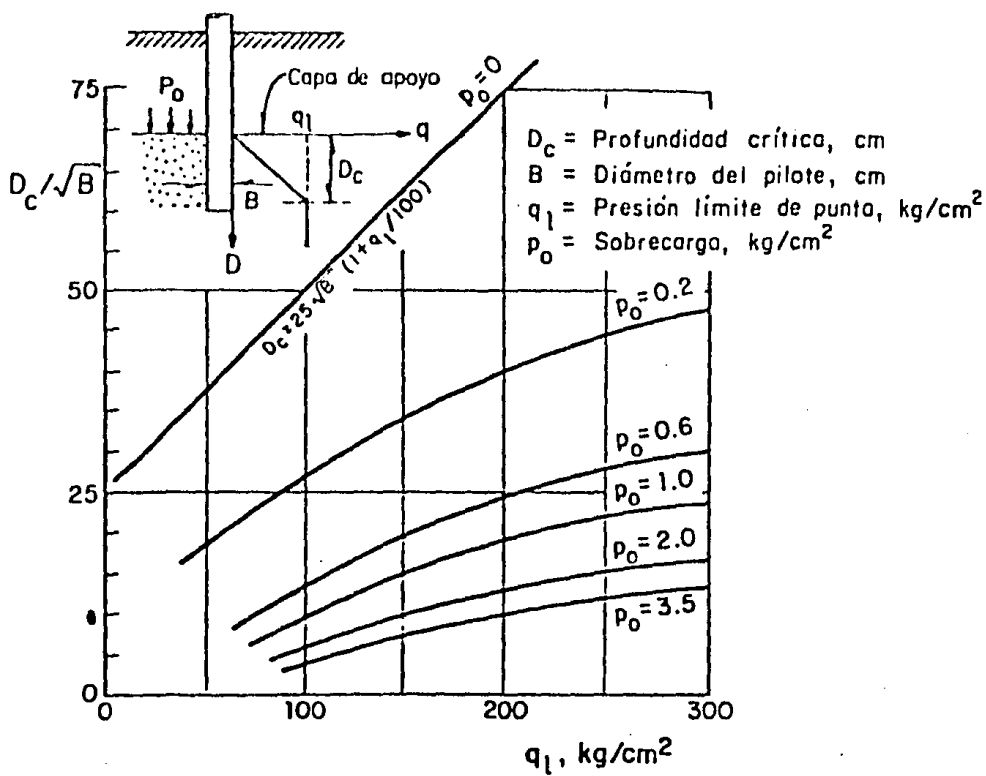


Fig. 7.3 Determinación de la profundidad crítica D_c

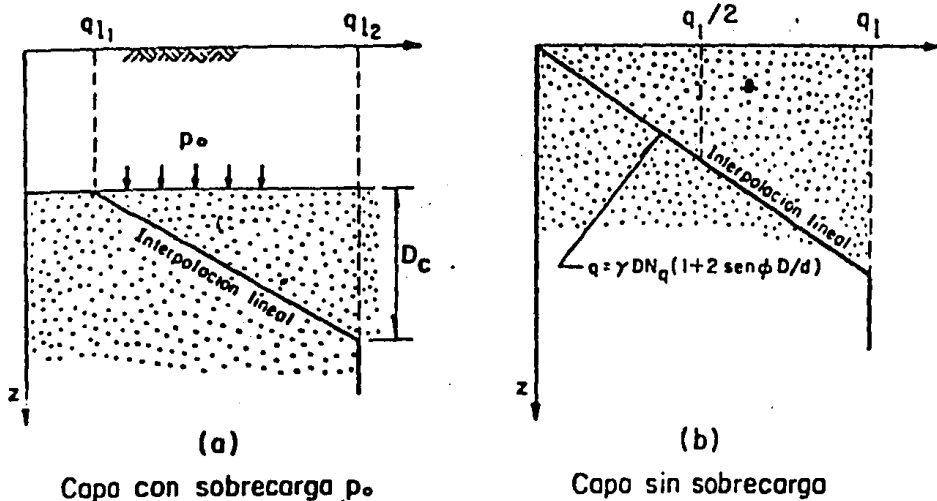


Fig. 7.4 Determinación de la presión límite cuando no se alcanza la profundidad crítica D_c

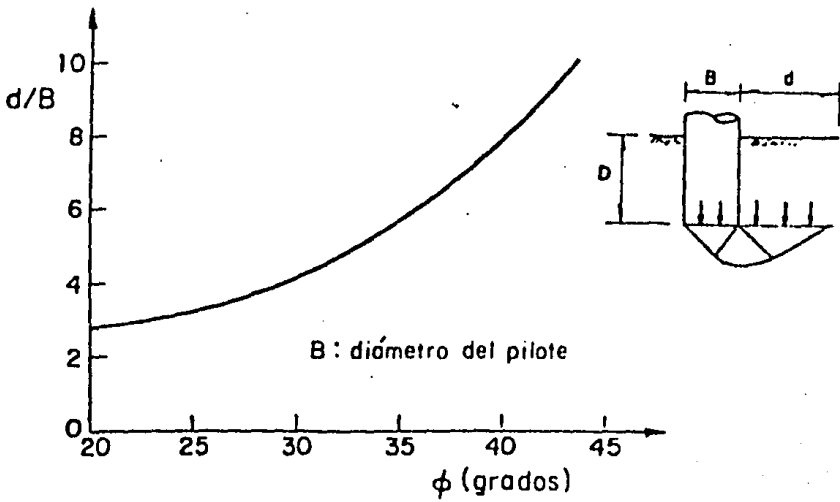


Fig. 7.5 Determinación del parámetro d

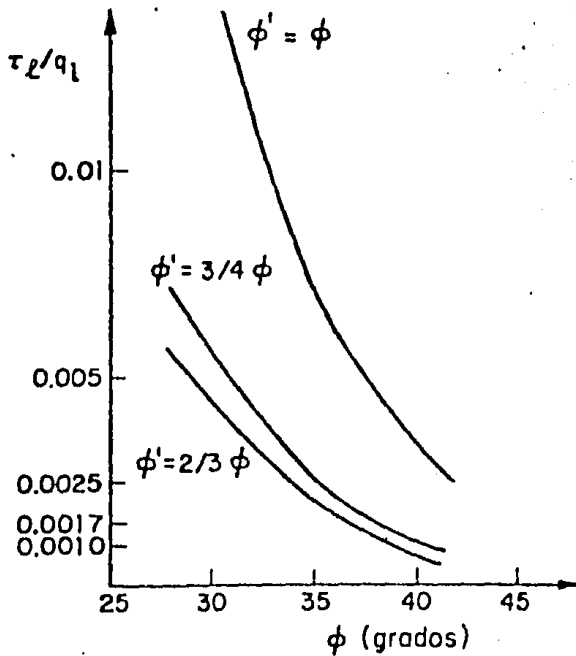


Fig. 7.6 Determinación de la fricción lateral límite para pilote en arena

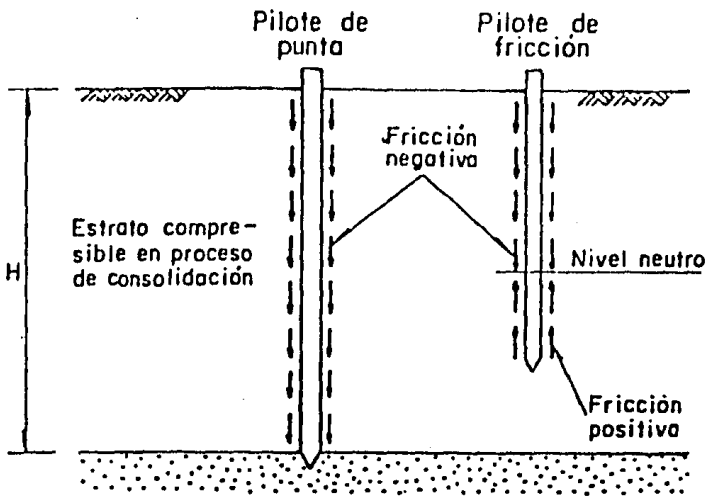
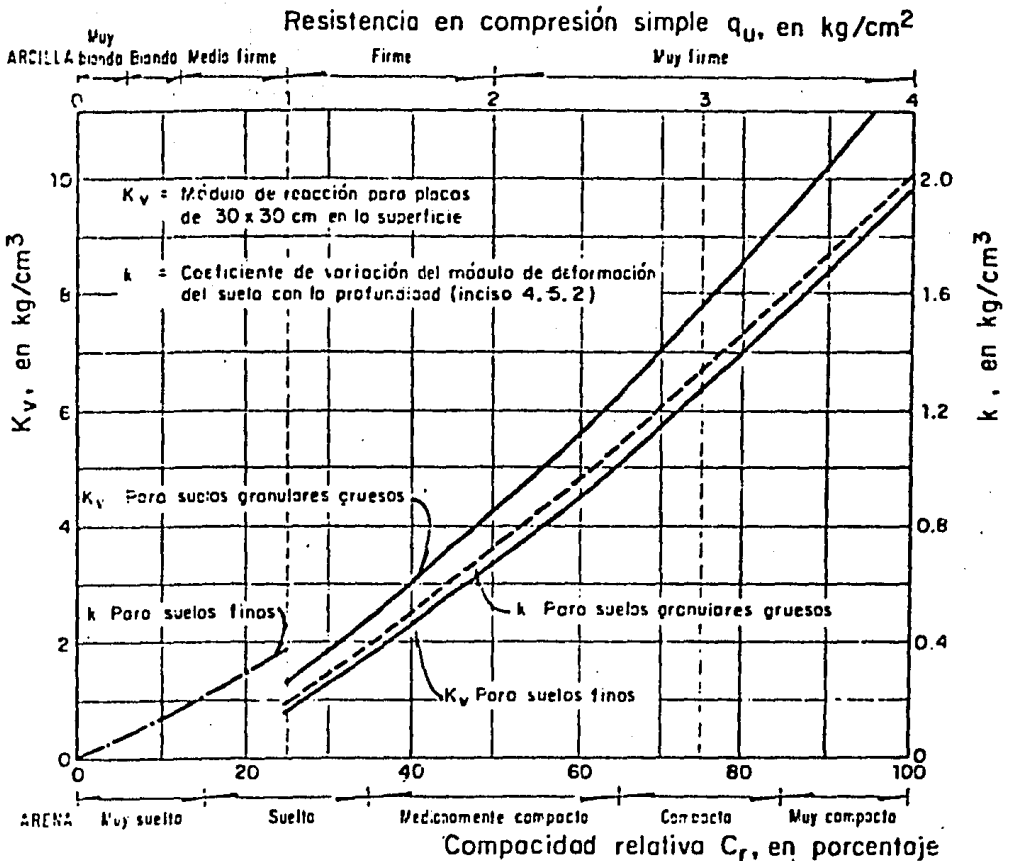
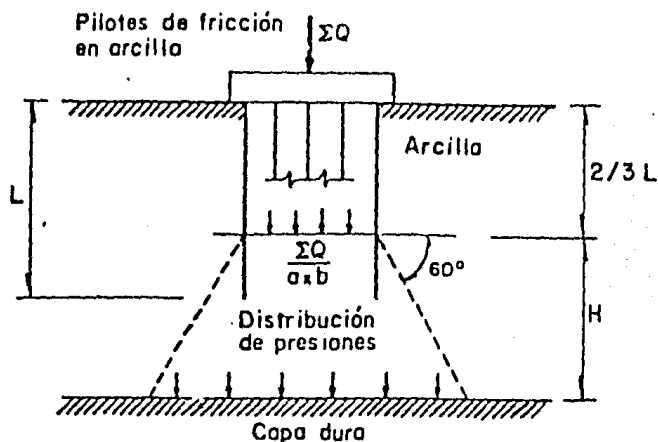


Fig. 7.7 Fricción negativa en pilotes



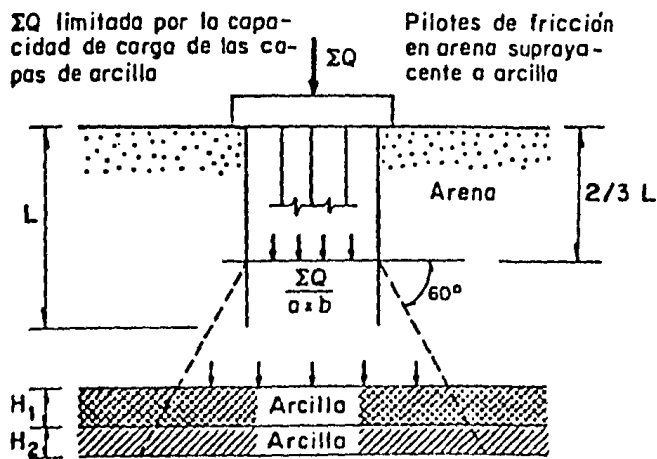
- Notas:
1. Los limos no plásticos pueden considerarse como suelos granulares
 2. Para suelos sumergidos, considerar valores iguales a la mitad de los indicados

Fig. 7.8 Valores típicos del módulo de reacción



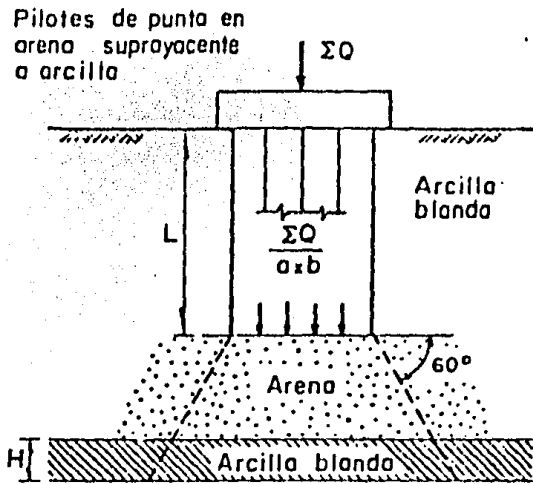
Asentamiento del grupo de pilotes ($a \times b$) =
 Compresión de la capa H bajo la distribu-
 ción de presión indicada

Fig. 7.9 Distribución de esfuerzos a considerar para pilotes de fricción en arcillas



Asentamientos del grupo de pilotes =
 Compresión de las capas H_1 y H_2
 bajo la distribución indicada

Fig. 7.10 Distribución de esfuerzos a considerar para pilotes de fricción en arena suprayaciendo materiales arcillosos



Asentamientos del grupo de pilotes ($a \times b$) =
 Compresión de la capa H bajo la distribución de presión indicada

Fig. 7.11 Distribución de esfuerzos a considerar para pilotes de punta en arena suprayaciendo un estrato arcilloso

TABLA 7.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación

<u>Inclinación media</u>		
<u>Tipo de daño</u>	<u>Límite</u>	<u>Observaciones</u>
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	h = altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
<u>Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas</u>		
<u>Tipo de estructura o elemento</u>	<u>Variable que se limita</u>	<u>Límite</u>
Tanques de almacenamiento de acero, sobre bases flexibles	Pendiente del perfil de asentamiento	
Tapa fija		0.008
Tapa flotante		0.002 a 0.003
Losas de cimentación circulares y zapatas anulares rígidas, para estructuras rígidas, esbeltas y altas como torres silos y tanques	Pendiente transversal media	0.002
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocado o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o estos se encuentran desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Lubrias de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

APENDICE A. LOSAS PERIMETRALES SUJETAS A CARGAS CONCENTRADAS

Aquí se presentan una serie de gráficas tomadas de la ref 10 - que permiten realizar el análisis estructural de losas perimetrales sujetas a cargas concentradas.

En la fig. A.1 se muestra una losa con la nomenclatura usada y que define la información que permite proceder a su análisis estructural.

Para proceder al análisis estructural de una losa libremente - apoyada en sus cuatro bordes (sin restricción al giro en sus - bordes) y sujeta a una carga concéntrica se necesitan determinar los parámetros siguientes:

$$\frac{a_x}{l_x}, \frac{a_y}{l_y} \text{ y } \nu = \frac{\text{claro largo}}{\text{claro corto}}$$

Con base en estos parámetros y utilizando las figs. A.2 (table - ros graduados) y A.3 (tableros rectangulares) determinar los - valores de a_{x4} y a_{y4} . Determinados estos calcular los momen - tos flexionantes con las expresiones siguientes:

$$\text{Claro corto: } M_c = F (a_{x4} + 0.2 a_{y4})$$

$$\text{Claro largo: } M_l = F (0.2 a_{x4} + a_{y4})$$

Los factores a_{x4} y a_{y4} están dados en forma adimensional. Es decir si F está dado en ton, el momento flexionante resulta en ton m/m. Por otra parte, las expresiones para calcular el momento flexionante fueron obtenidas aceptando para la relación de Poisson un valor de 0.2.

Cuando la carga concentrada que actúa sobre la losa proviene de una rueda de grúa o de una rueda de ferrocarril, los valores de a_x y a_y se calculan como se indica en la fig. A.4.

Para realizar el análisis estructural de losas libremente apoyadas sujetas a cargas concentradas múltiples y cargas concentradas excentricas, se puede proceder como se indica en la fig. A.5. Los valores de a_{x4} y a_{y4} se obtendrán con las figs. A.2 y A.3.

Si la losa perimetral es continua sobre el apoyo o si se cue-la monolíticamente con éste, el momento flexionante se calculará en la forma siguiente:

- a. El momento flexionante se calcula considerando que la losa está libremente apoyada en todos sus bordes (a través de las figs. A.2, A.3 y A.4) y usando para K el valor siguiente:

$$K = k_1 l_y / l_x$$

donde k_1 es el coeficiente indicado en la fig. A.6. Si para los casos de la Fig. A.6 marcados con + resulta que $k_1 l_y / l_x < 1.0$ se debe intercambiar l_x por l_y (y a_x por a_y)

- b. Al momento así calculado se le aplica el factor reductivo siguiente:

Centro del claro: claro interior = 0.70;
claro extremo = 0.85

Apoyos: apoyo extremo = 0.25; penúltimo apoyo = 0.95;
apoyo interior (excepto el penúltimo) = 0.90

F = carga total sobre el área achurada

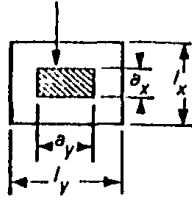


Fig. A.1 Nomenclatura usada.

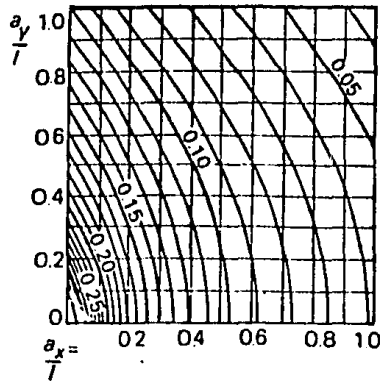


Fig. A.2 Curvas para a_{x4} (y a_{y4}) para tablero cuadrados $K = 1$ ($l_x = l_y = 1$).

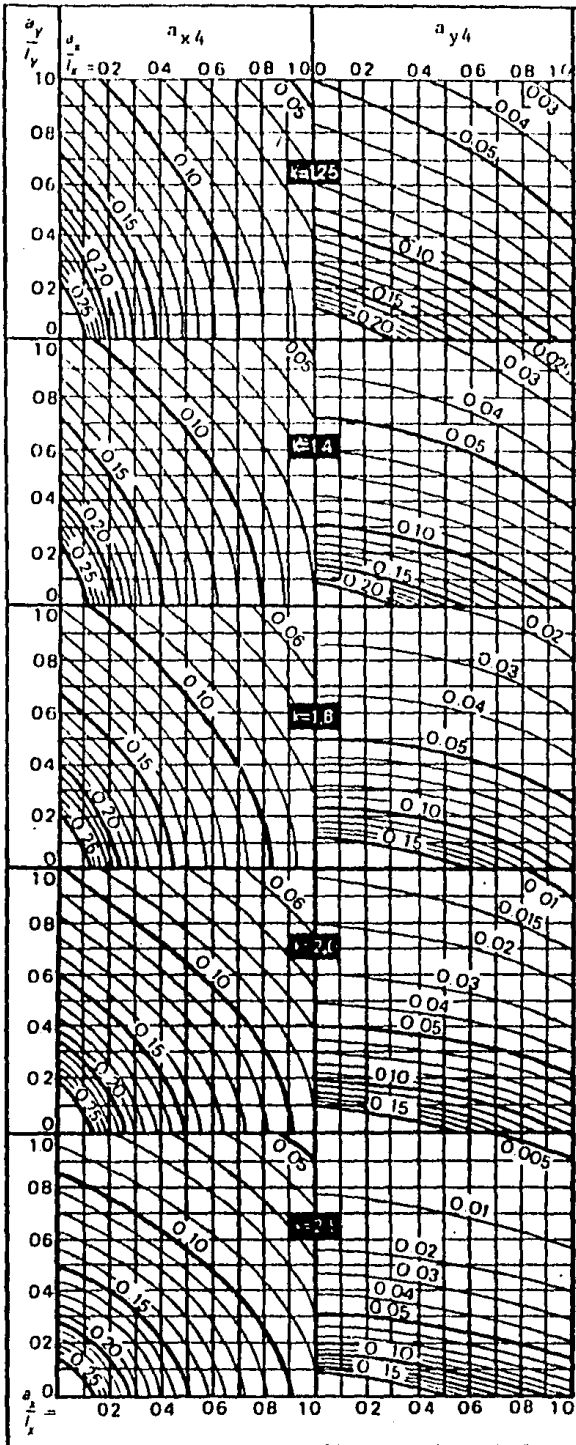
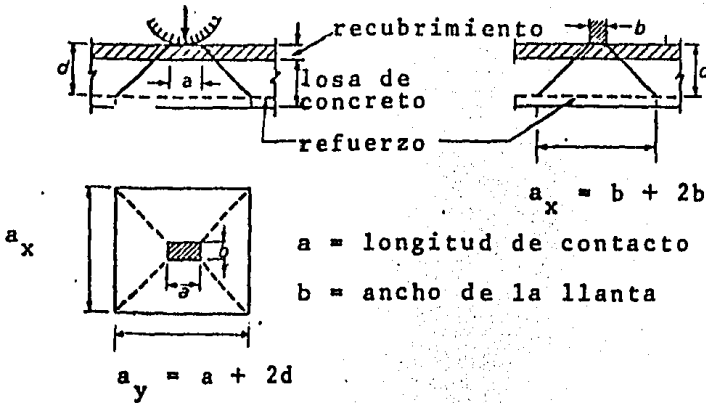


Fig. A.3 Curvas para a_{x4} y a_{y4} para tableros rectangulares.

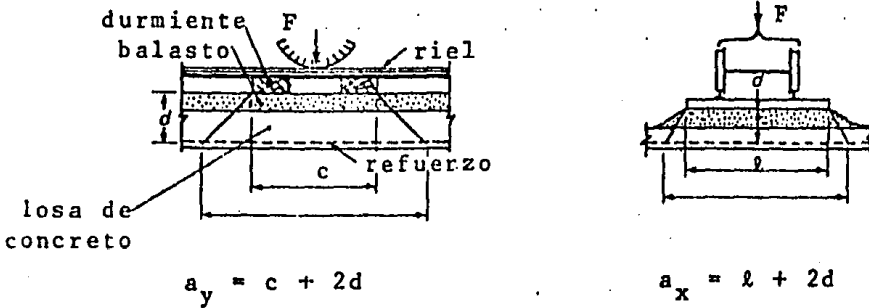
— Ruedas sobre una losa de concreto

F = carga sobre la rueda



— Ruedas de ferrocarril sobre rieles apoyados en durmientes, balasto y losa de concreto

F = carga sobre el eje



c = distancia total entre dos durmientes

l = longitud del durmiende

Fig. A.4 Area de dispersión de las cargas de ruedas.

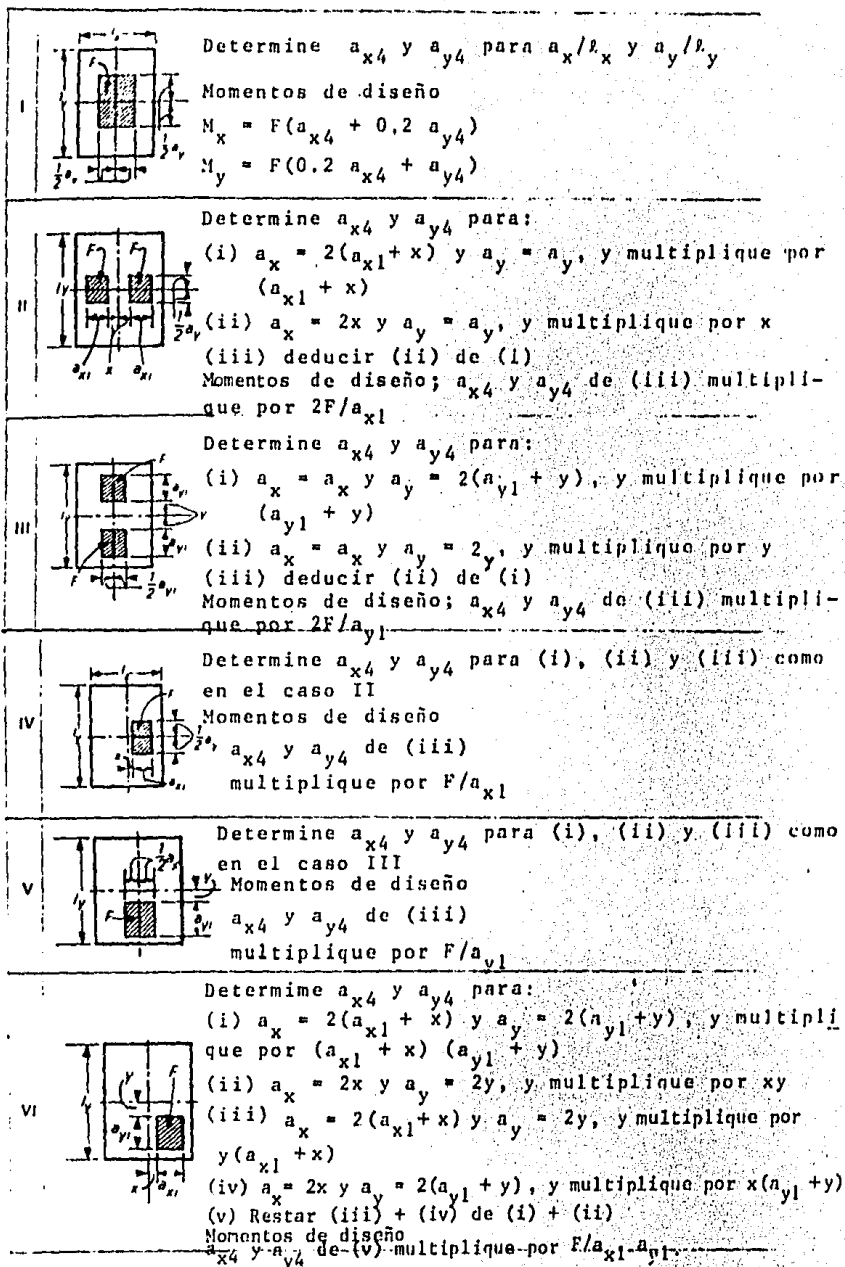
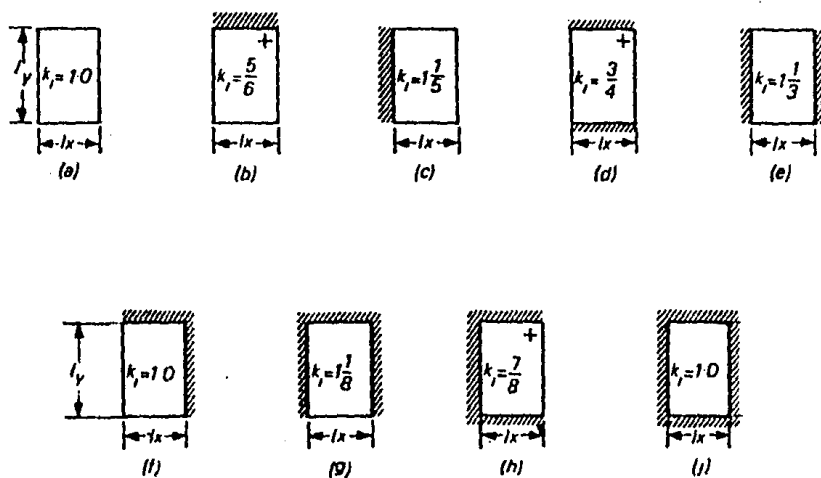
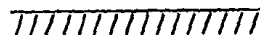


Fig. A.5 Losas perimetrales sujetas a cargas concéntricas - múltiples y cargas concentradas excéntricas.



Continuo sobre el apoyo



No hay continuidad sobre el apoyo pero la losa está colada monolíticamente con el apoyo



Fig. A.6 Factores reductivos del momento flexionante por efecto de la continuidad de la losa sobre los bordes.

APENDICE B. LINEAS DE INFLUENCIA PARA VIGAS CONTINUAS

En las tablas B.1, B.2 y B.3 tomadas de la ref 10 se presentan en forma gráfica las líneas de influencia de momento flexionante para las secciones transversales en los apoyos y en el centro del claro de vigas continuas de dos, tres y cuatro claros respectivamente, sujetas a una carga unitaria concentrada móvil. Las ordenadas de estas líneas de influencia se encuentran también tabuladas en estas tablas. Estas también presentan para cada sección transversal varios diagramas de líneas de influencia tomando como parámetro la relación de claros. Este parámetro permite obtener las líneas de influencia de vigas continuas con claros de diferente longitud.

La tabla B.4 presenta las líneas de influencia de momento flexionante para las secciones transversales ubicadas en el centro del claro, en el tercio del claro y en un apoyo interior de vigas continuas de cinco o más claros. Las ordenadas de estas líneas de influencia también se encuentran tabuladas en esta tabla. Estas líneas de influencia fueron obtenidas considerando que los claros de las vigas son de igual longitud.

El procedimiento propuesto para determinar el momento flexionante en cualquier sección crítica de una viga continua sujeta a un tren de cargas consiste en lo siguiente:

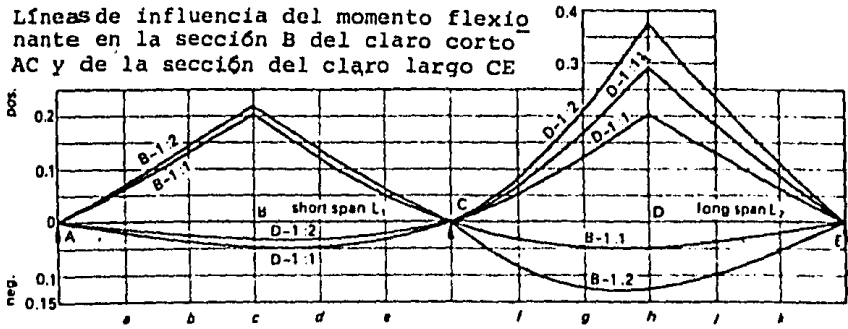
- a. Dibujar el sistema de vigas a una escala conveniente.
- b. Con las ordenadas tabuladas en las tablas B.1, B.2, B.3 y B.4 construir la línea de influencia (por carga unitaria) para la sección transversal considerada seleccionando una escala conveniente.

- c. Colocar en este diagrama el tren de cargas en la posición que se considere más desfavorable.
- d. Obtener el momento flexionante en la sección transversal considerada haciendo la operación siguiente:

$$M = \Sigma (\text{carga concentrada}) \cdot (\text{Correspondiente ordenada}) \cdot (\text{longitud del claro})$$

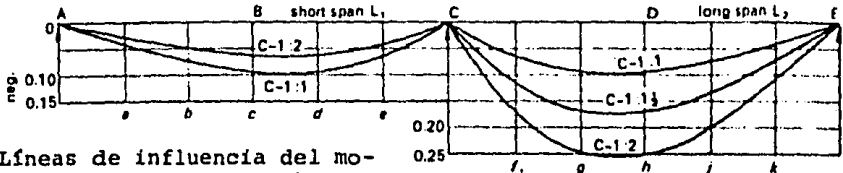
- e. Repetir esta secuela de cálculo para otras posiciones del tren de cargas que se juzguen desfavorables.

Líneas de influencia del momento flexionante en la sección B del claro corto AC y de la sección del claro largo CE



Claro corto L_1

Claro Largo L_2

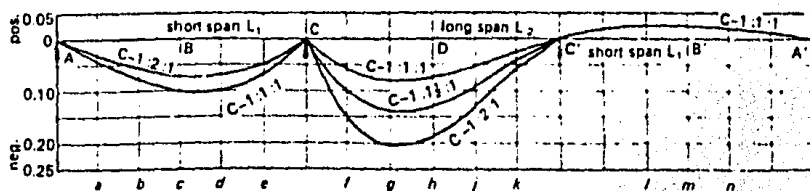
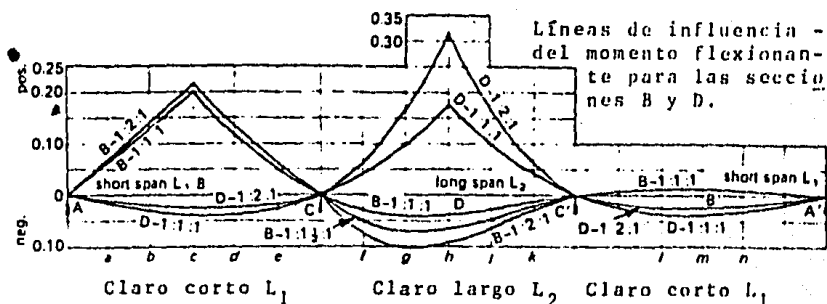


Líneas de influencia del momento flexionante en el apoyo C

Al calcular el momento flexionante se debe usar el claro corto L_1

SECCION	RELACION DE CLAROS $L_1:L_2$	ORDENADAS									
		CLARO CORTO					CLARO LARGO				
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	k
B PUNTO MEDIO DEL CLARO CORTO	1:1	0.063	0.130	0.203	0.121	0.052	0.032	0.046	0.047	0.037	0.020
	1:1½	0.067	0.137	0.213	0.130	0.058	0.058	0.083	0.084	0.067	0.037
	1:2	0.070	0.142	0.219	0.136	0.062	0.085	0.124	0.125	0.099	0.054
C APOYO CENTRAL	1:1	0.041	0.074	0.094	0.093	0.064	0.064	0.093	0.094	0.074	0.041
	1:1½	0.032	0.059	0.075	0.074	0.051	0.115	0.167	0.169	0.133	0.073
	1:2	0.027	0.049	0.063	0.062	0.042	0.170	0.247	0.250	0.198	0.108
D PUNTO MEDIO DEL CLARO LARGO	1:1	0.020	0.037	0.047	0.046	0.032	0.052	0.121	0.203	0.130	0.063
	1:1½	0.016	0.030	0.038	0.037	0.025	0.067	0.167	0.291	0.183	0.088
	1:2	0.014	0.025	0.031	0.031	0.021	0.082	0.210	0.375	0.235	0.113

Tabla B.1 Líneas de influencia para vigas continuas de dos claros.

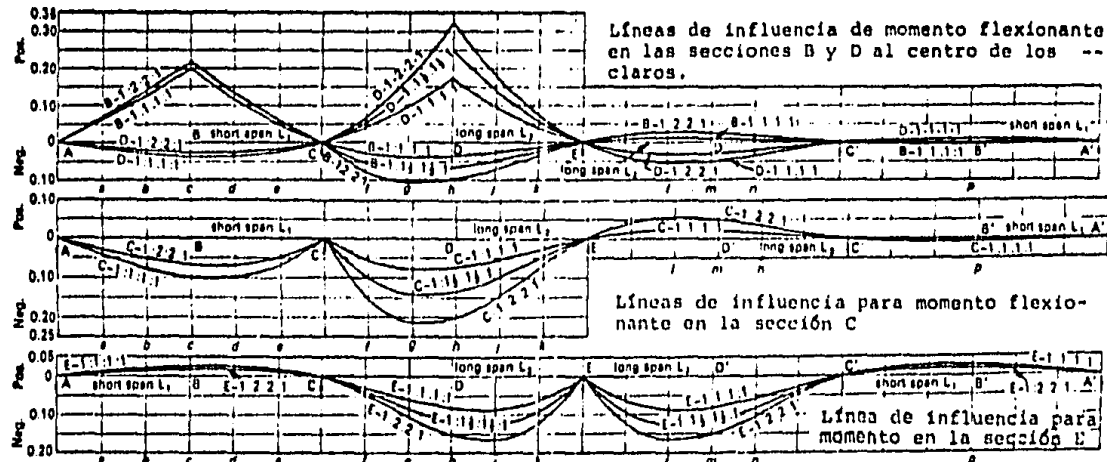


Líneas de influencia para el momento flexionante en la sección C.

Al calcular el momento flexionante se debe usar el claro corto L_1

SECCION	RELA- CION $L_1:L_2:L_1$	ORDENADAS												
		CLARO AC					CLARO CC'					CLARO C'A'		
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m
B PUNTO MEDIO DEL CLARO AC	1:1:1	0.062	0.127	0.200	0.117	0.050	0.029	0.040	0.038	0.027	0.013	0.012	0.013	0.010
	1:1.5:1	0.066	0.134	0.209	0.126	0.056	0.051	0.070	0.065	0.046	0.021	0.012	0.012	0.010
	1:2:1	0.068	0.139	0.215	0.132	0.060	0.075	0.102	0.094	0.065	0.029	0.012	0.012	0.009
C APOYO	1:1:1	0.043	0.079	0.100	0.099	0.068	0.057	0.079	0.075	0.054	0.028	0.025	0.025	0.020
	1:1.5:1	0.036	0.065	0.082	0.081	0.056	0.102	0.139	0.130	0.092	0.042	0.024	0.025	0.020
	1:2:1	0.030	0.056	0.070	0.069	0.048	0.151	0.204	0.188	0.129	0.058	0.023	0.023	0.019
D PUNTO MEDIO DEL CLARO CC'	1:1:1	0.016	0.030	0.038	0.037	0.025	0.042	0.100	0.175	0.100	0.042	0.037	0.038	0.030
	1:1.5:1	0.013	0.023	0.029	0.028	0.020	0.053	0.135	0.245	0.135	0.053	0.028	0.029	0.023
	1:2:1	0.010	0.019	0.023	0.023	0.016	0.063	0.167	0.313	0.167	0.063	0.023	0.023	0.019

Tabla B.2 Líneas de influencia para vigas continuas de tres claros.



Para calcular el momento flexionante se debe usar el claro corto L_1

SECCION	RELACION DE CLAROS $L_1:L_2:L_3:L_4$	CLARO AC				CLARO CE				CLARO EC'				CLARO A'C'	
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n
B CENTRO DEL CLARO AC	1:1:1:1	0.082	0.127	0.200	0.117	0.049	0.028	0.039	0.037	0.027	0.013	0.011	0.010	0.007	0.003
	1:1.5:1.5:1	0.086	0.135	0.209	0.126	0.058	0.052	0.071	0.087	0.048	0.023	0.019	0.017	0.012	0.003
	1:2:2:1	0.089	0.140	0.218	0.133	0.060	0.077	0.108	0.100	0.072	0.034	0.027	0.025	0.017	0.003
C APOYO	1:1:1:1	0.043	0.079	0.100	0.099	0.068	0.057	0.078	0.074	0.053	0.025	0.021	0.020	0.015	0.007
	1:1.5:1.5:1	0.035	0.065	0.087	0.081	0.055	0.103	0.142	0.134	0.098	0.046	0.037	0.035	0.025	0.007
	1:2:2:1	0.030	0.054	0.069	0.068	0.047	0.155	0.213	0.200	0.143	0.068	0.055	0.050	0.035	0.008
D CENTRO DEL CLARO CE	1:1:1:1	0.016	0.029	0.037	0.030	0.025	0.041	0.099	0.175	0.098	0.040	0.032	0.030	0.022	0.010
	1:1.5:1.5:1	0.013	0.024	0.030	0.029	0.020	0.054	0.138	0.250	0.140	0.057	0.043	0.041	0.029	0.007
	1:2:2:1	0.011	0.020	0.025	0.017	0.008	0.068	0.175	0.325	0.100	0.073	0.054	0.050	0.035	0.008
E APOYO CENTRAL	1:1:1:1	0.012	0.021	0.027	0.027	0.016	0.028	0.050	0.080	0.085	0.061	0.005	0.010	0.058	0.026
	1:1.5:1.5:1	0.010	0.017	0.022	0.022	0.016	0.030	0.062	0.116	0.124	0.091	0.124	0.118	0.082	0.072
	1:2:2:1	0.008	0.016	0.019	0.019	0.013	0.040	0.104	0.160	0.103	0.121	0.183	0.150	0.104	-0.019

Las ordenadas para relaciones de claros intermedias pueden ser interpoladas.

Tabla B.3 Líneas de influencia para vigas contiguas de cuatro claros.

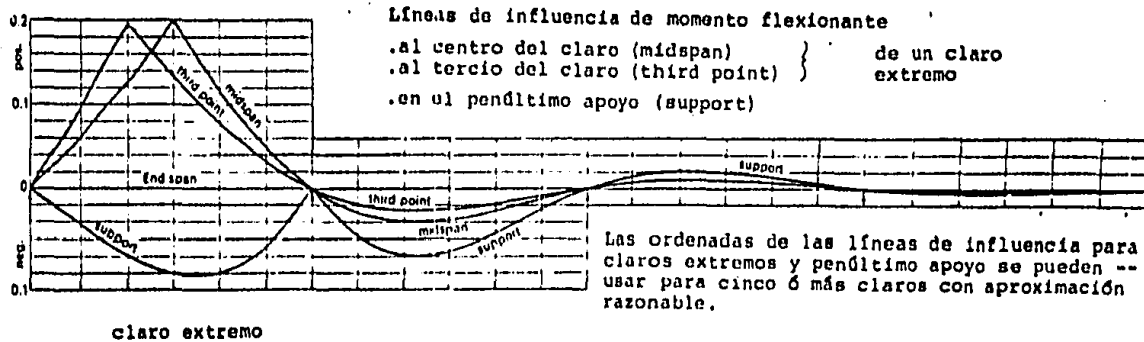
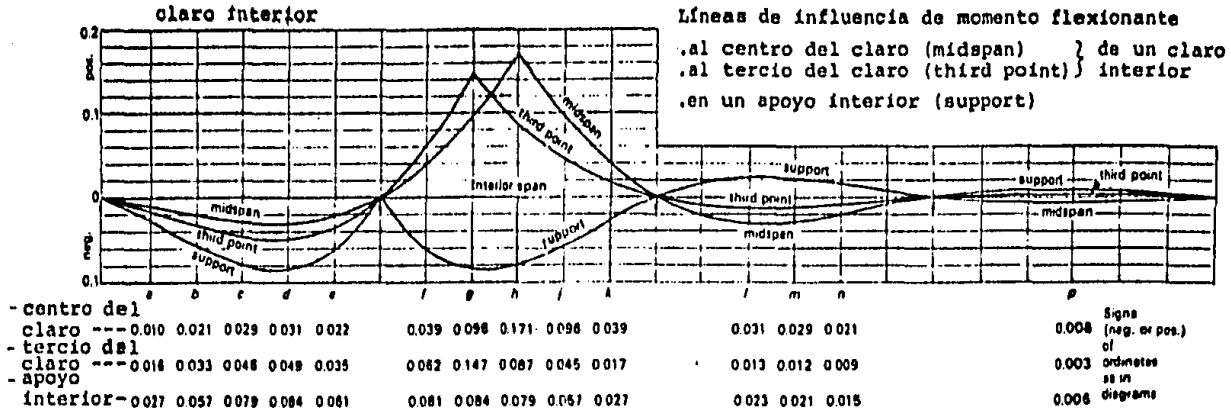


Tabla B.4 Líneas de influencia para vigas continuas de cinco o más claros.

REFERENCIAS

1. "Bridgestone Marine Fender, Catalog No. FOE-3", Bridgestone Tire CO., LTD, Tokyo, Japan.
2. "Shibata Fender", Shibata Industrial CO., LTD, Tokyo, Japan.
3. "Planificación y Tecnología de Construcción de Puertos y Dársenas", The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (OCDI), Nov-Dic 1981.
4. "Manual for the operation of a super giant Vessel", Japan Marine Disaster Prevention Association.
5. "American Railway Engineering Association", Specification for Steel Railways Bridges, 1981.
6. "American Association of State Highway and Transportation Officials", Standard Specifications for Highway Bridges, 1984.
7. "Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms", American Petroleum Institute, Washington D.C., 1980.
8. "Manual de diseño de obras civiles, Estructuras, C.I.3. Diseño por sismo", Comisión Federal de Electricidad.
9. "Technical standards for port and harbour facilities in Japan", The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Tokyo, Japan, 1980.
10. Charles E. Reynolds y James C. Steedman, "Reinforced concrete Designer's Handbook", The Garden City Press Limited, Pixmore Avenue, Letchworth, Herts, SG6 1JS, 1976.
11. Alfonso Rico y Hermilo del Castillo, "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, Volumen I", Editorial Limusa, 1982.

12. Bishop, A.W. y Henkel, D.J., "The Triaxial Test", Edward Arnold, Pub. Ltd. Londres, 1962.
13. Juárez Eadillo y Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos", Editorial Limusa, 1984.
14. Davisson, M.T. y Robinson, K.E., "Bending and Bucking of Partially Embed Piles", Proc. VI Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Canadá, 1965.
15. Comité ACI 336, "Suggested design and construction procedures for pier foundations", ACI Journal, Proceeding Vol. 69, N° 8, agosto 1972.
16. Reese, L., "Comportamiento de pilotes sometidos a carga lateral", Notas del curso impartido por el autor en el Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería, UNAM, Julio de 1979.
17. "Soil mechanics, foundations and earth structures", Design Manual-Nav Docks DM-7, Department of the Navy, Bureau of Yards and Docks, USA.
18. "Manual de diseño de obras civiles, Geotecnia, B.2.4. Cimentaciones en suelos", Comisión Federal de Electricidad.
19. Dawson, A., "Cimentaciones en suelos expansivos", Informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Febrero de 1977.
20. Diseño y construcción de cimentaciones, Publicación N° 405 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, México 1977 (Contiene las partes del reglamento y las de las normas complementarias relativas a cimentaciones).
21. Wiegel, R.L. Oceanographical Engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1964.