



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO ORGANIZADO EN COLABORACION CON LA SECRETARIA DE EDUCACION
PUBLICA Y LA UNIVERSIDAD MICHOACANA, DE SAN NICOLAS DE HIDALGO.

ESTRUCTURAS FUERA DE LA COSTA

TEMA: ESPECIFICACIONES PARA DISEÑO.

PROF. J. RAUL FLORES BERRONES.
PROFESOR DE LA DIV. DE ESTUDIOS
SUPERIORES DE LA FAC. DE INGENIERIA, UNAM.
NOVIEMBRE 1982.

all stress analysis is available, shall be checked for adequate static strength to carry the design load. This check may be done by cutting sections which isolate groups of members, individual members, and separate elements of the joint (e.g., gussets, diaphragms, stiffeners, welds in shear, surfaces subjected to punching shear), and verifying that a distribution of stress can be assumed that satisfies equilibrium without exceeding the allowable stress of the material. Model testing or service experience may be cited in preference to the foregoing approximate analysis.

2.23 Deflections. Consideration shall be given to the effect of deflections on the distribution of load between the platform and supported rigid equipment packages.

2.24 Plate Girder Design. Plate girders shall be designed in accordance with the AISC *Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*, latest edition and Sect. 9 of the AWS *Structural Welding Code*, AWS D1.1, latest edition. Where stress risers such as abrupt changes in section, penetrations, jacking slots, etc. are necessary, their effect on fatigue and fracture should be considered. Steel for plate girders should have sufficient notch toughness to prevent brittle fracture at the lowest anticipated ambient temperature.

FOUNDATION DESIGN

The recommended criteria of Par. 2.25 through Par. 2.28 are devoted to pile foundations, and more specifically to steel cylindrical (pipe) pile foundations. The recommended criteria of Par. 2.23 through Par. 2.28 are devoted to shallow foundations.

2.25 Pile Foundations. Types of pile foundations used to support offshore structures are as follows:

a. Driven Piles. Piles driven open-ended into the sea floor soils with a pile driving hammer are the most commonly used type. In many cases, pile wall thickness is increased in the vicinity of the mud line to resist lateral loads. This type pile may encounter greater driving resistance than was predicted, and even though design axial capacity is achieved before design penetration is reached, it still may be necessary to reach design penetration to position the thickened pile sections in the proper location. If hard driving is encountered before the pile reaches design penetration, one of the following procedures can be used to aid in driving piles to their design penetration.

- 1. Plug Removal.** The soil plug inside the pile is removed by jetting and air lifting or by drilling to reduce pile driving resistance. If plug removal results in inadequate pile capacities, the removed soil plug should be replaced by a grout or concrete plug having sufficient load-carrying capacity to replace that of the removed soil plug.
- 2. Soil Removal Below Pile Tip.** Soil below the pile tip is removed either by drilling an undersized hole or by jetting and possibly air lifting. The drilling or jetting equipment is lowered through the pile which acts as the casing pipe for the operation. The effect on pile capacity of drilling an undersized hole is unpredictable unless there has been previous experience under similar conditions. Jetting below the pile tip should in general be avoided because of the unpredictability of the results.

3. Two-Stage Driven Piles. A first stage or outer pile is driven to a predetermined depth, the soil plug is removed, and a second stage or inner pile is driven inside the first stage pile. The annulus between the two piles is grouted to permit load transfer and develop composite action.

b. Drilled and Grouted Piles. Drilled and grouted piles can be used in soils which will hold an open hole with or without drilling mud. Load transfer between grout and pile should be designed in accordance with Par. 2.40, 2.41 and 2.42. There are two types of drilled and grouted piles, as follows:

1. Single Stage. For the single-staged, drilled and grouted pile, an oversized hole is drilled to the required penetration, a pile is lowered into the hole and the annulus between the pile and the soil is grouted. This type pile can be installed only in soils which will hold an open hole to the surface. As an alternative method, the pile with expendable cutting tools attached to the tip can be used as part of the drill stem to avoid the time required to remove the drill bit and insert a pile.

2. Two-Stage. The two-staged, drilled and grouted pile consists of two concentrically placed piles grouted to become a composite section. A pile is driven to a penetration which has been determined to be achievable with the available equipment and below which an open hole can be maintained. This outer pile becomes the casing for the next operation which is to drill through it to the required penetration for the inner or "insert" pile. The insert pile is then lowered into the drilled hole and the annuli between the insert pile and the soil and between the two piles are grouted. Under certain soil conditions, the drilled hole is stopped above required penetration, and the insert pile is driven to required penetration. The diameter of the drilled hole should be at least 6 inches (150mm) larger than the pile diameter.

c. Belled Piles. Bells may be constructed at the tip of piles to give increased bearing and uplift capacity through direct bearing on the soil. Drilling of the bell is carried out through the pile by under-reaming with an expander tool. A pilot hole may be drilled below the bell to act as a sump for unrecoverable cuttings. The bell and pile are filled with concrete to a height sufficient to develop necessary load transfer between the bell and the pile. Bells are connected to the pile to transfer full uplift and bearing loads using steel reinforcing such as structural members with adequate shear lugs, deformed reinforcement bars or pre-stressed tendons. Load transfer into the concrete should be designed in accordance with ACI 318. The steel reinforcing should be enclosed for their full length below the pile with spiral reinforcement meeting the requirements of ACI 318. Load transfer between the concrete and the pile should be designed in accordance with Par. 2.40, 2.41 and 2.42.

2.26 Pile Penetration. The design pile penetration shall be sufficient to develop adequate capacity to resist the maximum computed axial bearing and pullout loads with an appropriate factor of safety. The ultimate pile capacities can be computed in accordance with Par. 2.27 and Par. 2.28 or by other methods which are supported by reliable compre-

(2)

hensive data. The allowable pile capacities are determined by dividing the ultimate pile capacities by appropriate factors of safety which shall not be less than the following values.

Loading Condition	Safety Factor
1. Design environmental conditions with appropriate drilling loads	1.5
2. Operating environmental conditions during drilling operations	2.0
3. Design environmental conditions with appropriate producing loads	1.5
4. Operating environmental conditions during producing operations	2.0
5. Design environmental conditions with minimum loads (for pullout)	1.5

The design pile capacity should be limited to capacities and penetrations that experience has shown can be consistently obtained under similar conditions with the pile section and installation equipment being used. In the absence of such experience, the design penetration must be based on sound engineering judgment. Alternatives for possible remedial action in the event design penetration cannot be obtained should also be investigated and defined prior to the initiation of the pile installation.

2.27 Pile Capacity for Axial Bearing Loads

a. **Ultimate Bearing Capacity.** The ultimate bearing capacity of piles, including belled piles, Q_u shall be determined by the equation:

$$Q_u = Q_t + Q_p = fA_s + qA_p \quad (2.27-1)$$

where:

- Q_t = skin friction resistance, lb (kN)
- Q_p = total end bearing, lb (kN)
- f = unit skin friction capacity, lb/ft² (kPa)
- A_s = side surface area of pile, ft² (m²)
- q = unit end bearing capacity, lb/ft² (kPa)
- A_p = gross end area of pile, ft² (m²)

Total end bearing, Q_p , should not exceed the capacity of the internal plug. In computing pile loading and capacity the weight of the pile-soil plug system and hydrostatic uplift must be considered.

In determining the load capacity of a pile, consideration should be given to the relative deformations of the strata and pile, as the ultimate incremental skin friction and the ultimate end bearing capacity of a pile are not necessarily directly additive.

For the pile-bell system, the factors of safety should be those given in Par. 2.26. The allowable skin friction values on the pile section should be those given in this section and in Par. 2.28. Skin friction on the upper bell surface and possibly above the bell on the pile should be discounted in computing skin friction resistance, Q_t . The end bearing area of a pilot hole, if drilled, should be discounted in computing total bearing area of the bell.

b. **Skin Friction and End Bearing in Clay.** For piles driven through clay, f may be equal to or less than, but shall not exceed the undrained shear strength of the clay, c , as determined in accordance with *ASTM Methods of Tests for Unconfined Compression Strength of Cohesive Soil*, ASTM Designator D-2166-G3T, or as determined by miniature vane shear tests.

Unless test data indicate otherwise, f shall not exceed c or the following limits:

1. For highly plastic clays such as found in the Gulf of Mexico f may be equal to c for under-consolidated and normally consolidated clays. For over-consolidated clays f shall not exceed $\frac{1}{2}$ ton per square foot (48 kPa) for shallow penetrations or c equivalent to a normally consolidated clay for deeper penetrations, whichever is greater.
2. For other types of clay, f shall be taken equal to c for c less than or equal to $\frac{1}{4}$ ton per square foot (24 kPa). For c in excess of $\frac{1}{4}$ ton per square foot (24 kPa) but less than or equal to $\frac{1}{2}$ ton per square foot (72 kPa) the ratio f to c shall decrease linearly from unity at c equal to $\frac{1}{4}$ ton per square foot (24 kPa) to $\frac{1}{2}$ at c equal to $\frac{1}{2}$ ton per square foot (72 kPa). For c in excess of $\frac{1}{2}$ ton per square foot (72 kPa), f shall be taken as $\frac{1}{2}$ of c .

For piles driven in undersized drilled or jetted holes or drilled and grouted piles in normally or under-consolidated clay, f shall be determined by some reliable method based on the amount of soil disturbance resulting from installation, but f shall not exceed values given for driven piles. For drilled and grouted piles in over-consolidated clay, the value of f may exceed values given for driven piles. In determining f for drilled and grouted piles, the strength of the soil-grout interface should be considered. The soil-grout interface strength may be reduced if excess drilling mud is present. The limiting value for this type pile may be the allowable bond stress between the pile steel and the grout as recommended in Par. 2.41.

For piles end bearing in clay, q in lb/ft² (kPa) shall be equal to $9c$. If the strength profile below the pile tip is not uniform, then the c utilized should reflect appropriate adjustment.

c. **Skin Friction and End Bearing in Sand and Silt.** For piles driven through sand or silt, f in lb/ft² (kPa) shall be computed by the equation:

$$f = K p_o \tan \delta \quad (2.27-2)$$

where:

- K = coefficient of lateral earth pressure
- p_o = effective overburden pressure, lb/ft² (kPa)
- δ = angle of soil friction on pile wall, deg.

For piles driven in undersized drilled or jetted holes in sand or silt, f shall be determined by some reliable method based on the amount of soil disturbance from installation, but f shall not exceed the values given for driven piles. The same values of f shall apply to drilled and grouted piles, with the exception that (1) values of f for drilled and grouted piles in calcareous-type sand or silt may exceed those for driven piles, and (2) the strength of soil-grout interface shall be considered in establishing values of f . The value of f for piles driven into calcareous sands and silts will usually be substantially less than that indicated by Eq. 2.27-2 and should be determined for the local conditions.

For piles end bearing in sand or silt, q shall be computed by the equation:

$$q = p_o N_q \quad (2.27-3)$$

where:

- N_q = bearing capacity factor.

3

The following values are considered applicable for medium-dense to dense granular formations:

K = 0.5 to 1.0 for axial compressive loads

Soil Type	ϕ'	δ	N_q
Clean sand	35°	30°	40
Silty sand	30°	25°	20
Sandy silt	25°	20°	12
Silt	20°	15°	8

where:

ϕ' = angle of internal friction of soil, deg.

For deep foundations, limiting values of f and q may be less than indicated by Eq. 2.27-2 and 2.27-3. For layered systems, the sand bearing capacity factor, N_q , may be less than in the table above if adequate penetration into the sand layer is not obtained. These limiting values shall be determined for local conditions.

d. Skin Friction and End Bearing of Grouted Piles in Rock. The unit skin friction of grouted piles in jetted or drilled holes in rock should not exceed the triaxial shear strength of the rock or grout, but in general shall be much less than this value based on the amount of reduced shear strength from installation. For example the strength of dry compacted shale may be greatly reduced when exposed to water from jetting or drilling. The sidewall of the hole may develop a layer of slaked mud or clay which will never regain the strength of the rock. The limiting value for this type pile may be the allowable bond stress between the pile steel and the grout as recommended in Par. 2.36.

The end bearing capacity of the rock shall be determined from the triaxial shear strength of the rock and an appropriate bearing capacity factor based on sound engineering practice for the rock materials but shall not exceed 100 tons per square foot (9.58 MPa).

2.28 Pile Capacity for Axial Pullout Loads. The ultimate pile pullout capacity may be equal to or less than but shall not exceed Q_r , the total skin friction resistance. The effective weight of the pile including hydrostatic uplift and the soil plug shall be considered in the analysis to determine the ultimate pullout capacity. For clay, f shall be the same as stated in Par. 2.27b. For sand and silt, f shall be computed according to Par. 2.27c. All values shown there are applicable, except $K = 0.5$ shall be used. For rock, f shall be the same as stated in Par. 2.27d.

The allowable pullout capacity shall be determined by applying the factors of safety in Par. 2.26 to the ultimate pullout capacity.

2.29 Soil Reaction for Laterally-Loaded Piles

a. General. The pile foundation shall be designed to sustain lateral loads, whether static or cyclic. The lateral resistance of the soil near the surface is significant to pile design, and the effects on this resistance of scour and soil disturbance during pile installation should be considered. Generally, under lateral loading, clay soils behave as a plastic material which makes it necessary to relate pile-soil deformation to soil resistance. To facilitate this procedure, it is recommended that lateral soil resistance deflection ($p-y$) curves be constructed using stress-strain data from laboratory soil samples. The ordinate for these curves is soil resistance, p , and the abscissa is soil deflection, y . By iterative procedures, a compatible set of load-deflection values for the pile-soil system can be developed.

For a more detailed study of the construction of $p-y$ curves for soft clay refer to Offshore Technology

Conference paper number OTC 1204, *Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay*, by Hudson Matlock, April 1970, and the references cited in that paper.

For a more detailed study of the construction of $p-y$ curves for sand, refer to Offshore Technology Conference paper number OTC 2050, *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*, by Lyman C. Reese, William R. Cox, and Francis D. Koop, May 1974 and references cited in that paper.

In the absence of more definitive criteria, procedures recommended below may be used for constructing ultimate lateral bearing capacity curves and $p-y$ curves.

b. Lateral Bearing Capacity for Soft Clay. For static lateral loads the ultimate lateral bearing capacity of soft clay p_u has been found to vary between 3c and 12c except at shallow depths where failure occurs in a different mode due to minimum overburden pressure. Cyclic loads cause deterioration of lateral bearing capacity below that for static loads. In the absence of more definitive criteria, the following is recommended:

p_u increases from 3c to 9c as X increases from 0 to X_R and
 $p_u = 9c$ for $X > X_R$ (2.29-1)

where:

p_u = ultimate resistance (force/unit area) psi (kPa)
 c = undrained shear strength of undisturbed clay soil samples, psi (kPa)
 X = depth below soil surface, in. (mm)
 X_R = depth below soil surface to bottom of reduced strength zone in in. (mm). For soft clay X_R may be approximated as:

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c} + J}$$

where:

D = pile diameter, in. (mm)
 γ = effective weight of soil, lb/in.³ (kN/m³)
 J is an empirical constant with an approximate value of 0.5 for offshore clays in the Gulf of Mexico and a value of 0.25 for somewhat stiffer clays. In the absence of specific test data, the lower value should be used.

(All values to be in consistent units.)

c. Load-Deflection ($p-y$) Curves for Soft Clay.

Lateral soil resistance-deflection relationships for piles in soft clay are generally non-linear. The $p-y$ curves for the short-term static load case can be generated from the following table:

p/p_u	y/y_c
0	0
0.5	1.0
0.72	5.0
1.00	8.0
1.00	∞

where:

p = actual lateral resistance, psi (kPa)
 y = actual lateral deflection, in. (mm)
 $y_c = 2.6 \epsilon_c D$, in. (mm)
 ϵ_c = strain which occurs at one-half the maximum stress on laboratory undrained compression tests of undisturbed soil samples

(4)

For the case where equilibrium has been reached under cyclic loading, the p - y curves can be generated from the following table:

$X > X_n$		$X < X_n$	
p/p_e	y/y_e	p/p_e	y/y_e
0	0	0	0
0.5	1.0	0.5	1.0
0.72	3.0	0.72	3.0
0.72	∞	$0.72X/X_n$	15.0
		$0.72X/X_n$	∞

d. Lateral Bearing Capacity for Stiff Clay. For static lateral loads the ultimate bearing capacity p_u of stiff clay ($c > 1$ Tsf or 96 kPa) as for soft clay would vary between 8c and 12c. Due to rapid deterioration under cyclic loadings the ultimate resistance will be reduced to something considerably less and should be so considered in cyclic design.

e. Load-Deflection (p - y) Curves for Stiff Clay. While stiff clays also have non-linear stress-strain relationships, they are generally more brittle than soft clays. In developing stress-strain curves and subsequent p - y curves for cyclic loads, good judgment should reflect the rapid deterioration of load capacity at large deflections for stiff clays.

f. Lateral Bearing Capacity for Sand. The ultimate lateral bearing capacity for sand has been found to vary from a value at shallow depths represented by Eq. 2.29-2 to a value at deep depths represented by Eq. 2.29-3. A numerical solution of the two equations for several depths for specific sand strata properties will result in a depth of transition, X_1 , which separates shallow depths from deep depths.

$$p_u = A \left\{ \frac{\gamma H}{D} \left[\frac{K_e H \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (D + H \tan \beta \tan \alpha) + K_e H \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_e D \right] \right\} \dots (2.29-2)$$

$$p_u = A \left[K_e \gamma H (\tan^2 \beta - 1) + K_e \gamma H \tan \phi \tan^2 \beta \right] \dots (2.29-3)$$

where:

- p_u = ultimate resistance (force/unit area), psi (kPa) (s = shallow, d = deep)
- A = empirical adjustment factor
- γ = effective soil weight, lb/in.³ (MN/m³)
- H = depth, in. (mm)
- K_e = earth pressure at rest coefficient (0.4)
- ϕ = angle of internal friction of sand, deg.
- $\beta = 45^\circ + \phi/2$
- $\alpha = \phi/2$
- D = pile diameter, in. (mm)
- K_e = Rankine minimum active earth pressure coefficient ($\tan^2 (45^\circ - \phi/2)$)

The coefficient A is an empirical adjustment factor which accounts for differences in static and cyclic behavior. Figure 2.29-1 is a recommended variation of the factor, A , with non-dimensional depth, H/D .

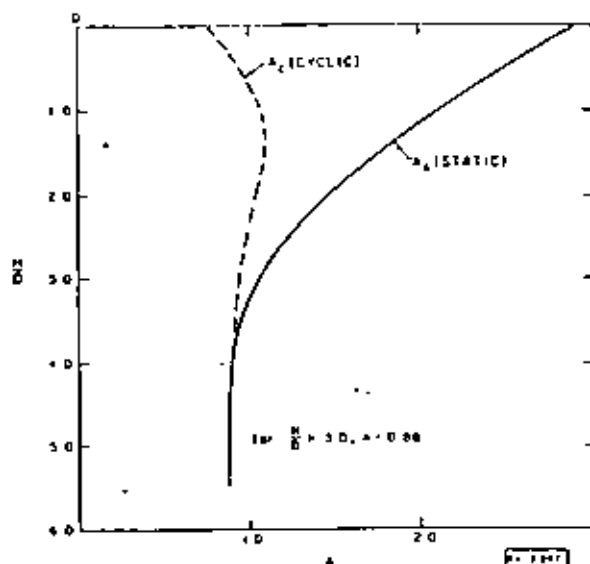


FIG. 2.29-1

NON-DIMENSIONAL COEFFICIENT A FOR ULTIMATE SOIL RESISTANCE VERSUS DEPTH

g. Load-Deflection (p - y) Curves for Sand. The lateral soil resistance-deflection (p - y) relationships for sand are also non-linear and in the absence of more definitive information may be approximated at any specific depth by the four segment curve of Fig. 2.29-2. The values for points u , m , and k may be computed as follows:

Point u :

$$p_u = \begin{cases} \text{Eq. 2.29-2 at depths } < X_1 \\ \text{Eq. 2.29-3 at depths } > X_1 \end{cases}$$

$$y_u = \frac{3}{80} D$$

Where:

- p_u = lateral bearing resistance, psi (kPa)
- y_u = lateral pile deflection, in. (mm)

Point m :

$$p_m = \frac{H}{A} p_u$$

$$y_m = \frac{1}{60} D$$

Where:

- B = non-dimensional empirical adjustment factor to account for difference in static and cyclic behavior from Fig. 2.29-3.

(5)

Point k:

$$p_k = \frac{H}{D} \cdot k_i \cdot y_k$$

$$y_k = \left(\frac{D p_m}{k_i H y_m^{1/n}} \right)^{\frac{n}{n-1}}$$

Where:

$$n = \frac{p_m (y_m - y_k)}{y_m (p_m - p_k)}$$

k_i = initial soil modulus. For submerged sand subjected to static or cyclic loading, the following is recommended:

Relative Density	k_i lb/in ²	k_i kPa/mm
Loose	20	5.43
Medium	60	16.28
Dense	125	33.93

The (p-y) curve between points k and m is a parabola with intermediate points calculable from:

$$p = \left(\frac{p_m}{y_m^{1/n}} \right) y^{1/n}$$

For some combinations of sand parameter at depth (approximately 100 feet or 30 meters) the k_i value selected may result in a deflection, y_k , greater than y_m , in which case the parabolic portion of the curve should be omitted.

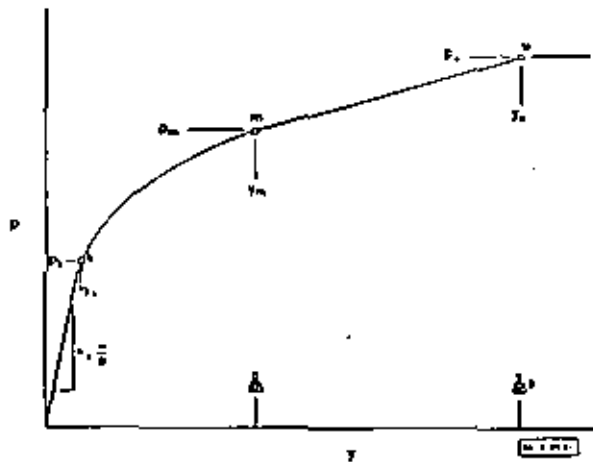


FIG. 2.29-2
RESISTANCE - DEFLECTION
RELATIONSHIP FOR SAND

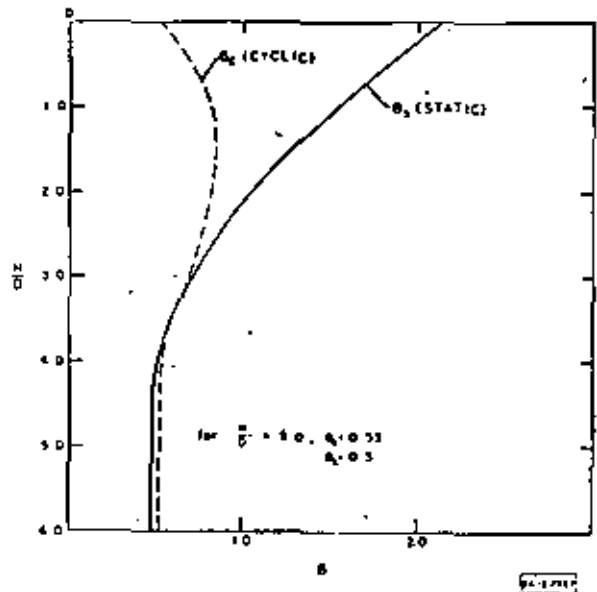


FIG. 2.29-3
NON-DIMENSIONAL COEFFICIENT B
FOR SOIL RESISTANCE VERSUS DEPTH



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO ORGANIZADO EN COLABORACION CON LA SECRETARIA DE EDUCACION
PUBLICA Y LA UNIVERSIDAD MICHOACANA, DE SAN NICOLAS DE HIDALGO.

"ESTRUCTURAS FUERA DE LA COSTA"

TEMA: ESTUDIOS EXPLORATORIOS PARA TUBERIAS

PROF. J. RAUL FLORES BERRONES.
PROFESOR DE LA DIV. DE ESTUDIOS SUPERIORES
DE LA FAC. DE INGENIERIA, UNAM.
NOVIEMBRE, 1982.

*ESTUDIOS EXPLORATORIOS PARA
TUBERIAS*
TEMARIO

- I. INTRODUCCION

- II. RECONOCIMIENTO VISUAL Y GEOFISICO
 - II.1. Batimetría
 - II.2. Morfología
 - II.3. Pruebas sísmicas de alta resolución.

- III. RECONOCIMIENTO GEOTECNICO
 - III.1 Muestreo del suelo superficial y extracción de corazones.
 - III.2. Mediciones In-Situ

- IV. PRUEBAS DE LABORATORIO

- V. DESCRIPCION DEL EQUIPO USADO EN LA EXTRACCION DE CORAZONES.
 - V.1. Tipo gravedad y de pistón fijo.
 - V.2. Vibro extractores

- VI. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUELO MARINO EN LA BAHIA DE CAMPECHE QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO DE TUBERIAS.

Usos de las Tuberías Submarinas:

- Transporte de petróleo crudo
- Transporte de hidrocarburos refinados
- Transporte de agua de enfriamiento para plantas nucleares.
- Transporte de desperdicios municipales e industriales hacia aguas profundas.
- Transporte de mercancías en masa (ferrocarriles, carreteras) (uso a futuro).

Restricciones en la Selección Preliminar de Ruta y Configuración de la Tubería:

- Operacionales: Ubicación geográfica, puntos obligados de la línea (inicial, final, intermedios), requerimientos de flujo (gasto, densidad, etc.), ubicación de válvulas, tie-ins y estaciones de bombeo.
- Del Medio Ambiente: Conocimiento preliminar de la profundidad del mar, acción de las olas y las corrientes, sismicidad del área, condiciones del suelo marino.
- De construcción: Patios de fabricación, capacidad y disponibilidad de lanchones, calidad y capacidad de soldado, ventana de tiempo (por clima).

- De Diseño: Tiempo de terminación, fuerza de trabajo, normas, permisos y tiempo disponibles.

Reconocimiento del área:

Dada la selección preliminar de rutas principales y alternativas, el paso siguiente consiste en un reconocimiento geológico, geofísico, geotécnico y oceanográfico del área general a ser cruzada por la línea, y particularmente de los corredores seleccionados. Esto le proporciona al diseñador un conocimiento real de los peligros potenciales a lo largo de la (s) ruta (s) de la tubería, por ejemplo:

- De olas y corrientes: Suspensión, arrastre, inercia, licuación, vórtices.
- Del suelo marino: Deslaves, burbujas de lodo, fallas, licuación, fuertes movimientos de la tierra, ríos de arenas.
- De fuentes humanas: Cruzado de otras tuberías, dragado, anclajes, redes barredoras.

La mejor estrategia de diseño es aquella que trata de evitar los peligros, rodeándolos, en lugar de diseñar la línea para resistirlos; es con esta base que el diseñador escoge la mejor ruta.

Dentro del reconocimiento geotécnico se llevan a cabo pruebas de coring (corazón) e in-situ.

Entre otros factores la estabilidad de una tubería depende

de las propiedades del suelo, como por ejemplo:

Capacidad de soporte (bearing capacity), posibilidades de socavación y de sedimentación. Así el reconocimiento del suelo determinará en parte características de la tubería como el hecho de que ésta sea enterrada o no.

El tendido y estabilidad de tuberías en el fondo marino requiere del mejor conocimiento posible de la morfología, naturaleza y comportamiento de los suelos.

Es necesario hacer un reconocimiento detallado en toda la ruta de la tubería, cubriendo un corredor de entre unos 500-600 metros de ancho, con mayor precisión al centro.

II.- RECONOCIMIENTO VISUAL Y GEOFISICO

II.1. Batimetría

El primer trazado a grosso modo de la tubería se decide en base a mapas batimétricos y de un conocimiento general de la morfología del fondo.

Las posibles rutas deben ser verificadas por un levantamiento batimétrico de precisión, que arrojen mapas detallados de curvas a cada metro.

El reconocimiento debe cubrir una faja de unos 600 metros de ancho con centro en el eje de la posible ruta de la tubería.

Generalmente, lo siguiente también debe llevarse a cabo:

- Un perfil batimétrico central a lo largo de la posible ruta.
- Dos perfiles batimétricos laterales a 100-150 metros del perfil central.
- Dos perfiles batimétricos laterales a 300 metros del perfil central.
- Algunos perfiles transversales para situar mediciones y checar la exactitud obtenida.

Para alcanzar la exactitud deseada de un metro en las curvas batimétricas en aguas con profundidades de 100 a 150 metros, es necesario.

- Uso de ecosondas de precisión.
- Frecuente calibración in-situ (determinación de la influencia de las corrientes, temperatura y salinidad).
- Registro de movimientos del barco (cabeceo, ascenso-descenso, balanceo).
- Registro de las mareas.

11.2. Morfología

La batimetría se debe complementar con un levantamiento morfológico detallado, particularmente en zonas de rugosidad (irregularidades) considerables. Además se tratará de determinar la naturaleza de los resaltes y obstáculos observados.

Generalmente se deben registrar dos perfiles, colocados a 120 metros de la posible ruta, por medio de un sonar de barrido lateral, con un alcance efectivo de 150 metros, para cubrir la totalidad de la faja levantada por la ecosonda.

Las observaciones deberán hacer posible:

- Identificar irregularidades del terreno del orden de 0,5 a 1 metro.
- Distinguir cambios en la naturaleza litológica del suelo en la superficie (back-scattered energy).

La observación directa se hace por medio de una cámara de televisión que es movida a lo largo del fondo marino y cerca de él o también montada en un submarino, con el propósito de identificar la naturaleza de ciertas anomalías registradas.

Este tipo de observación directa se lleva a cabo sólo en zonas de rugosidad considerable, detectadas por los métodos indirectos previamente mencionados (ecosonda y sonar de barrido lateral).

La búsqueda de obstáculos ferromagnéticos (restos de naufragios, anclas, cables, etc.) enterrados superficialmente (< 3 metros), se lleva a cabo con un magnetómetro con alta resolución (una gamma) que se usa al mismo tiempo que el sonar de barrido lateral.

11.3. Pruebas sísmicas de alta resolución

Los problemas de estabilidad de la tubería involucran

Únicamente las capas superficiales del fondo marino (pocos metros). Por eso se busca obtener buena definición en detrimento de la profundidad alcanzada en la prueba.

De cualquier forma, no se debe olvidar que el conocimiento de las estructuras geológicas profundas mejora el entendimiento de los fenómenos superficiales del que se deriva una mejor interpretación.

Generalmente se busca obtener:

- Una penetración de 30 metros o más.
- Una definición de 1 metro ó 2.

Estos requerimientos se pueden satisfacer con varios instrumentos de uso común:

- Un sparker de relativamente baja energía con resolución de aproximadamente 2 metros y una penetración de pocas decenas de metros.
- Un boomer (uniboom) con una resolución de aproximadamente 1.5 a 2 metros y una penetración capaz de alcanzar varias decenas de metros.
- Un sondeador de sedimentos con una resolución extremadamente buena (aproximadamente 1 metro), pero con penetraciones desde pocos metros (en arenas) hasta 20-30 metros (en suelos blandos).

Por ejemplo, 3 perfiles sísmicos deben de realizarse:

- Un perfil central
- Dos perfiles laterales a 300 metros del perfil central.

La tabla siguiente resume los requerimientos visual y geofísico del fondo marino requeridos antes de tender la tubería.

Debe hacerse notar que los registros aquí propuestos deben hacerse simultáneamente y sin interferencia.

- En una parte, la ecosonda y el instrumento para el estudio sísmico (perfil central y perfiles laterales a más - menos 300 metros del central).
- En la otra, la ecosonda, el sonar de barrido lateral y el magnetómetro (perfiles laterales a más - menos 120 metros del central).

RECONOCIMIENTOS GEOFÍSICO Y VISUAL DEL SUELO Y SUPERFICIE DEL FONDO MARINO

RECONOCIMIENTO REQUERIDO.	TECNICAS APLICABLES	AREA DE ESTUDIO	ESPACIAMIENTO Y NUMERO DE PERFILES.	CARACTERISTICAS DEL CAMPO APLICADO.	PRECISION O DEFINICION.
Batimetría	Ecosonda (+ registros de <u>ma</u> neo, <u>cabec</u> eo, <u>ascen</u> so, <u>descen</u> so; <u>cali</u> bración).		1 perfil cen- tral. 2 perfiles - lat. ^a \pm 120m 2 perfiles - lat. ^a \pm 300m	Frecuencia: De 30 a 50 kHz	Precisión \approx 1 m
Morfología (rugosidad)	Sonar de barrido lateral.	Faja de 500 m. de ancho cen- trada en el eje de la prime- ra aproxima- ción de la ruta - de la tur- bería.	2 perfiles a \pm 120 m. En zonas que requieren ma- yor detalle.	frec. \approx 100 kHz alcance 150 m.	Identifi- cación de protuberan- cias de aprox. 1 m. y de cambios en facies
	Televisión marina.		1 perfil cen- tral 6 2 perfiles laterales a \pm 120 m	Instrumento con buena po- tencia de re- solución (\approx 1 \times)	Identifi- cación de protuberan- cias de aprox. 10 cm.
Sondeo Sísmico (alta de- finición)	Sparker o Boomer (Uniboom) o Sondador de Sedí- mentos.		1 perfil cen- tral 2 perfiles la- terales a \pm 300 m.	frec. de 100 a 1000 Hz frec. de 500 a 4000 Hz frec. de 3 a 9 kHz.	Identifi- cación de cualquier obstáculo de metal (naufra- gios, an- clas, can- bles, etc.) Resolución 2 m. Resolución de 1.5 a 2 m. Resolución 1 m.

III.- RECONOCIMIENTO GEOTECNICO

El propósito esencial del reconocimiento de los suelos superficiales antes del tendido de una tubería es:

- Identificar la naturaleza, granulometría, etc. de los suelos.
- Determinar su licuación y propiedades de socavación que resultan en una pérdida de estabilidad.

El tamaño de la zona a ser reconocida es idéntico al definido para el reconocimiento geofísico.

La profundidad requerida es de pocos metros (de 3 a 5 m.) y puede depender de la profundidad de zanjado, que generalmente es mayor cerca de la línea de playa.

III.1. Muestreo del suelo superficial y extracción de corazones.

La frecuencia del muestreo de corazones a lo largo de la ruta de la tubería dependerá del criterio geológico basado en los resultados de las pruebas sísmicas. En general los valores siguientes son aceptados:

- 1 extracción de corazón por cada kilómetro en la ruta.
- ó 1 extracción de corazón cada 2 ó 3 km. en zonas donde los perfiles obtenidos con las pruebas sísmicas no revelen irregularidades.

Las técnicas aplicables varían con la naturaleza del terreno superficial.

- Extractores de corazones del tipo gravedad o pistón fijo (kullenberg), son los más ampliamente usados; permiten penetraciones de 2 a 5 m o más en sedimentos sueltos (arena suelta o arcilla suaves), aunque alterados, los corazones son todavía suficientemente representativos para hacer las medidas comunes (identificación y estimación, de la resistencia al cortante del suelo).
- Vibroextractores de corazones (eléctricos o electrohidráulicos) se usan en sedimentos compactos (arenas densas o arcillas consolidadas).
- Extractores de corazones rotatorios sumergidos, son necesarios para el reconocimiento de fondos marinos rocosos, donde se hace indispensable conocer la resistencia al cortante y determinar las posibilidades de despejar la roca y después enterrar la tubería.

Las pruebas en el laboratorio de identificación del suelo y determinación de la fricción de la tubería contra el fondo marino (fricción suelo-concreto), etc., requiere del muestreo de considerables cantidades de sedimentos alterados, por ejemplo, por medio de dragado (muestreador de almeja, etc).

11.2. Mediciones In-Situ

Las características geotécnicas necesarias para el cálculo de la estabilidad de tuberías son generalmente determinadas en el laboratorio, en muestras con diferentes grados de alteración.

Sin embargo, especialmente en arenas, el cálculo de la capacidad de soporte depende esencialmente de la densidad en el lugar, que es imposible de determinar en muestras alteradas.

Por eso, en el caso de arenas, las mediciones In-Situ siempre serán necesarias, y siempre serán deseables cualquiera que sea la naturaleza de los sedimentos.

Dentro de las técnicas simples y rápidas, las siguientes pueden ser implementadas:

- El presurímetro soltado con un artefacto del tipo kullenberg. No obstante, se debe observar que la correlación entre la presión límite P_L y la densidad In-Situ no es siempre evidente, lo que conduce a una estimación no satisfactoria del ángulo de fricción interna.
- El penetrómetro dinámico, que también puede ser soltado por un artefacto similar, aunque todavía no se consiguen modelos de operación real.
- El penetrómetro estático (instrumento ligero).

La siguiente tabla resume los reconocimientos geotécnicos que pueden posiblemente hacerse antes del tendido de la tubería, dependiendo de la naturaleza y consolidación de las formaciones superficiales.

RECONOCIMIENTO GEOTECNICO DE SUELOS ANTES DEL TENDIDO DE TUBERIAS MARINAS

OPERACION REQUERIDA	CARACTERISTICAS DEL SUELO.	AREA DE ESTUDIO	NUMERO DE SONDEOS.	PENETRACION NECESARIA.	TECNICAS APPLICABLES	COMPORTAMIENTO.	OBJETIVOS
Muestreo de Corazones.	Arenas o suelos de baja consolidación.	Faja de 600 m de ancho centrada en el eje de la primera aproximación de la ruta de la tubería. (el muestreo de corazones y las mediciones In-Situ deben de ser situados	1 extracción de corazón cada 1 ó 2 km. (dependiendo del criterio geológico).	De 2 a 3 m	Extractores de corazonas del tipo kullenberg.	No se puede usar en suelos altamente consolidados.	Identificación de suelos.
	Fondos rocosos		1 extracción de corazón por km (dependiendo del criterio geológico).	De 5 a 6 m	Vibroextractores de corazonas. Extractores de corazonas rotatorias sumergidos.	Aplicable en suelos consolidados. Usado en suelos muy duros y en rocas.	Determinación de las características mecánicas.
Mediciones In-Situ en arenas u ocasionalmente en suelos de baja consolidación.		en base a los resultados de las pruebas sísmicas).	1 prueba cada 2 ó 3 km (dependiendo del criterio geológico).	De 2 a 3 m	Presurímetro posiblemente soldado por un artefacto tipo kullenberg o penetrómetro.		Cálculo de la densidad, de la que depende la capacidad de soporte. Especialmente útil en arenas).

13

IV.- PRUEBAS DE LABORATORIO

Mediciones usuales en el laboratorio:

- Identificación del suelo
 - + naturaleza (origen)
 - + granulometría
 - + límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico) (en suelos arcillosos)
 - + Contenido de agua " ω " (en el barco)
 - + Densidad " ρ " (en el barco)
 - Determinación de la resistencia al cortante
 - posibilidades de licuación del suelo
- + En el caso de arcillas y limos, el contenido de agua de licuación, para la condición de resistencia al cortante nula, se puede obtener extrapolando la curva que se obtiene con la copa de Casagrande (para el límite líquido).

En algunas ocasiones se supone que este contenido de agua es el correspondiente a 0.01 golpes de la copa de Casagrande.

La densidad del suelo licuado es entonces determinada y el riesgo de que la tubería quede suspendida es verificado.

- + en arenas, el incremento de la presión intersticial en la ausencia de drenado ocasiona una reducción gradual del esfuerzo efectivo o intergranular. En el límite, la arena se comporta como un líquido y pierde toda su resistencia al cortante. Este fenómeno puede suceder bajo el efecto de vibraciones de la tubería o de cargas cíclicas (acción de las olas). Se puede asumir que el riesgo existe únicamente en arenas muy sueltas con granulometría menor de 0.3-0.4 mm y de relativamente baja permeabilidad.
- Coeficientes de fricción entre el suelo y la tubería:
- La determinación del coeficiente de fricción ya sea lateral o longitudinal y dinámico o máximo estático, se lleva a cabo en modelos en el laboratorio, ya que éste^e depende de un gran número de factores como son: material de la tubería, naturaleza de los sedimentos, densidad de los sedimentos, diámetro de la tubería, granulometría, etc.

V.- DESCRIPCION DEL EQUIPO USADO EN LA EXTRACCION DE CORAZONES.

V.1. Extractores de corazones del tipo gravedad y de pistón fijo.

El extractor de corazones del tipo gravedad, que desciende en caída libre desde una cierta altura, penetra en el suelo únicamente por gravedad. El extractor de

corazones del tipo pistón fijo (o extractor de corazones Kullenberg) es un mejoramiento del tipo gravedad. Al igual que éste, desciende en caída libre desde una cierta altura, pero tiene la boca del tubo cerrada por un pistón hasta que empieza la penetración en el suelo.

El pistón está conectado al cable de soporte por un alambre que se tensa cuando el tubo muestreador hace contacto con el suelo y permanece fijo mientras el tubo penetra en el terreno. La presencia del pistón en estas circunstancias, genera una presión negativa que se transforma en succión cuando el tubo muestreador penetra en el suelo. De esta forma las fuerzas de fricción entre el tubo y la muestra se ven contrarrestadas ocasionando una mejor y más rápida restitución del terreno a comparación de la lograda con los extractores de gravedad.

El extractor de corazones es bajado con una velocidad aproximada de 1m/s , con un contrapeso más abajo. Cuando éste último toca el suelo, suelta la trampa que sostiene al extractor, desprendiéndose y bajando en caída libre.

La longitud del tubo muestreador varía desde pocos metros hasta 20 m, y ésta se escoge en base a la suposición del tipo de suelo que se va a encontrar. Así, las penetraciones alcanzadas son del orden de:

- + 1 - 3 m en arenas relativamente densas.
- + 10 m en sedimentos suaves.

+ como casos extremos

- Prácticamente cero en suelos altamente consolidados (arenas densas o arcillas).
- 20 m en lodos muy blandos.

El diámetro del tubo muestreador depende del modelo y varía de 4 a 12 cm.

El peso del extractor puede variar de 300 - 1500 kg., dependiendo de la cantidad de energía de impacto que se pretenda lograr.

El tubo muestreador lleva un tubo interno de PVC para permitir que la muestra sea sacada sin mayor alteración.

La profundidad a la que puede extraer muestras es ilimitada.

V.2. Vibro extractores de corazones

Existe un número considerable de vibro extractores hidráulicos, neumáticos o eléctricos. Las potencias desarrolladas, las dimensiones del tubo muestreador, las profundidades de penetración alcanzadas, etc. varían considerablemente de un modelo a otro.

Vibro extractores de corazones hidráulicos:

Son aparatos sumergibles que tienen un motor eléctrico y que operan por vibración o por vibropercusión (generalmente ambos efectos). Tienen 3 partes principales, a saber:

- Un generador de vibración que consiste en 2 (ó 4) pesas desbalanceadas que giran en dirección opuesta y están manejadas por un motor hidráulico.
- Un convertidor de vibraciones a percusiones (sistema de martillo-yunque) por medio de resortes y cilindros.
- Un sistema de sujeción a la línea de perforación por medio de gatos hidráulicos.

El cambio del modo de operación de vibración a percusión y viceversa es operado hidráulicamente desde el barco:

- Aplicando presión a los gatos hidráulicos, el sistema de sujeción del generador de vibraciones se fija a la línea de perforación y entonces el tubo muestreador penetra por vibración.
- Aliviando la presión de los gatos, el sistema de sujeción del generador de vibraciones queda suelto y en cada ciclo la sección móvil de la máquina golpea ^a el yunque y así el tubo muestreador penetra por percusión.

El tubo muestreador se saca de la tierra, ya sea:

- Jalando el cable de operación para no alterar más la muestra.
- Si es necesario con percusión, aunque de esta forma se incrementa el grado de alteración y se puede reducir la restitución de la muestra.

Penetración: Hasta 20-30 m *

Diámetros: 11.4 - 34 cm (4½" - 13 3/8")

Profundidad máxima: 200 m

* Depende del modelo, del método de implementación y de la naturaleza del suelo.

VI.- ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUELO MARINO EN LA BAHIA DE CAMPECHE QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO DE TUBERIAS.

Estratigrafía

Superficialmente se tiene por lo general un estrato de arcilla blanda y muy blanda de color gris y con fragmentos de concha, hasta profundidades que van de los 5 hasta los 20 metros; es precisamente sobre este estrato donde comunmente quedan instaladas las tuberías hasta ahora analizadas. Sin embargo, debe señalarse que existen algunas áreas donde localmente se observó la presencia de suelos granulares; dichas áreas corresponden casi siempre a zonas cercanas a las desembocaduras de ríos importantes y a superficies donde afloran arrecifes de coral o zonas muy cercanas a la costa donde los tirantes de agua son relativamente bajos.

Subyaciendo al estrato superior se encuentra generalmente un depósito de arena fina carbonatada de compacidad media o un estrato de arcilla calcárea firme.

Subyaciendo a los depósitos superficiales se encuentran alternadamente estratos de arenas medio densas con arcillas que varían de muy firmes a duras.

Los tirantes de agua en las áreas de tuberías varían de 0.0 m en la costa hasta 83 metros en el área de plataforma "KU", correspondiente a la zona más alejada.

Propiedades de los Suelos Superficiales

La resistencia al corte de las arcillas varía generalmente entre 0.03 y 0.2 Kg/cm², aunque excepcionalmente llega a 0.3 Kg/cm²; para fines prácticos se puede considerar como valor medio el de 0.1 kg/cm². Estos valores de la resistencia deben ser tomados en cuenta tanto en el análisis de las fuerzas de interacción suelo-tubería como en los problemas de excavación.

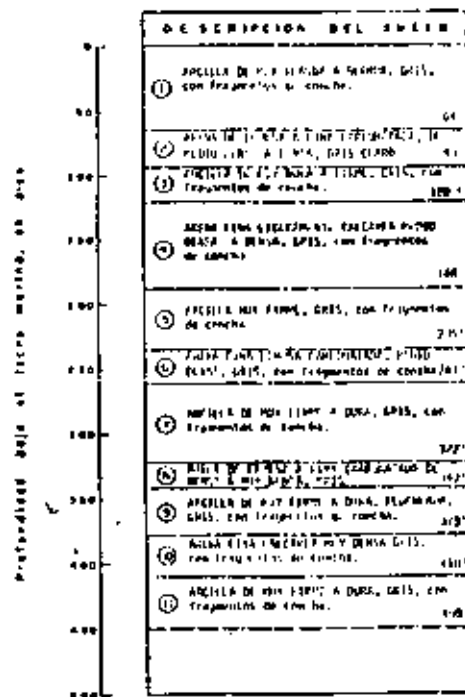


FIG. 1. PERFIL TÍPICO DEL SUELO MARINO
(Plataforma "Concepción 200")

Los índices de plasticidad de las arcillas superficiales varían entre 22 y 75, teniendo límites líquidos cercanos al contenido natural de agua con valores que en su mayoría varían entre 45 y 100%; sólo en el caso de algunas zonas cercanas a la costa, donde las arcillas son limosas o arenosas, el límite líquido llega a tener valores tan bajos como de 30%. Lo anterior señala que la mayoría de las arcillas encontradas superficialmente, que son precisamente las que entran en contacto con las tuberías, pertenecen a la clasificación de suelos de alta plasticidad.

La sensibilidad de las arcillas determinada mediante la realización de pruebas de cortante con veleta miniatura en muestras inalteradas y remoldeadas, varió entre 2 a 7, pudiéndose considerar sin embargo como valor medio pesado el de 3.

Las características de la mayoría de los materiales granulares encontradas superficialmente corresponden a arenas medias con alto contenido de carbonatos, con granos angulosos y una buena distribución de tamaños.

En particular, cuando los materiales granulares provienen de la descomposición de un arrecife o bancos de coral, sus granos están constituidos por fragmentos de concha y del mismo coral. Existen sin embargo algunas zonas cercanas a las costas donde se encontraron superficialmente materiales arenolimosos que pueden ser susceptibles a licuación en el evento de un sismo o por efectos de cargas cíclicas de oleaje durante tormentas.

Problemas de Interacción Tuberías Suelo Marino:

Los principales problemas relacionados con el suelo marino para el diseño de tuberías submarinas se describen enseguida:

Capacidad inadecuada de soporte

En suelo cohesivos muy blandos puede ocurrir que al depositarse la tubería lastrada, ésta se entierre a una profundidad excesiva debido a la baja capacidad de soporte del suelo. Esto puede solucionarse modificando el alineamiento de la tubería o haciendo una trinchera previa a la colocación de la misma y colocando sacos de arena para que sobre ellos sea colocada.

También debe incluirse dentro de esta clase de problemas el caso de asentamientos diferenciales excesivos presentados por la existencia de paleocanales, o las zonas contacto entre dos tipos distintos de suelo.

Licuación

En depositos granulares pueden existir arenas con finos no plásticos cuyas características morfológicas y granulométricas las hace susceptibles de licuación en caso de presentarse sollicitaciones dinámicas por sísmos u oleaje. Si se presentase licuación, la tubería podría ser expulsada de la trinchera donde se colocó previamente quedando sujeta a movimientos laterales

debido a fuerzas de oleaje y corrientes locales. Se recomienda investigar la susceptibilidad de licuación de estos depósitos y analizar cuidadosamente las alternativas de solución (desvío de alineamiento, mejoramiento de suelo o diseño adecuado de la tubería) - cuando la probabilidad que el fenómeno ocurra es alta.

Deslizamiento de Suelos (mudflows)

Este fenómeno es muy común en los suelos frente a deltas de ríos y consiste en el deslizamiento de grandes masas de suelo; los factores que influyen en el origen del fenómeno son: la mezcla de varios tipos de suelo, la distribución de los tamaños de grano, el perfil del fondo y la acumulación progresiva de materiales. Las consecuencias que tendría una falla de este tipo en tuberías submarinas sería catastrófica por lo que generalmente se recomienda, hasta donde es posible, evitar la instalación de tuberías en este tipo de áreas o cambiar su alineamiento de manera que se impida al máximo el efecto del movimiento del terreno.

B I B L I O G R A F I A

- Título - GEOTECHNICAL PROBLEMS IN DESIGN OF
OFFSHORE PIPELINES.
- R.G. Bea and J.M.E. Audibert
 - Ocean Engineering Division, Woodward-
Clyde Consultants, Houston, Texas.
- Título - DESIGN OF PIPELINES - SEA BOTTOM
LOADS AND RESTRAINTS.
- Jean M.E. Audibert, Robert G. Bea.
 - Ocean Engineering Division, Woodward-
Clyde Consultants, Houston, Texas.
- Título - SEABED RECONNAISSANCE AND OFFSHORE
SOIL MECHANICS FOR THE INSTALLATION
OF PETROLEUM STRUCTURE.
- Pierre Le Tirant
 - Editions Technip 27, Rue Ginoux 75737
Paris Cedex 15.
 - Capítulos, 5 y 11.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO ORGANIZADO EN COLABORACION CON LA SECRETARIA DE EDUCACION
PUBLICA Y LA UNIVERSIDAD MICHOACANA, DE SAN NICOLAS DE HODALGO.

"ESTRUCTURAS FUERA DE LA COSTA"

TEMA: ANALISIS DE TUBERIAS SUBMARINAS.

PROF. J. RAUL FLORES BERRONES.
PROFESOR DE LA DIV. DE EST. SUPERIORES
DE LA FAC. DE INGENIERIA, UNAM.
NOVIEMBRE, 1982.

ANALISIS DE TUBERIAS SUBMARINAS

I N D I C E

INTRODUCCION

- 1.- OBJETIVO DEL DISEÑO
- 2.- CONDICIONANTES
- 3.- SELECCION PRELIMINAR DE RUTA
- 4.- CARACTERIZACION DE FENOMENOS DE DISEÑO
- 5.- ANALISIS DE LA LINEA
 - 5.1.- Fuerzas hidrodinámicas
 - 5.2.- Interacción suelo-tubería
 - 5.2.1.- Componente axial
 - 5.2.2.- Componente horizontal
 - 5.2.3.- Componente vertical
- 6.- CONCLUSIONES

INTRODUCCION

El presente trabajo tiene como objetivo presentar un panorama general de lo que es el diseño de tuberías de conducción submarinas, ubicándolo en un contexto lo más real posible. Los grandes recursos petroleros del país, localizados en la plataforma continental y en especial en la llamada Sonda de Campeche, han traído como consecuencia una sorpresiva demanda de ingenieros que conozcan la tecnología y técnica de la mecánica de suelos marinos. Los diferentes tipos de estructuras marinas necesarias para el correcto almacenaje, conducción y explotación del petróleo, requieren de investigaciones geotécnicas que proporcionen los parámetros de diseño adecuados para garantizar la estabilidad de sus cimentaciones o de la estructura en sí, como es el caso de las líneas de conducción.

En este escrito se supone que el lector tiene conocimientos básicos de Geotecnia, ya que, como se verá, la estabilidad de la tubería en el fondo marino depende casi totalmente de las características del suelo de soporte y del circundante.

1.- OBJETIVO DEL DISEÑO

Los aspectos geotécnicos que intervienen en el diseño de tuberías submarinas constituyen sólo una de las muchas condicionantes principales. Dichos factores son sumamente interactivos, por lo que el diseño de una línea de tubería debe considerarse como un problema de diseño de un sistema.

Para ello, puede establecerse como objetivo primario del proceso de diseño, la localización y configuración de un conducto, sus terminales y apoyos intermedios de tal forma, que la línea trabaje transportando productos durante su vida útil, combianado los costos más bajos en cuanto a la inversión inicial, la operación y las reparaciones futuras.

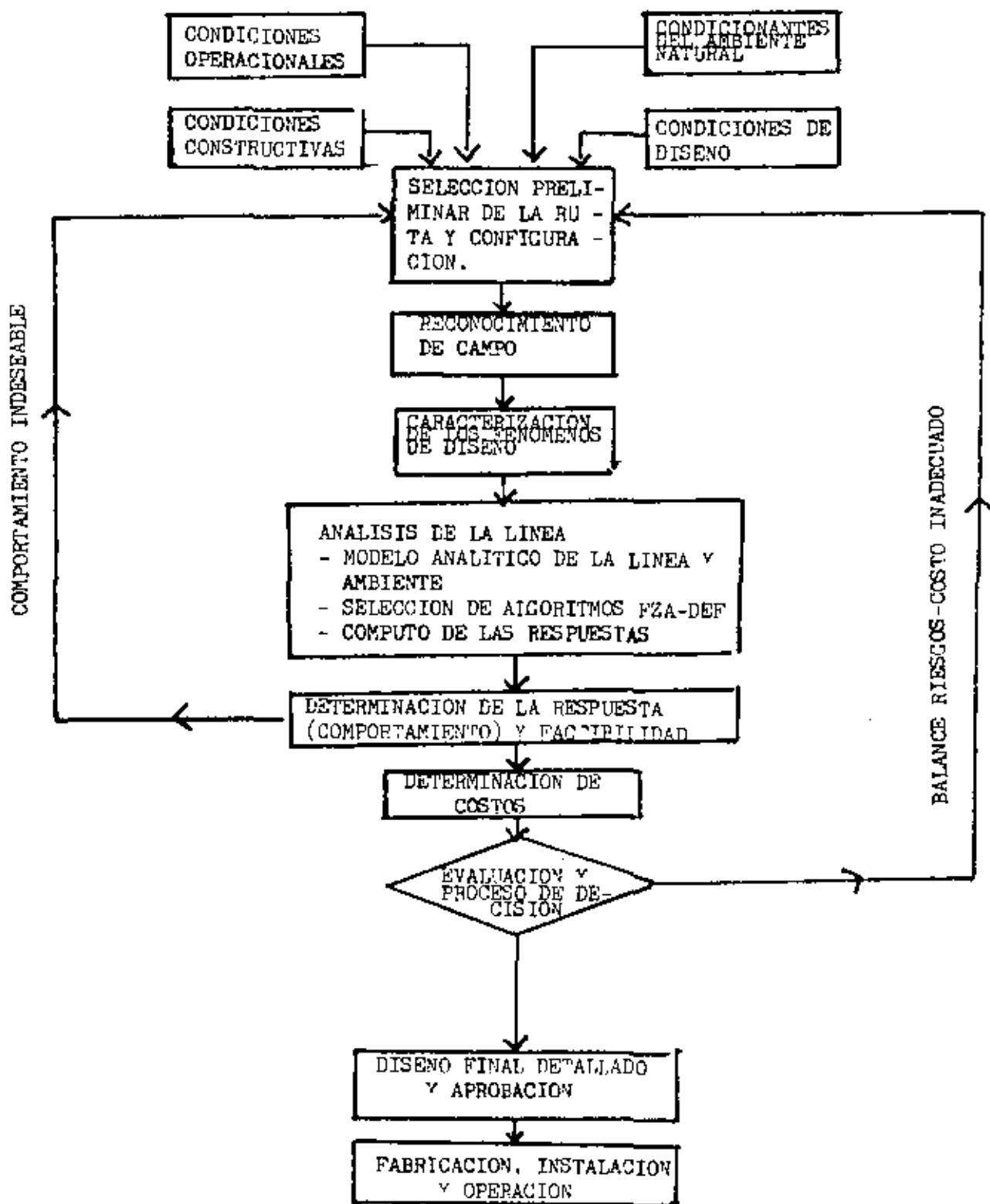
La forma más clara de mostrar el proceso de diseño es sin duda mediante un diagrama de flujo. En la figura 1 se muestra dicho diagrama cuyas etapas se comentan a continuación.

2.- CONDICIONANTES

Inicialmente deben ser identificadas todas las condicionantes, las cuales proporcionarán criterios para la selección preliminar de la ruta y su configuración. Pueden identificarse las operacionales: localización geográfica, puntos terminales, requerimientos de flujo, localización de válvulas, juntas y estaciones de bombeo; las del ambiente natural: profundidad del agua, oleaje, sismicidad del área y condiciones del suelo; las constructivas: patios de fabricación, barcasas de tendido (capacidad y disponibilidad), capacidad de los soldadores, clima y finalmente, las condicionantes de diseño: tiempo disponible, guías de diseño y códigos locales, certificados y permisos. En la tabla 1 se ordenan de acuerdo a su género algunos factores que deben tomarse en cuenta.

3.- SELECCION PRELIMINAR DE RUTA

El siguiente paso del proceso es la selección de una ruta preliminar que tome en cuenta todo lo anterior. A continuación se debe llevar a cabo un reconocimiento del fondo marino desde puntos de vista: geológico, geofísico, geotécnico y oceanográfico, a lo largo de la ruta propuesta (tablas 2,3 y 4). Todo esto da al diseñador una idea más completa de las perturbaciones o acciones potenciales a lo largo de la línea. La mejor estrategia de diseño será siempre aquella que evite los riesgos, en vez de tratar



PROCESO DE DISEÑO DE TUBERIAS SUBMARINAS

FACTORES QUE INTERVIENEN PARA EL DISEÑO DE UNA TUBERIA SUBMARINA

CONSTRUCCION	AMBIENTE	OPERACION	DISEÑO	ECONOMIA	EFFECTOS COLATERALES
Equipo de fabricación	Definición de: oleaje	Puntos o conexiones terminales	Métodos de análisis	Costos de: Construcción	Impacta en: Otras instalaciones y operaciones.
		Presiones	Lineamientos para la selección de ruta.	Operación	El medio ambiente
Equipo de instalación	Corrientes	Temperatura y corrosividad de los fluidos transportados.	Especificaciones	Falla	El sistema social y político en caso de falla.
Material de tubería	Sismos	Mantenimiento	Reglamentos	Reparación	
Proceso de soldado	Desplazamientos de fallas.	Reparaciones	Esfuerzos permisibles y factores de seguridad		
Control de calidad	Acción del hielo	Control de escape de fluidos	Tiempo disponible		
Tendido, relleno y protección de la tubería	Tipo de suelo	Probabilidad aceptable de falla	Permisos		
	Tirantes de agua				

TABLA 1

LEVANTAMIENTOS VISUALES Y GEOFISICOS DEL FONDO Y SUELO MARINOS

LEVANTAMIENTO REQUERIDO	TECNICAS APLICABLES	EXTENSION DEL LEVANTAMIENTO	ESPACIAMIENTO Y NUMERO DE PERFILES	CARACTERISTICAS DEL EQUIPO	PRECISION O RESOLUCION
Batimetría	Eco-sonda	Franja de 600m. de ancho centrada en la ruta teórica de la tubería.	1 Perfil central 2 Perfiles laterales a \pm 120m. 2 Perfiles laterales a \pm 300 m.	Frecuencia de 30 a 50 kltz.	Presición = 1m.
Morfología	Sonar de barrido lateral		2 perfiles a \pm 120m. de la ruta teórica.	Frecuencia =100 kltz alcance 150m.	Identificación de relieves de aprx. 1m.
	Televisión submarina		En zonas donde se requiera gran detalle.		Identificación de relieves de aprx. 10 cm.
	Magnetómetro		1 perfil central o 2 perfiles laterales a \pm 120 m.	Algún instrumento , con alta resolución (= 1)	Identificación de ganchos, anclas o cables.
Prospección sísmica.	Sparker o Bonner		1 perfil central 2 perfiles laterales a \pm 300 m.	Frecuencia 100 a 1000 Hz.	Resolución = 2 m.
				Frecuencia 500 Hz a 4 kHz.	Resolución = 1.5 a 2 m.
				Frecuencia 3 a 9 kHz	Resolucion = 1m.

TABLA 2

INSPECCION GEOTECNICA DE SUELOS PARA TENDIDO DE TUBERIAS SUBMARINAS

OPERACION REQUERIDA		COBERTURA DE LA ZONA	NUMERO DE SONDEOS	PENETRA - CION NECE- SARIA(m)	TECNICAS APLI- CABLES	APLICABILIDAD	RESULTADOS BUSCADOS.
Muestras	Suelos poco consolidados o arenas	Franja de 600 m. de ancho centrada en la ruta teorica de la tuberia	1 muestra a cada 1 o 2 km. (dependiendo del criterio geologico)	2 a 3	Muestreador Kullenberg Vibrocorer	No utilizable en suelos altamente consolidados. Aplicable en suelos consolidados.	Identificacion de suelos.
	Fondo rocoso	Las muestras y las mediciones in situ seran localizadas en base a los resultados de la prospeccion sismica.	1 muestra por km dependiendo del criterio geologico.	5 a 6	Muestreador rotatorio sumergido	Penetracion en suelos muy duros y roca	Determinacion de propiedades mecanicas
Mediciones in situ ocasionales, en suelos poco consolidados o arenas.			1 prueba cada 2 o 3 km. (dependiendo del criterio geologico)	2 a 3	Presurímetro que puede ser descargado por un dispositivo Kullenberg, o Penetrometro.		Ayuda particularmente en arenas.

TABLA 3

PRUEBAS IN SITU O EN LABORATORIO

	CARACTERISTICAS MEDIDAS DEL SUELO	OBSERVACIONES
Prueba y análisis de muestras	Identificación del tipo de suelo { Clasificación Límites de Atterberg (W _l , W _p) Distribución granulométrica Contenido de agua w Densidad	En suelos arcillosos } A bordo de la embarcación
	Resistencia al esfuerzo cortante Resistencia al esfuerzo cortante no drenada { Compresión no confinada Plana Penetrómetro de bolsillo "Fall cone" Licuación (en base a pruebas índice; w)	} Inmediatamente a bordo de la embarcación En laboratorio
	Coefficientes de fricción entre tubería y suelo (transversal y longitudinalmente)	
	Presurfímetro Penetrómetro (ocasional)	Presión límite Resistencia de punta Fricción lateral

TABLA 4

de implementar a la línea para resistirlos. Sin embargo, siendo aquellos de naturaleza aleatoria no siempre es posible elegir una ruta que los evite totalmente, por lo que habrá que tipificar o caracterizar fenómenos representativos. Con dichas acciones de diseño definidas para diferentes tramos, se hará el diseño para cada uno.

4.- CARACTERIZACION DE FENOMENOS DE DISEÑO

El estudio de las cargas sobre las tuberías involucra una comprensión del medio físico donde éstas van a desempeñar sus funciones durante su vida útil. El medio marítimo es complejo en sí además, se dificulta más su dominio debido a que el hombre es eminentemente terrestre. Conviene así identificar, como el comportamiento de dicho medio, puede alterar el funcionamiento de un tubería. Tomando como ejemplo a las corrientes y el oleaje, la figura 2 trata de ilustrar los mecanismos que hacen a estos dos parámetros objeto de consideración.

Teniendo en mente la estabilidad de la tubería, puede decirse que las causas de su alteración son las que provienen de tres fuentes interrelacionadas:

Agua: las olas y corrientes ejercen fuerzas directas de elevación (lift), arrastre (drag) e inercia. Las características de éstas están influenciadas hasta cierto punto la topografía del fondo. También pueden producir efectos dinámicos debido a vórtices y remolinos.

Interacción agua-suelo: la socavación provoca que la tubería trabaje a flexión por el peso propio; inestabilidades en el suelo inducidas por las olas y movimientos y desplazamientos del fondo marino por la misma causa.

Suelo: Las tuberías están sujetas a cargas impuestas por el suelo y empujes pasivos cuando se dan movimientos diferenciales entre la línea y el suelo circundante. Estas situaciones son provocadas por flujos de suelos inducidos por la gravedad, por fallas asociadas a reblandecimientos súbitos, movimientos sísmicos, fallas activas y licuación de arenas.

Obviamente, la información directa de campo es la mejor para la selección de parámetros de diseño. Las tormentas costeras pueden generar olas de 10.7 a 12.2 m. de altura, la cual depende de la velocidad del vien-

MECANISMOS Y EFECTOS DE LAS PERTURBACIONES

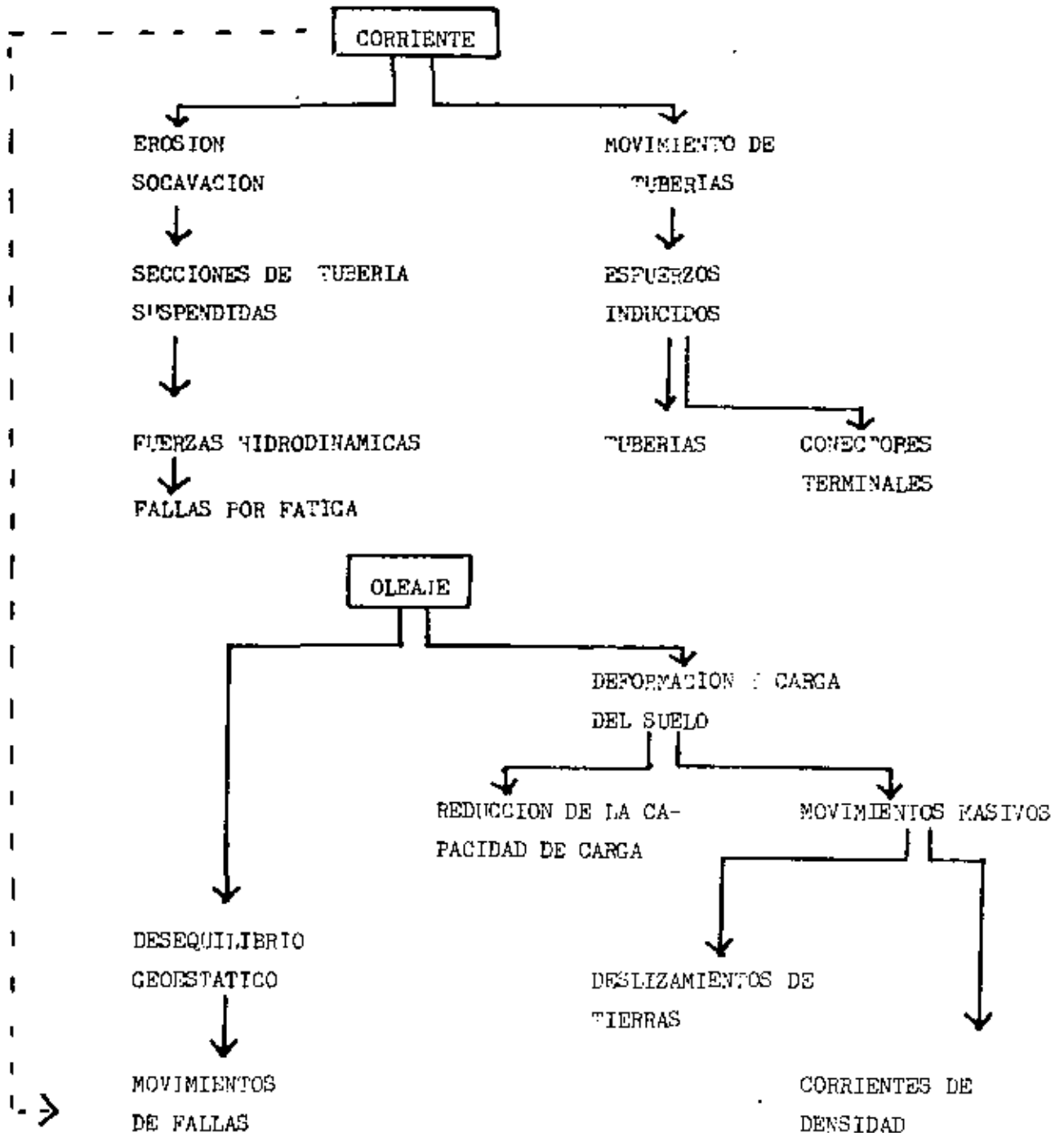


FIG 2

to durante un período de tiempo determinado y la longitud del "fetch". Las tormentas dan lugar también, a fuertes corrientes que han llegado a tener una velocidad mayor a 1m/s a una profundidad de 40 m. (huracán Camille).

Para la definición de deslizamientos y flujos de lodo se requiere la magnitud (ancho, longitud y espesor) de los flujos esperados y la resistencia del suelo o la viscosidad y densidad del fluido y velocidades esperadas; en el caso de fallas; resistencia y desplazamientos del suelo; para expansiones de suelo: cantidad y velocidad de la expansión y resistencia del suelo; para definir la flotabilidad y la licuación :magnitud de la zona susceptible de licuarse y de las densidades del suelo ^{por} licuación^{ve}; por último para caracterizar los efectos de socavación, oleaje y corrientes (arrastre, elevación, inercia) y vórtices y remolinos: velocidades inducidas por olas y corrientes, granulometría del suelo y susceptibilidad a la erosión, magnitud de las posibles socavaciones, fuerzas de elevación, inercia y arrastre (coeficientes C_l , C_m y C_d , aspereza de la tubería), frecuencia de vórtices y frecuencias naturales de la tubería "puenteada".

Todo lo anterior se consigue mediante estudios geológicos, geofísicos, geotécnicos y oceanográficos. Sin embargo, pocas veces el diseñador cuenta con toda la información y se ve obligado a completarla con la información estadística u modelos analíticos de pronóstico y simulación.

A menudo, es difícil localizar exactamente la zona de inestabilidad o esta aun no se manifiesta. En tales casos, el diseñador depende en gran medida de las predicciones analíticas y debe diseñar secciones específicas para las cargas " de diseño".

5.- ANALISIS DE LA LINEA

5.1.- Fuerzas Hidrodinámicas.-

Las olas inducen velocidades en el agua del fondo, incrementadas por las corrientes, que pueden ejercer fuerzas de consideración en tuberías en zonas de aguas bajas. En el diseño de tuberías, las fuerzas hidrodinámicas se consideran con tres componentes: inercia, arrastre y elevación o ascensional. Los vórtices y remolinos inducen esfuerzos cuando un tubo flexible se somete a vibración.

La ecuación comunmente usada por ingenieros por el cálculo de fuerzas debidas a oleaje es la ecuación de Morison que se basa en la suma de los

componentes de arrastre e inercia. Estas se definen en términos del coeficiente estándar de arrastre (C_d) y del coeficiente de inercia (C_m) respectivamente como sigue:

$$F = \frac{1}{2} C_d \rho D U |U| + \frac{1}{4} C_m \rho D^2 \dot{U}$$

donde F = fuerza de oleaje por unidad de longitud en un elemento cilíndrico vertical.

ρ = densidad del agua

D = diámetro del cilindro

U = velocidad del fluido

\dot{U} = aceleración del fluido

Las fuerzas de inercia pueden interpretarse como debidas al gradiente de presiones asociado con la aceleración relativa del fluido ambiente. Las de arrastre, son en general, debidas a la separación del flujo inducido por la velocidad relativa entre el fluido y la estructura y están en línea y fase con la velocidad del flujo no perturbado. La componente normal a la fuerza de arrastre es la ascensional, debida a remolinos que se forman alternadamente a cada lado de la estructura. La fuerza ascensional diferencial actuante sobre un elemento diferencial de longitud de tubería, está dada por:

$$\Delta F_L = \frac{1}{2} C_L \rho D U^2 \Delta S$$

con C_L = coeficiente empírico de ascensión.

Las fuerzas ascensionales son significantes cuando hay correspondencia entre la frecuencia del oleaje y la de los vórtices, produciendo un fenómeno de resonancia, con las frecuencias naturales de respuesta estructural. Si el amortiguamiento de la estructura es suficientemente bajo, entonces podrán ocurrir vibraciones que frecuentemente son causa de costosas fallas en tuberías. Las fuerzas ascensionales están relacionadas con la frecuencia de los vórtices por medio del número de Strouhal, S , función del cociente (D/U).

Los diseñadores de tuberías deben depender totalmente de formulaciones semiempíricas de las fuerzas hidrodinámicas (Ecuación de Morison) debido a que no existen todavía soluciones

análíticas para describir la compleja interacción fluido-tubería. La confiabilidad de la ecuación de Morison depende en gran parte de la validez de los coeficientes y de la de las teorías de oleaje que predicen la cinemática de las partículas del agua.

Sarpkaya (1976) encontró que los coeficientes (C_d, C_m y C_l) dependen del número de Reynolds, si los datos se grafican para isolíneas del número de Keulegan-Carpenter, o bien, de éste último, si se grafican para isolíneas del número de Reynolds y un parámetro de frecuencia $\bar{P} = D^2/\omega T$ (fig. 3a8). Grace et al (1976) hicieron estudios en un prototipo a una profundidad de 37 pies bajo la acción de oleaje u obtuvieron gráficas de C_d y C_l contra el ancho de órbita entre el diámetro del tubo (w/D).

Es común encontrar condiciones especiales de diseño tales como el efecto de la proximidad de tuberías cercanas, la superficie libre del agua y el fondo, la naturaleza de la superficie de la tubería y la inclinación de la línea con respecto a la dirección del oleaje. Todo esto influye alterando la estructura del flujo y variando los coeficientes de las fuerzas.

5.2.- Interacción Suelo-Tuberías.-

La interacción suelo-tubería puede ser descompuesta en tres componentes: axial (longitudinal), vertical y horizontal (transversales) tal como se muestra en la figura 9.

En el diseño de una línea de tubería, ya sea superficial (en el fondo marino) o enterrada deben considerarse las acciones de flujos, expansiones o hundimientos de suelos (lodo) donde éstas pueden darse a lo largo de la ruta. Cuando la tubería cruza la línea de acción de un flujo de lodo potencial, un segmento quedará cargado por el flujo, mientras que las partes adyacentes estarán restringidas por el suelo sobre el cual yacen. Similarmente cuando atraviesa una zona de expansión, una parte será levantada mientras que las adyacentes estarán restringidas.

Estas condiciones pueden representarse esquemáticamente co-

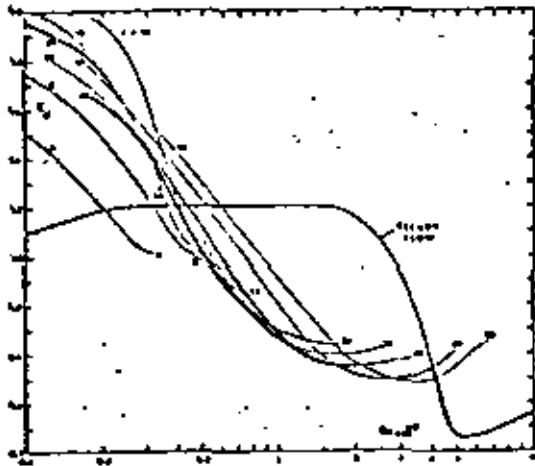


FIG. 3 DRAG COEFFICIENT VS REYNOLDS NUMBER FOR CONSTANT VALUES OF K . (AFTER SARPKAYA, 1976)

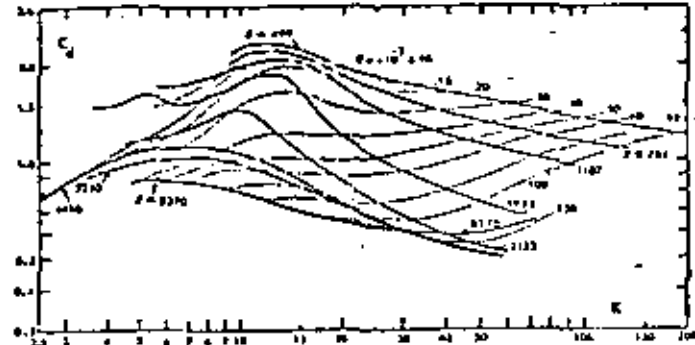


FIG. 4 DRAG COEFFICIENT VS THE KEULEGAN-CARPENTER NUMBER FOR CONSTANT VALUES OF THE FREQUENCY PARAMETER AND THE REYNOLDS NUMBER. (AFTER SARPKAYA, 1976)

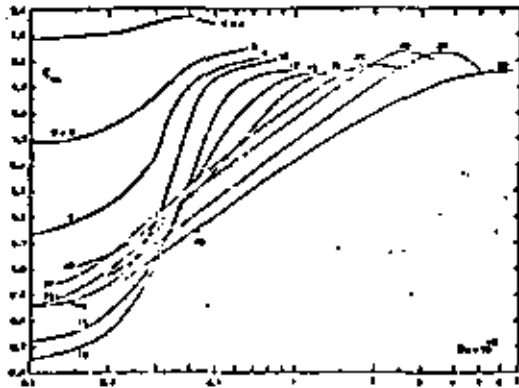


FIG. 5 INERTIA COEFFICIENT VS REYNOLDS NUMBER FOR CONSTANT VALUES. (AFTER SARPKAYA, 1976)

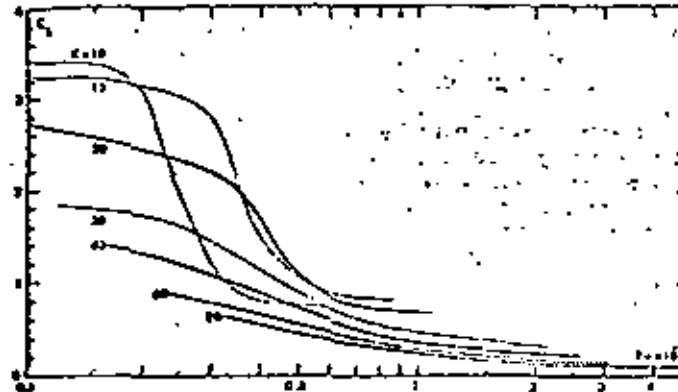


FIG. 6 LIFT COEFFICIENT VS THE REYNOLDS NUMBER FOR CONSTANT VALUES OF K . (AFTER SARPKAYA, 1976)

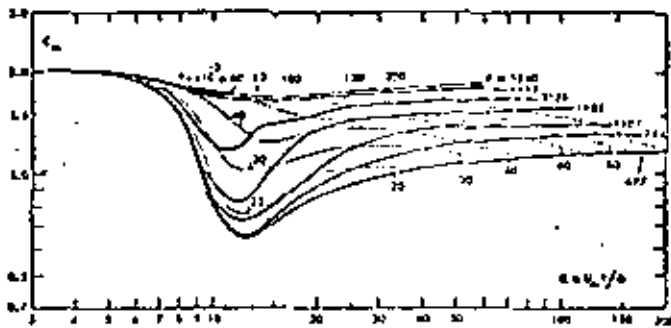


FIG. 7 INERTIA COEFFICIENT VS KEULEGAN-CARPENTER NUMBER FOR CONSTANT VALUES OF THE FREQUENCY PARAMETER AND THE REYNOLDS NUMBER. (AFTER SARPKAYA, 1976)

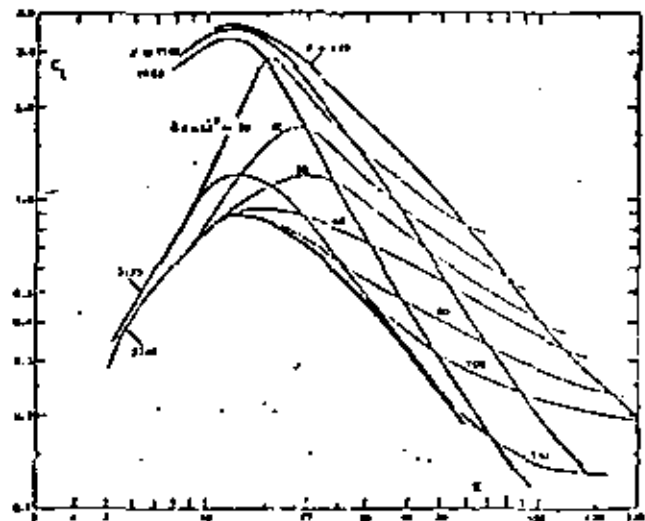


FIG. 8 LIFT COEFFICIENT VS. KEULEGAN-CARPENTER NUMBER FOR CONSTANT VALUES OF THE PARAMETER AND THE REYNOLDS NUMBER. (AFTER SARPKAYA, 1976)

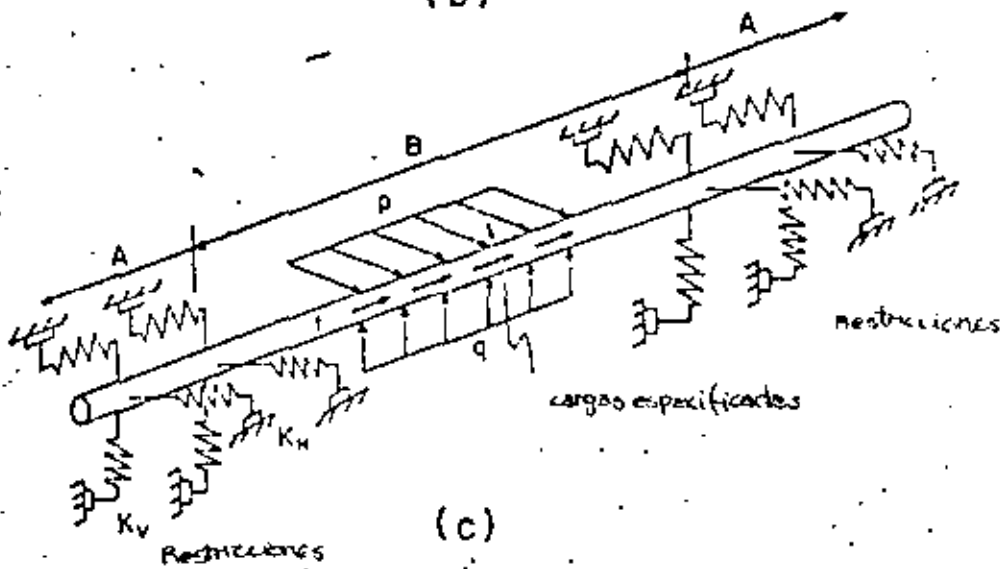
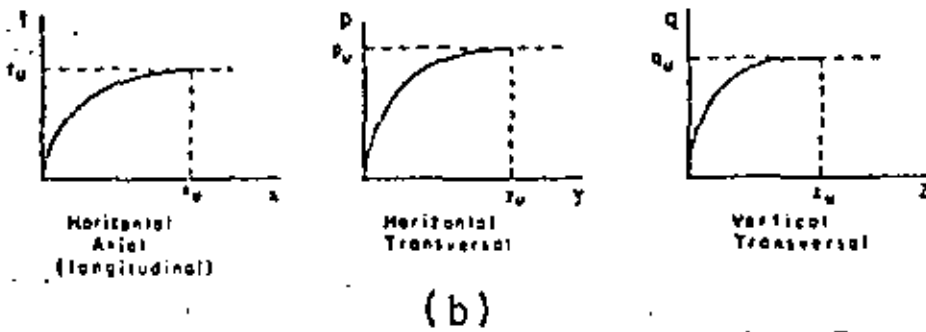
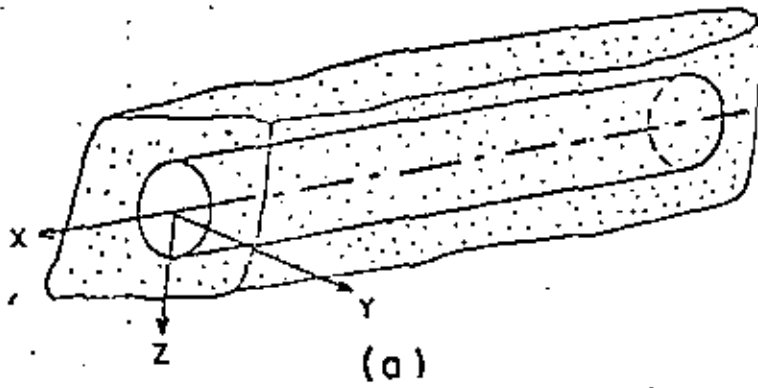


FIG 5 : SOIL LOADS AND RESTRAINTS (a) ACTUAL GEOMETRY, (b) LOAD-DEFORMATION RELATIONSHIPS, (c) LOCALIZED SOIL-PIPELINE MODEL

mo en la figura 10. La figura 11 representa el modelo estructural propuesto para analizar la línea sujeta a las condiciones anteriores.

Las restricciones de movimiento que impone el suelo están dadas por conjuntos de tres resortes perpendiculares entre sí: efectos axial, horizontal y vertical.

5.2.1.- COMPONENTE AXIAL.- Esta representa la fricción lateral a lo largo de la tubería y puede considerarse similar a la fricción unitaria para pilotes. Por ello, se supone aplicable la relación esfuerzo deformación desarrollada para la transferencia de carga a lo largo del fuste de pilote, representada por la curva T-X.

Para arenas:

$$t = \bar{\sigma}_n \tan \delta,$$

donde:

$\bar{\sigma}_n$ = esfuerzo efectivo normal en la periferia de la tubería

δ = ángulo de fricción entre suelo y tubería

Los esfuerzos principales en una masa de suelo en reposo están dados por:

$$\bar{\sigma}_n = \frac{\bar{\rho} z}{2} [1 + \cos 2\theta + k_0 (1 + \cos 2\theta)]$$

donde:

θ : coordenada angular que indica la posición del punto bajo consideración sobre la periferia de la tubería.

Dado que se considera para la gráfica T-X la interacción total entre suelo y tubería, la carga axial por unidad de longitud se obtiene integrando t desde $\theta = 0$ hasta $\theta = 360^\circ$:

$$T = \oint t ds$$

$$T = 2 \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \bar{\rho} z \tan \delta [1 + \cos 2\theta + k_0 (1 + \cos 2\theta)] ds$$

con: $z = H - \frac{D}{2} \sin \theta$ y $ds = \frac{D}{2} d\theta$, queda resolviendo

$$T = \pi/2 \bar{\rho} H D (1 + k_0) \tan \delta$$

que representa la máxima transferencia de carga posible T_u . La relación



LEGEND

A = SECTION OF PIPELINE RESTRAINED BY SOILS (BURIAL OR FRICTION)

B = SECTION OF PIPELINE LOADED BY MUDLUMP OR LIFTED BY MUDLUMP

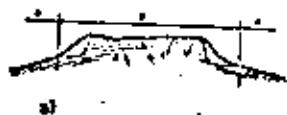
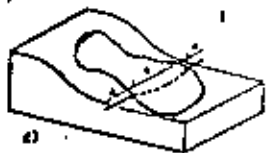
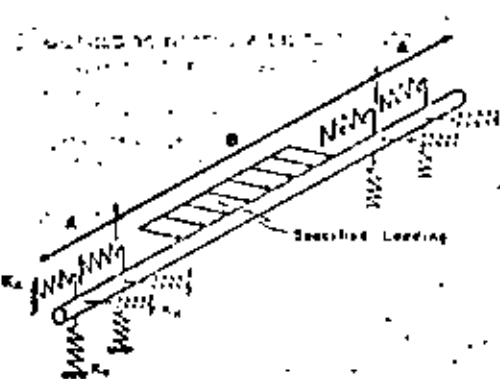
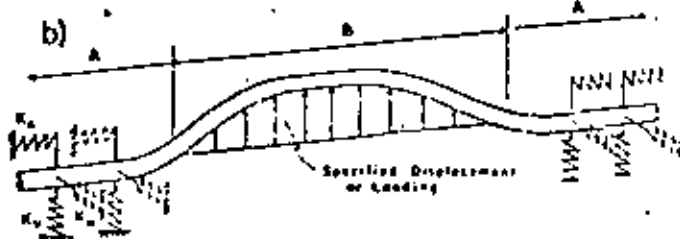


FIG. 10 PIPELINE EXCESSING MUDLUMPS AND PULLUPS
 A, B) BURIED LINES; C, D) EXPOSED LINES



a)

A = SECTION OF PIPELINE RESTRAINED BY SOILS (BURIAL OR FRICTION)
 B = SECTION OF PIPELINE LIFTED BY MUDLUMP



b)

FIG. 11 STRUCTURAL MODELLING OF PIPELINE SUBJECTED TO
 a) Mudlump, b) Mudlump Forces

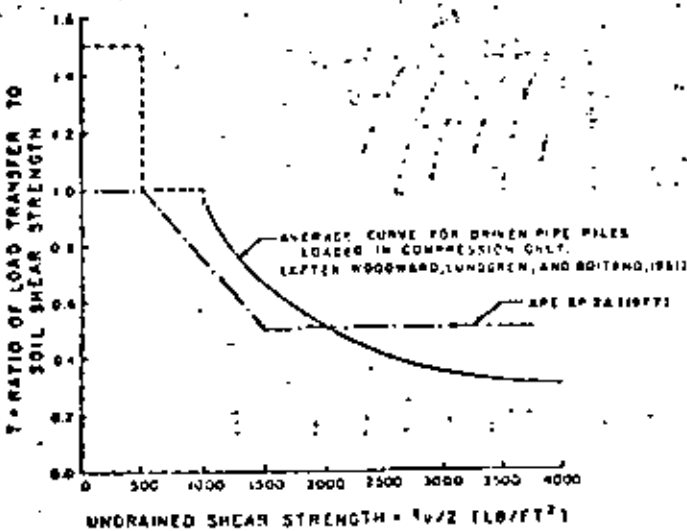


Fig. 12. LOAD TRANSFER RATIO VS. UNDRAINED SHEAR STRENGTH
 (ADAPTED FROM COYLE AND REESE, 1965)

carga-deformación no es lineal ni puede ser aproximada por una función hiperbólica (figura.9).

Para arcillas:

$$\begin{aligned}t &= C_a \\t &= \alpha S_u\end{aligned}$$

donde:

C_a : adhesión

S_u : resistencia en prueba no drenada

α : coeficiente empírico que varía con S_u (figura 12)

La carga axial máxima por unidad de longitud resulta de la integral de línea de T en toda la circunferencia:

$$T = \pi D \alpha S_u$$

Como en el caso de arenas, aquí también se acepta que la carga máxima ocurre con desplazamientos de X_u del orden de 0.1 a 0.2 pulgadas.

5.2.2.- COMPONENTE HORIZONTAL.- Cuando la línea está expuesta debe ser revisada la estabilidad lateral bajo cargas de arrastre y ascensionales.

La resistencia lateral del suelo ante el movimiento horizontal de una tubería submarina se ha tratado como un simple problema de fricción de Coulomb (Lyons, 1973); la resistencia está dada por

$$P = f (W_b - F_v),$$

donde:

f : coeficiente de fricción

W_b : peso de flotación de la tubería

F_v : componente vertical de la fuerza hidrodinámica (ascensional)

En este enfoque se hacen las hipótesis de que el medio de soporte es rígido la tubería desliza a la superficie del suelo y la resistencia al deslizamiento, P , es independiente del movimiento lateral.

Karal (1977) propuso considerar al problema como uno de capacidad de

carga zapatas cargadas inclinadamente suponiendo dos mecanismos de falla. Audibert et al (1978) propone un aproximación similar.

Para arenas, basándose en evidencia experimental, Audibert y Nyman (1975, 1977) desarrollaron un método basado en la capacidad de carga horizontal de zapatas corridas verticales deteniendo una relación p-y hiperbólica:

$$P = \frac{Y}{A' + B'Y}$$

donde:

$$A' = 0.145 Y_u / q_u$$

$$B' = 0.255 Y_u / q_u$$

con :

$$q_u = \bar{\gamma} H N_q$$

$$Y_u = \begin{cases} 0.02 (H + D/2) & \text{arena suelta} \\ 0.05 (H + D/2) & \text{arena densa} \end{cases}$$

$\bar{\gamma}$: peso volumétrico sumergido del suelo

H : profundidad al eje central de la tubería

N_q : factor de capacidad de carga para zapatas corridas verticales, cargadas horizontalmente según Brinch Hansen (1961) (figura 13)

El mismo enfoque se puede utilizar para arcilla con :

$$P_u = c N_c$$

donde:

c : cohesión o resist. en prueba no drenada

N_c : factor de capacidad de carga para zapatas corridas cargadas horizontalmente según Brinch Hansen (1961).

La relación p-y con Y_u del 3 al 5% de H (mayor que en arenas) parece ser razonable.

5.2.3.-COMPONENTE VERTICAL.- Mientras que las dos componentes anteriores tienen efectos simétricos, la vertical es asimétrica.

Para movimientos descendentes, la tubería se considera como una zapata corrida cilíndrica y la relación esfuerzo deformación $q-z$ está dada por la teoría convencional de capacidad de carga :

$$q_u = c N_c + \bar{q} N_q + \frac{1}{2} \bar{\rho} D N_\gamma$$

donde:

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga

c : cohesión o resist. en prueba no drenada

Para el caso particular de carga sin drenaje en arcillas ($\phi=0$), la ecuación queda:

$$q_u = c N_c$$

Reese et al (1968) consideran que N_c se incrementa de 5.7 en la superficie hasta 8 para profundidades de 8 o más diámetros. El hundimiento total se considera del orden del 10 al 15% del ancho de la cimentación.

Skempton (1951) sugiere que la curva $q-z$ para una zapata corrida puede extrapolarse directamente de la curva esfuerzo-deformación obtenida en una prueba triaxial usando :

$$z = ZED$$

con z y Z correspondientes al mismo nivel de esfuerzo ($q/q_u = \sigma_1/\sigma_3$).

Para movimientos ascendentes Reese y Casbarian (1968) obtuvieron resultados en pruebas de extracción de modelos de tuberías embebidos en arcilla blanda y arena suelta. La máxima resistencia a la extracción de un modelo de longitud L y diámetro D , está dado por:

$$F = K_2 C L D \quad \text{en arcilla blanda}$$

$$F = K_3 \rho H L D \quad \text{en arena suelta}$$

donde:

K_2, K_3 : factores empíricos dados por la figura 14.

Con relación a los desplazamientos, existe muy poca información disponible, debido a que los investigadores han reportado la resistencia última de extracción de anclas en vez de las características carga-deformación del sistema ancla-suelo. Esquivel-Díaz (1967) hizo pruebas con modelos circulares de anclas ($d=3$ pulg.) enterradas en arena obteniendo:

a) En arena densa seca la resistencia última correspondió a las deformaciones 0.1 y 0.6 pulg. para $H/D= 4.5$ y 10 respectivamente.

b) En arena suelta seca la resistencia última fue para 0.8 y 0.5 pulg. de deformación para $H/D= 4.5$ y 10 respectivamente.

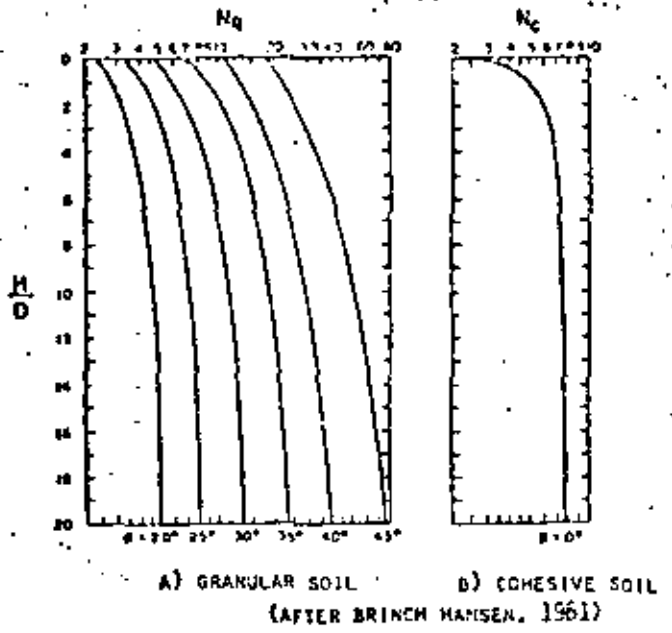
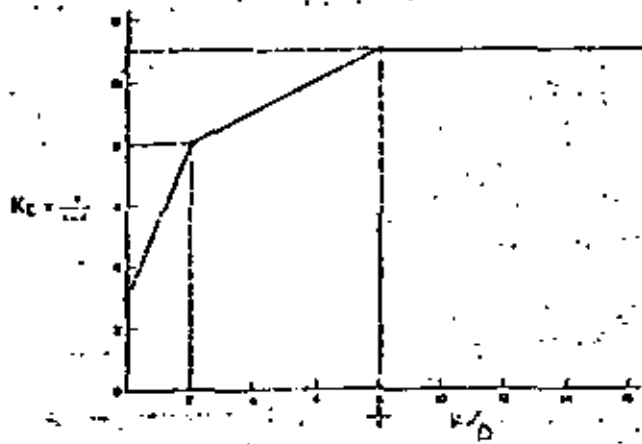
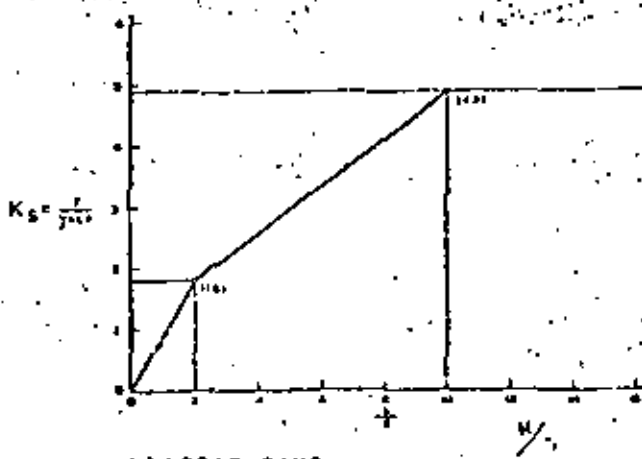


FIG. 13: BEARING CAPACITY FACTOR VS. DEPTH.
(AS REPORTED BY DAVISSON AND PRAKASH, 1963)



a) SOFT CLAY



b) LOOSE SAND

FIG. 14: PULL OUT RESISTANCE COEFFICIENTS
(after Reese and Cashman, 1960)

Similarmente, Ali (1968) encontró para el mismo modelo que Esquivel-Díaz, enterrado en bentonita suave, deformaciones de falla entre 0.4 y 0.8 pulg.

Ya que no se conoce a qué grado afectan la escala y forma del modelo los resultados anteriores, se propone tentativamente que las deformaciones últimas obtenidas por Esquivel-Díaz y Ali se afecten por un factor en la forma siguiente:

$$Z_{\text{tubería}} = Z_{\text{modelo}} \cdot \frac{D}{3} \left[\frac{\text{pulg.}}{\text{pulg.}} \right]$$

En la práctica ingenieril ha sido usada también una deformación última de $0.04H$, siendo H la profundidad a la que se encuentra enterrada la tubería (Thomas, 1978).

En los algoritmos anteriores se tienen parámetros de entrada que incluyen márgenes que difieren de la realidad en más o en menos. La fuerza cortante resistente (no drenada), reportada de investigaciones, es generalmente menor que la que se tiene in situ, debido a la alteración de las muestras. Para problemas de capacidad de carga, lo anterior resulta conservador, pero para el cálculo de cargas debidas al flujo de suelos resulta más bien atrevido dicho valor.

6.-CONCLUSIONES

Dependiendo de las zonas que una línea atraviese, existirán diferentes acciones con diferentes intensidades. Para un diseño adecuado deberá decidirse con qué métodos se pretende proteger la tubería. Enterrarla, por ejemplo, tiene efectos benéficos en cuanto a fuerzas hidrodinámicas, socavación, flotación y deslizamiento de laderas submarinas, cuando la línea está pendiente abajo de la zona de flujo potencial, pero por otro lado, trae efectos contraproducentes ante expansiones de suelo, sismos y movimiento de fallas. Las fuerzas sísmicas en tuberías son proporcionales al confinamiento de la línea, si ésta está en la superficie, dichas fuerzas se minimizan.

El diseño de las líneas submarinas está basado en forma muy importante en resultados empíricos y en la experiencia. Existen problemas de condiciones dinámicas y otros como cargas cíclicas, velocidad de aplicación de cargas, anisotropía, tendido de la tubería, efectos de

la excavación y relleno de zanjas, etc., que necesitan ser considerados. Todo esto y el hecho de que la construcción de líneas enterradas es sumamente cara y de que eventuales fallas en la tubería requieren de costosas reparaciones además de que implican fuertes pérdidas de producción, justifican mayores esfuerzos de investigación en esta disciplina.

Por último, insistiendo una vez más para no olvidar el contexto en que los proyectos de líneas submarinas están inscritos, se presenta un cuadro debido a Funge y Juran, en el que se muestra el daño potencial y su probabilidad de ocurrencia en forma cualitativa, como causa de perturbaciones de diferentes orígenes. Según ésta, el ingeniero en geotécnia marina ha desempeñado bien su papel, sin embargo, esto no invalida la necesidad de desarrollar teorías más adecuadas y métodos más confiables.

DAÑOS POTENCIALES DEBIDOS A	DAÑO POTENCIAL			PROBABILIDAD DE OCURRENCIA	
	EXTENSO	MODERADO	MENOR	MAXIMA PROBABILIDAD OCURRENCIA ESPERADA	POCO PROBABLE
Corrosión externa*	+			+	
Tirante de agua					
Oleaaje					
Corrientes		+			+
Mareas					
Viento					
Efectos termales y hielo			+		+
Abrasión y desgaste			+		+
Huracanes	+				+
Tormentas severas	+				+
Sismos	+				+
Transporte de suelos			+		
Erosion			+	+	
Fenomenos del fondo			+	+	
Accidentes navales*	+			+	
Arrastre de anclas*	+			+	
Pesca	+				
Dragado		+			+
Descarga de desperdicios		+			+
Errores del operador			+		
Equipo inadecuado	+			+	
Equipo en malas condiciones	+			+	
Vandalismo	+				+
Sabotaje	+				+
Corrosion interna	+			+	
Explotación	+				+
Fuego	+				+
Daño inadvertido durante la construcción		+		+	
Deficiencias de materiales		+			+
Deficiente control de calidad		+			+
Coefficientes de diseño			+		+

* Estadísticamente los mas frecuentes.

BIBLIOGRAFIA

- 1) Audibert, JME; Lai, N.W.; Bea, R.G. "Design of Pipelines-
Sea Bottom Loads and Restraints."
- 2) Audibert, JME; Lai, N.W.; Bea, R.G. "Design of Pipelines to Resist
Seafloor Instabilities and Hydrodynamic Forces"
ASME Publication 78-Pet-37.
- 3) Bea R.G.; Audibert, J.K.E. "Geotechnical Problems in Design of
Offshore Pipelines". Memorias del Simposio Internacional de Mecánica de
Suelos Marinos, Vol. 1, México, 1980.
- 4) Funge, William; Juran, David, "Submarine Pipeline Hazards and Counter
measures". (Artículo).
- 5) Reifel, Michael D. "Storm Related Damage to Pipelines, Gulf of
México".
- 6) Jerry L. Kachenehl. "Pipelines in the Coastal Ocean".
- 7) P. Letirant. "Seabed Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics
for the Installation of Petroleum Structures". Institute Francais de
Petrole. English Translation. 1979 Paris, France.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO ORGANIZADO EN COLABORACION CON LA SECRETARIA DE EDUCACION
PUBLICA Y LA UNIVERSIDAD MICHOACANA, DE SAN NICOLAS DE HIDALGO.

"ESTRUCTURAS FUERA DE LA COSTA"

TEMA:

GEOFISICA MARINA

SISTEMAS ACUSTICOS DE ALTA RESOLUCION.

PROF. J. RAUL FLORES BERRONES.
PROFESOR DE LA DIV. DE ESTUDIOS SUPERIORES
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.
NOVIEMBRE 1982.

GEOFISICA MARINA

SISTEMAS ACUSTICOS DE ALTA RESOLUCION

C O N T E N I D O

1

- I. Introducción

- II. Exploración Geofísica
 (Generalidades)

- III. Descripción y uso de los
 sistemas acústicos
 - 1. Ecosonda
 - 2. Sonar de barrido lateral
 - 3. Transductor sintonizado
 - 4. Sistemas electromecánicos
 (perfiladores someros)
 - 5. Sparker
 (Perfiladores profundos)

- IV. Conclusiones

Referencias

I. INTRODUCCION

En la actualidad el petróleo es una de las más importantes fuentes de energía. La necesidad de explotarlo ha hecho que el hombre se adentre en el mar para, en un principio buscarlo y después proceder a su explotación. Esto ha conducido a la necesidad de conocer los suelos marinos para poder diseñar, con seguridad, las cimentaciones de las estructuras que harán posible la extracción de dicho recurso.

El más usado y económico método para la investigación de los primeros cientos de metros del subfondo marino ha sido la exploración geofísica (sistemas acústicos). Ahora bien, por el estado actual de la técnica, utilizando estos métodos se está sólo en posibilidades de conocer:

- PRIMERO , en la superficie del suelo, la localización de naufragios, de obstáculos diversos y principalmente la batimetría, utilizando métodos acústicos como son: el ecosonda y el sonar - de barrido lateral.
- SEGUNDO , información concerniente a la geometría, estructura y configuración de los primeros --- cientos de metros del subfondo, usando métodos de reflexión sísmica, como son: el boomer (perfilador somero) y el sparker (perfilador profundo).

Pero en ningún momento se está en posibilidad de hacer afirmaciones respecto a la naturaleza del suelo y todavía menos, -- acerca de sus propiedades mecánicas y físicas . No obstante - la exploración geofísica es muy importante ya que permite: 1) localizar a grandes rasgos la ubicación de las futuras estructuras, eliminando aquellas zonas en que se detectan problemas geológicos, 2) reducir el número de sondeos necesarios para - determinar las propiedades geotécnicas del lugar en cuestión, 3) extrapolar a otras zonas, cuando sea necesario, los resultados de los sondeos y las mediciones hechas in situ.

En la exploración geofísica se dispone de tres tipos de aparatatos, los destinados a investigar los tirantes de agua, la morfología del fondo marino y los destinados a explorar el sub--

suelo del mismo (estos a su vez pueden clasificarse como someros y profundos). Cabe mencionar que las diversas técnicas geofísicas son, en general, llevadas a cabo simultáneamente y que los resultados obtenidos son enteramente complementarios.

El propósito del presente trabajo es describir algunos de los sistemas acústicos empleados en la exploración geofísica, así como hacer mención de sus usos y resaltar sus características más importantes, con el fin de dar una idea general de su existencia a la persona que se relaciona por primera vez en este campo de la geofísica.

II. EXPLORACION GEOFISICA

Todos los sistemas acústicos (sísmicos) listados en la tabla II.1 operan según el principio de reflexión y refracción de ondas sísmicas en interfases acústicas.

Una interfase acústica es aquella en la que existe un contraste en las propiedades acústicas. El contraste depende de la impedancia acústica de los materiales (que es función de la densidad y propiedades elásticas) en cada lado de la interfase. Generalmente las interfases acústicas corresponden a interfases físicas, como son: planos de falla, irregularidades en los estratos, fallas, superficie de rocas macizas, zonas abufadas por gas y otras de características similares.

El subsuelo del mar está constituido, para fines prácticos, por una secuencia de sedimentos que han sido depositados en

capas, unas sobre otras. Cada una de estas capas constituyen las interfases de velocidad, ya que de una a otra la velocidad de propagación del sonido es distinta (por ejem: de 1500 m/s en agua, hasta 7000 m/s para rocas muy densas).

Todos los dispositivos para investigar tanto el fondo como el subfondo operan en forma más o menos semejante, ya que todos disponen de una fuente de emisión, otra de recepción y de un registrador donde se graban las señales. Lo que los hace variar son las frecuencias y potencias de emisión empleadas. Así, si se usa alta frecuencia, virtualmente toda la energía transmitida es reflejada por la primer interfase acústica "fondo del mar" (es el caso de los aparatos destinados a obtener la batimetría), sin embargo, si utilizáramos bajas frecuencias, una parte de la energía transmitida va penetrando el subsuelo, mientras que la otra va siendo reflejada, por las interfases que se van encontrando, hacia la unidad receptora.

Como no se conocen las características de cada interfase, no se puede determinar el espesor real de estas, y por tanto, la escala vertical de los registros gráficos no se puede considerar de tipo lineal (sin embargo en la práctica suele estimarse la velocidad de propagación de los distintos estratos, o también suelen hacerse calibraciones con las mediciones hechas en la perforación). Cabe mencionar que a pesar de lo anteriormente dicho, los estudios batimétricos son posibles gracias a que se consideran constantes las propiedades del agua de mar

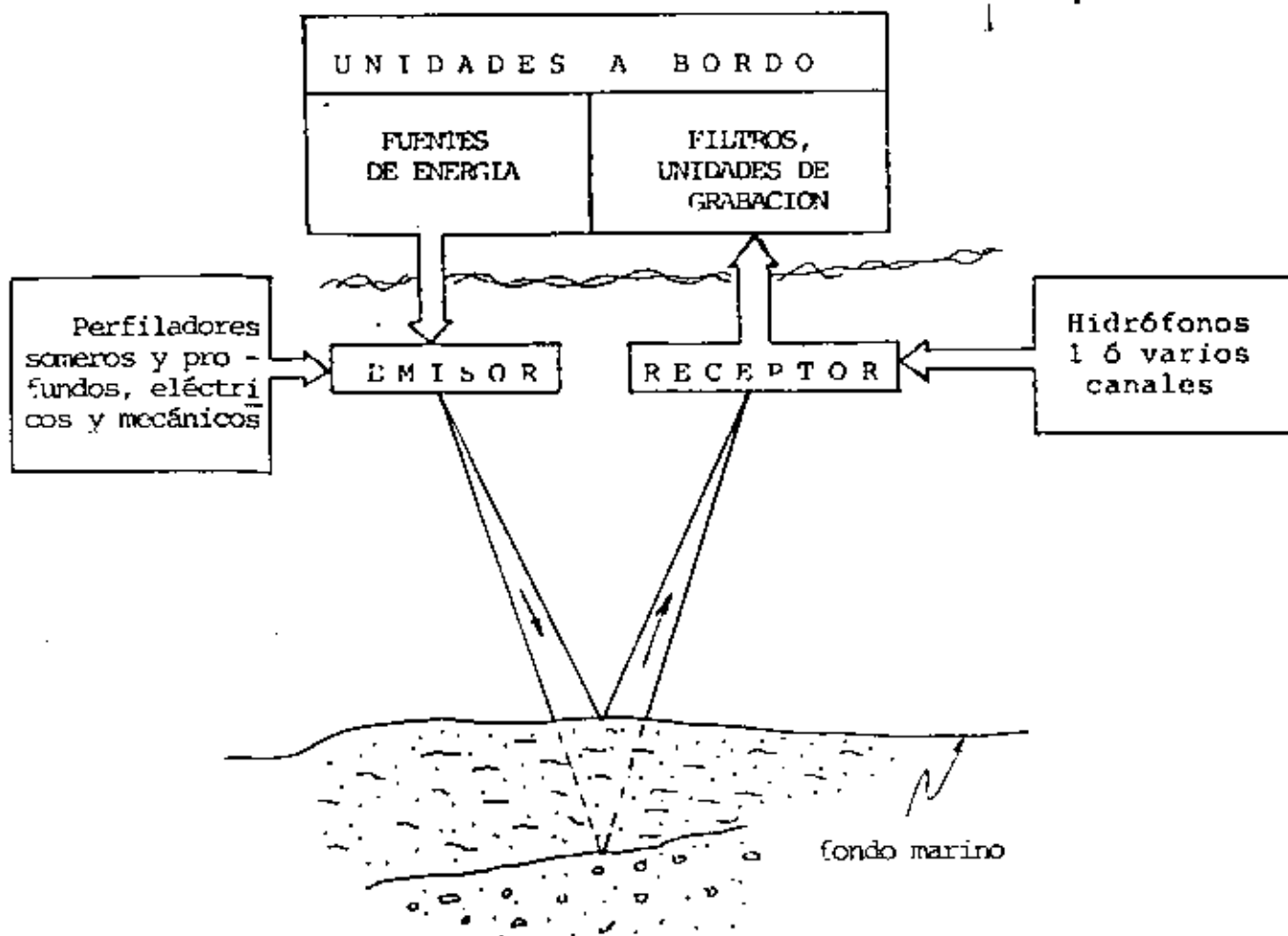


Diagrama ilustrativo del funcionamiento de los aparatos geofísicos

fig II.1

NOTA :

Aquellos aparatos, cuya fuente de emisión es un transductor (Ecosonda, sonar de barrido lateral y transductor sintonizado) no tienen necesidad de la unidad receptora ya que el mismo transductor emite y recibe señales.

y por consiguiente la velocidad de propagación del sonido a través de la misma.

SISTEMA ACUSTICO	U S O S	FRECUENCIA (KHZ)	RESOLUCION VERTICAL (M)	ENERGIA DE SALIDA (Joule)
ECOSONDA	<p>1.-Determina los tirantes de agua para la batimetría</p> <p>2.-Detecta burbujas de gas en la columna de agua</p>	40 - 200	menores de 0.30	0.15
SONAR DE BARRIDO LATERAL	<p>1.-Provee una vista bidimensional (como fotografía aérea) para:</p> <p>a) localizar naufrágios, arrecifes, líneas de conducción, y</p> <p>b) determinar la batimetría</p> <p>2.-Detecta burbujas de gas en la columna de agua.</p>	105 \pm 10	0.30	-
TRANSDUCTOR SINTONIZADO	<p>1.-Detecta burbujas de gas en la columna de agua</p> <p>2.-Determina tirantes</p> <p>3.-Provee perfiles muy superficiales del sub-fondo (con penetraciones del orden de los 30 m) .</p>	usualmente 7	0.6 - 1.0	mayor de 2

TABLA II.1

SISTEMA ACUSTICO	U S O S	FRECUENCIA (KHZ)	RESOLUCION VERTICAL (M)	ENERGIA DE SALIDA (Joule)
BOOMER	<p>1.-Provee perfiles someros del subfondo, logrando penetraciones del orden de - 120 m.</p> <p>2.-Determina tirantes de agua</p> <p>3.-Detecta burbujas de gas en la columna de agua.</p>	<p>banda amplia</p> <p>0.2 - 10</p>	0.5	<p>200</p> <p>a</p> <p>1500</p>
SPARKER	<p>1.-Provee perfiles del subfondo con penetraciones de hasta 1000 metros.</p>	<p>banda amplia</p> <p>0.01 - 0.5</p>	7.0	<p>4000</p> <p>a</p> <p>10000</p>

TABLA II.1 (continuación)

III. DESCRIPCION Y USO DE LOS SISTEMAS ACUSTICOS

III.1. ECOSONDA

Los sistemas sondeadores de la profundidad comúnmente usados consisten de una fuente de poder, un transductor (transformador electro-acústico que alternativamente transmite y recibe sonidos) y de un registrador gráfico. El transductor sondeador de la profundidad usualmente es instalado en el caso del barco, a la mitad del mismo y a 2 ó 3 mts. debajo de la línea de agua; con el propósito de minimizar el efecto de la turbulencia.

El transductor convierte la energía eléctrica a energía sonora de la misma frecuencia, la que es transmitida hacia el fondo del mar. Cuando esta energía choca con el fondo marino, o con algún otro objeto con propiedades acústicas diferentes a

las del agua, la onda es reflejada al transductor (tranceptor) en en forma de eco. Esta energía sonora es convertida en energía eléctrica y registrada en el graficador.

Si se supone que la velocidad del sonido en el agua es constante, la cantidad de tiempo que transcurre entre la transmisión y la recepción del eco es una medida de la distancia recorrida. Dividiendo este tiempo entre dos y multiplicandolo por la velocidad de propagación del sonido en el agua obtenemos la - profundidad a la que se encuentra el fondo del mar.

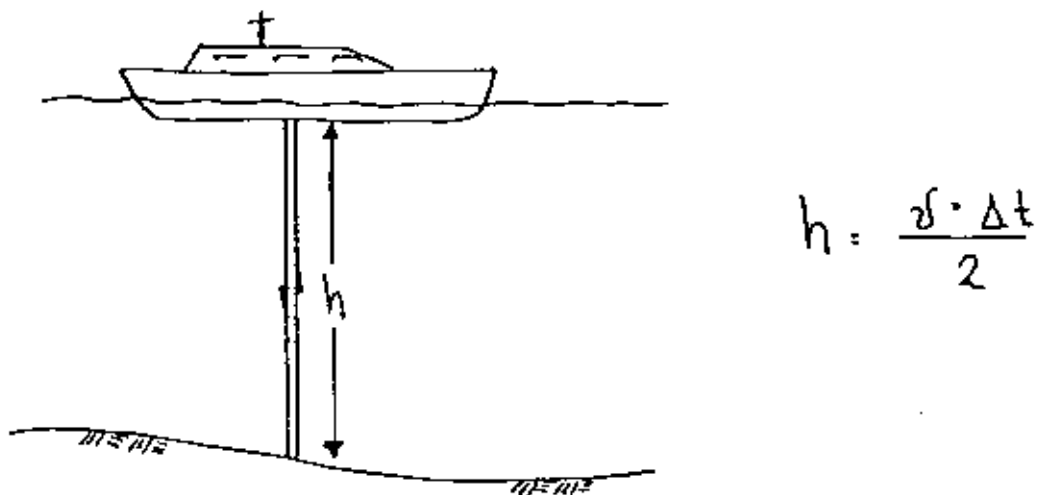


Figura III. 1

Gracias a las frecuencias empleadas (12- 80 K HZ), las pequeñas longitudes de onda (menores de 0.30 m) y a la amplificación en la escala vertical de los registradores, es posible - obtener una resolución vertical del orden de 0.30 m (se entiende por resolución vertical a la mínima diferencia de elevaciones que puede detectar el aparato).

Por la alta frecuencia usada, virtualmente no se tienen penetraciones en el su fondo.

Este sistema es susceptible de operar con profundidades de tan sólo unos metros hasta varios cientos de metros. No solo se usa para determinar los tirantes de agua, sino también para detectar burbujas de gas en la columna de agua estudiada.

La exactitud del ecosonda depende en gran manera de dos variables: (1) la velocidad de propagación del sonido en el agua, la que varía con los cambios de temperatura y salinidad, y (2) la precisión de los circuitos electrónicos de tiempo usados. A causa de estas variables el sistema requiere de una frecuente calibración, para asegurar que la información obtenida es confiable.

III. 2 SONAR DE BARRIDO LATERAL

Este sistema es utilizado para determinar la morfología del fondo y además para detectar burbujas de gas en la columna de agua investigada. Consiste de una fuente de poder, de un "pez" remolcado (Towfish, en inglés), que tiene la forma de un torpedo, en el que se llevan dos arreglos de transductores perpendiculares entre sí y de un graficador que se lleva a bordo.

El sonar de barrido lateral opera de la siguiente manera: los transductores emiten pulsos sísmicos a cada lado del "pez", como si fueran rayos, en dirección perpendicular a la del viaje del barco, extendiéndose desde abajo del mismo hasta el rango empleado (se entiende por rango al ancho de un sólo lado de la faja de terreno a explorar).

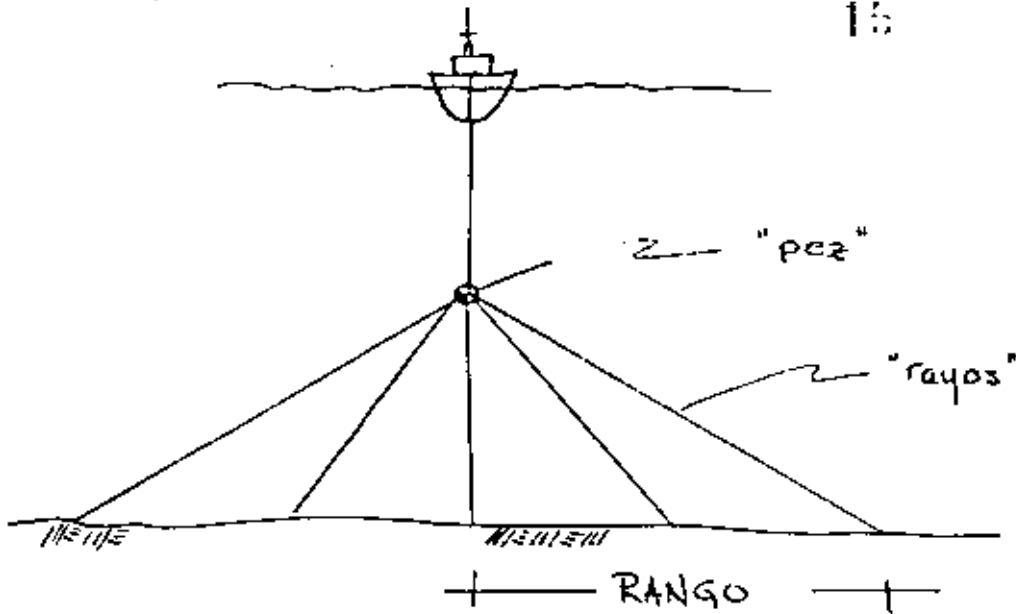


fig III.2

Cuando la onda choca con algún objeto o con la superficie del fondo marino regresa en forma de eco al tranceptor. Aquí la energía sonora es convertida a eléctrica y pasada al graficador.

Los registros que nos proporciona el sonar de barrido lateral son bidimensionales. Estos son como mapas o fotografías aéreas en perspectiva natural. Además, la intensidad y distribución de las reflexiones sísmicas recibidas dependen de la composición y textura del objeto reflejado, su tamaño y su orientación con respecto a los transductores.

La frecuencia de las ondas sísmicas emitidas son del orden de los 105 KHZ. Cada pulso dura aproximadamente 0.1 m seg . La frecuencia de repetición de los pulsos es función del rango

a utilizar; por ejemplo si se usa el sistema a toda su capacidad, 500 m de rango, la frecuencia es de 1.5 por segundo (1 cada 667 m/seg). Debido a esta frecuencia y a la forma de los rayos puede lograrse una resolución vertical de 0.3 m.

Este sistema contrasta con los demás sistemas acústicos en -- que está diseñado para recibir reflexiones, desde el fondo, - a lo largo de una línea de cruzamiento, en vez de recibirla - desde un punto del fondo.

La información suministrada por este sistema es utilizada para localizar arrecifes de coral, montes de lodo, afloramientos rocosos y cráteres, entre otros; para establecer el trazo de las tuberías que conducirán el petróleo.

III. 3 TRANSDUCTOR SINTONIZADO

Este sistema puede ser utilizado para investigaciones someras del subfondo, pero la verdad es que existen otros que son mejores para este aspecto, por ejemplo: el boomer o perfilador somero, que se describirá más adelante. La utilidad del sistema estriba en su capacidad de combinarse con otros aparatos, como el sparker o perfilador profundo, para dar datos más exactos de la profundidad (tirantes de agua) y sobre la existencia de gas en la columna de agua.

Se le denomina así a este sistema porque el transductor utilizado es de una frecuencia específica (la más empleada es de 7 KHZ). En general los transductores se caracterizan por su frecuencia nominal, su directividad y el nivel de energía empleada.

Dependiendo si el transductor se montará temporal o permanentemente, será remolcado por el barco en una caja de líneas de corriente o será instalado a lo largo de la popa.

El sistema usa un transductor piezoeléctrico para suministrar pulsos de alta potencia (extremadamente cortos y de mucha energía, más de 2 joules), a bajas frecuencias (3.5 - 7 KHZ).

La resolución vertical a que se puede pretender varía de 0.6 - 1.0 metro , siendo en promedio 0.80 m.

III. 4 SISTEMAS ELECTROMECHANICOS PERFILADORES DEL SUBFONDO

El boomer o perfilador somero es uno de estos sistemas. En general se usa para obtener las características estratigráficas y estructurales del subsuelo, así como para detectar acumulaciones de gas o hidrocarburos en los primeros metros del subfondo (70 - 100 m). Debido a la buena resolución vertical que tiene el sistema se usa también para determinar los tirantes de agua (de 10 a 500 m).

El sistema acústico del perfilador electromecánico consiste - de una fuente de poder, banco de disparadores, paquetes electrónicos, filtros, graficador y de un arreglo de transductores e hidrófonos que son remolcados.

La fuente de poder del boomer consiste de tres transductores electromecánicos, los cuales son encendidos simultáneamente -

cada 0.5 seg.

La onda del boomer es producida por la flexión que sufre un plato de aluminio. Esta se logra haciendo circular una corriente eléctrica a través de un alambre enrollado el cual repele al plato de aluminio adyacente. El vacío parcial que se forma por dicha flexión, permite que el plato regrese a su posición original. Para evitar las reverberaciones se amortigua el movimiento del plato con un diafragma de caucho.

La fuente acústica y el arreglo de transductores son remolcados en un catamarán de 2.5 m cerca de la superficie del agua y aproximadamente como a 30 m atrás del buque (ver fig III.3)

Las señales reflejadas son recibidas por 10 hidrófonos remolcados también cerca de la superficie y por a través de la fuente acústica. Las señales de otras frecuencias son removidas por un filtro de frecuencias. Los datos sísmicos pueden aparecer gráficamente o guardarse (las señales) en cinta, para reproducirse en el laboratorio.

La frecuencia de la salida del pulso es de banda amplia, con rangos de 0.2 a 10 KHZ. la energía empleada va de 200 a 1500 joules. Una penetración típica es del orden de los 70 a 100 m, pero en condiciones acústicas óptimas. (comúnmente donde el material que se está perfilando es suave) puede llegar

se hasta 150 m. La resolución vertical es del orden de 0.5 m y en el graficador puede ampliarse la señal del subfondo de 10 a 20 veces.

III. 5 SISTEMA SPARKER (PERFILADOR PROFUNDO)

El sistema sparker es utilizado para la investigación del sub fondo. Se alcanzan profundidades de 100 a 1000 mts con bajas frecuencias (0.02- 0.15 KHZ) y con una resolución vertical - máxima de 7 mts. El sistema llena la brecha entre los métodos sísmicos diseñados para la exploración de grandes profundidades (p. ej. exploración de yacimientos petroleros) y los - perfiladores someros (BOOMER).

Una señal del sparker penetrando de 450 a 600 m tarda en ir y venir de 0.5 a 0.7 seg. Bajo condiciones ideales puede tardar hasta 1 seg; ^{el 7.5 %} esto es porque se pueden tener penetraciones mayores.

Lo que hace que con el sparker se tengan mayores penetraciones (aunque menor resolución) que con los perfiladores someros

es, en comparación, su mayor energía de salida y sus bajas frecuencias.

El sistema sparker genera su señal por la descarga de energía eléctrica almacenada, a través de uno (o varios) electrodos. La chispa resultante vaporiza el agua circundante, creando de esta manera una burbuja. Dicha burbuja viaja hacia el fondo del mar hasta que la presión en su superficie se iguala con la hidrostática. En este momento la burbuja se colapsa generando un "pulso de burbujas" cuya amplitud puede ser mayor que la de la inicial.

La energía que utiliza el sistema es almacenada en un banco de capacitores. Esta se descarga a través de nueve electrodos contenidos en una jaula que es remolcada. La frecuencia con la que puede ser descargada la energía y por ende el número de pulsos que pueden ser transmitidos en una distancia dada por el viaje del buque, es función de la rapidez con la que los capacitores pueden ser recargados antes de cada encendido. El sistema estándar puede dar un pulso cada 4 ó 6 seg, mientras que utilizando la técnica de "sobreposición óptica" se puede llegar a dar un pulso cada 2 seg, esto es, si el buque viajara a 6 nudos, se podría dar aproximadamente un pulso cada 6 m.

Ahora bien, si definimos como resolución horizontal al número de veces que la fuente puede ser descargada (# de pulsos) en

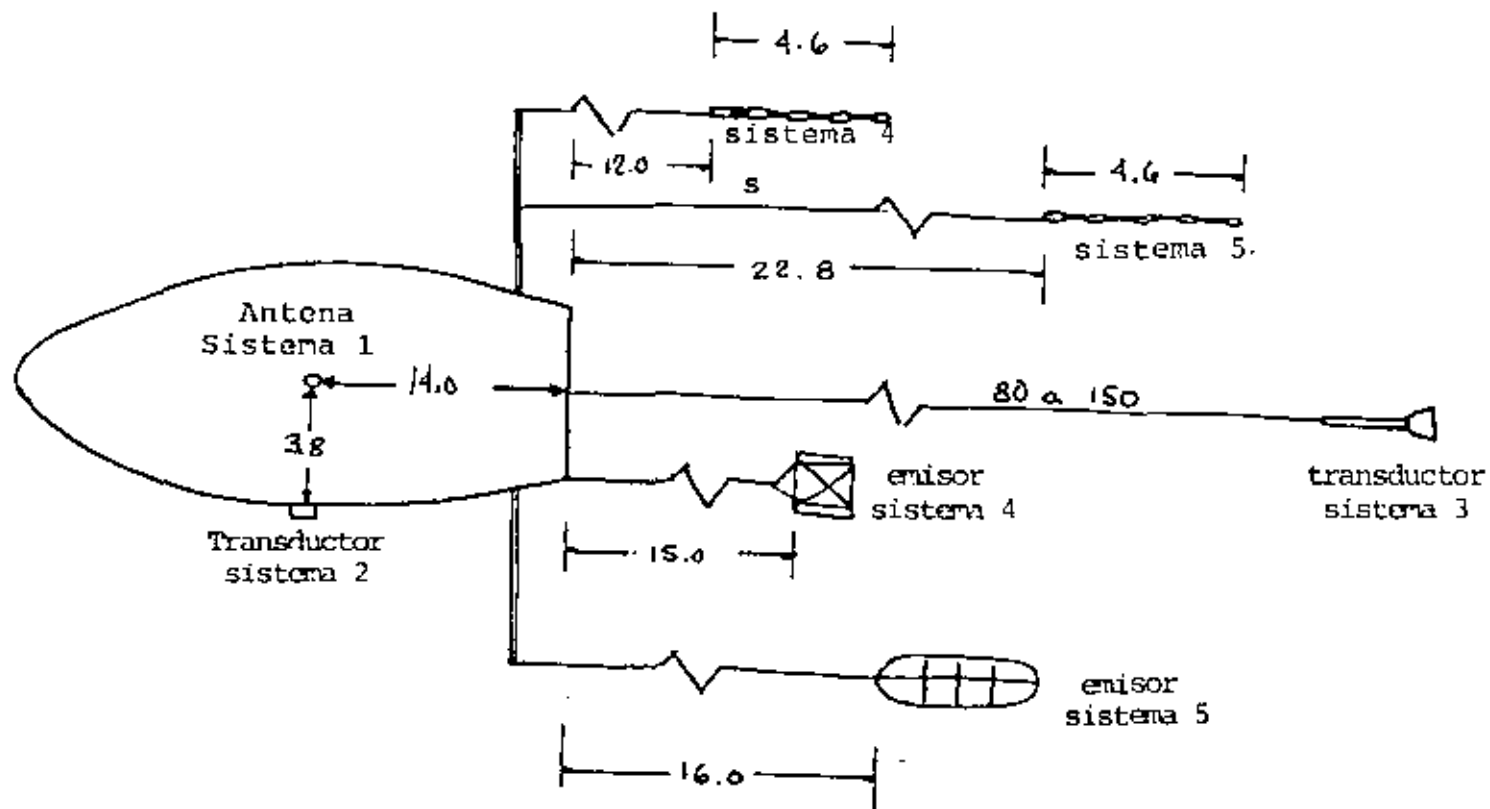
una distancia horizontal dada, la utilización de la técnica de "sobreposición óptica" nos da de dos a tres veces mejor resolución horizontal que si utilizáramos el sistema sparker "estándar".

El nombre de "sobreposición óptica" es porque en vez de "sumar" electrónicamente dos señales, se grafican una después de la otra. Esta técnica consiste en separar la señal reflejada del fondo en dos, mediante la utilización de dos canales receptores (hidrófonos) de 7.6 m de longitud cada uno de ellos, remolcados uno de tras del otro. La primera parte de la onda reflejada es captada por el canal 2 (hidrófono más lejano) la cual pasa al graficador inmediatamente. El resto de la onda entra al canal 1 (hidrófono más cercano) la cual se hace circular por un circuito retardador, de tal manera que cuando el canal 2 termina de registrar enseguida comienza a registrar el canal 1. Aproximadamente cada canal tarda en registrar la señal 1 seg.; o sea que en un lapso de 2 seg. se recibe toda la señal y puede emitirse un nuevo pulso (descarga).

La jaula con los electrodos, y los hidrófonos son remolcados por la popa a babor y estribor a 30 ó 60 m de distancia (ver figIII.3), distribuidos de tal manera que queden a 4 m de la superficie del agua. Es importante que los emisores y receptores queden a un mismo nivel para que las señales queden "afocadas".

La información del Sparker es útil para detectar zonas cargadas de gas y posibles fallas a profundidades intermedias (100 - 1000 m).

DISPOSICION ESQUEMATICA EN PLANTA DE LOS EQUIPOS GEOFISICOS EN EL AGUA



S I S T E M A

- 1.- Posicionamiento
- 2.- Ecosonda
- 3.- Sonar de barrido lateral
- 4.- Perfilador somero
- 5.- Perfilador profundo

acotaciones en metros

fig III.3

97.

IV. CONCLUSIONES

La exploración Geofísica nos permite investigar zonas bastante grandes a un costo relativamente bajo, en comparación con los métodos Geotécnicos de exploración. Nos permiten conocer la batimetría (con el eco - sonda), la configuración del terreno (con el sonar de barrido lateral), la presencia de gas en la columna de agua (con el transductor - sintonizado), la existencia de fallas superficiales (con el perfilador somero), - así como zonas cargadas de gas y fallas relativamente profundas (con el Sparker ó perfilador profundo).

Aún a pesar de la valiosa información que nos proporcionan los métodos geofísicos, estos por sí solos son muy limitados ya que no nos permiten conocer las propiedades físicas y mecánicas de los suelos . Es por esto que deben complementarse con la exploración geológica y geotécnica para poder hacer extra-

polaciones de las mediciones hechas in situ o de los resultados de los sondeos. De esta manera establecemos un circuito de realimentación entre la exploración Geofísica, Geológica y Geotécnica.

REFERENCIAS

- 1.- P. Letirant "Seabed Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics for the Installation of Petroleum Structures" Institute Francais de Petrole -English Translation. 1979 Paris, France.

- 2.- Sociedad Mexicana de Suelos "Simposio Internacional de Mecánica de Suelos Marinos" -Febrero de 1980 vol 1 México.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO ORGANIZADO EN COLABORACION CON LA SECRETARIA DE EDUCACION
PUBLICA Y LA UNIVERSIDAD MICHOACANA, DE SAN NICOLAS DE HIDALGO.

"ESTRUCTURAS FUERA DE LA COSTA"

TEMA: PRUEBAS INSITU PARA ESTRUCTURAS FUERA DE LA COSTA.

PROF. J. RAUL FLORES BERRONES.
PROF. DE LA DIV. DE EST. SUPERIORES
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.
NOVIEMBRE, 1982.

PRUEBAS INSITU PARA ESTRUCTURAS FUERA DE COSTA

I N D I C E

1

- I) Introducción.
- II) Posición de las pruebas "in situ" en el contexto general de una obra marina fuera de la costa.
- III) Pruebas "in situ".
 - a) Penetrómetro (Prueba CPT)
 - b) Veleta a Control Remoto
 - c) Presurímetro
- IV) Pruebas de Penetración Cónica.
 - a) Penetrómetros modulares
 - b) Penetrómetros operados a través del tubo de perforación
 - c) Algunas correlaciones esenciales
- V) Veleta a Control Remoto.
 - a) Breve historia
 - b) Bases teóricas
 - c) Breve descripción del equipo y su operación
 - d) Ajustes a los valores de esfuerzos resistentes medidos
 - e) Ventajas y desventajas
- VI) Presurímetro.
 - a) Características
 - b) Posibilidades y límites de uso
 - c) Resultados que se obtienen
 - d) Interpretación de los diagramas del presurímetro

VII) Comparación de valores de resistencia al esfuerzo cortante medida en sitio con una variedad de dispositivos.

VIII) Conclusiones.

Referencias.

Figuras

1) Introducción :

La creciente dificultad para obtener muestras inalteradas - de suelos marinos, a medida que las profundidades de agua aumentan, ha llevado al desarrollo del recurso de las pruebas "in situ" para el reconocimiento de las propiedades mecánicas de los suelos. El proceso anterior está normado por el adelanto en la tecnología de las plataformas de explotación de hidrocarburos, las cuales cada vez son más capaces de operar en condiciones crecientemente severas.

De cualquier manera, no debemos olvidar que aunque las pruebas "in situ" llevadas a cabo en condiciones óptimas nos proporcionan parámetros comparativos del suelo (de los cuales mediante correlaciones se pueden inferir propiedades mecánicas), el muestreo de perforaciones se mantiene como un punto indispensable para el conocimiento del suelo, así como para su identificación.

Por lo expuesto anteriormente, concluimos que las pruebas "in situ" y el muestreo son perfectamente complementarios.

Ahora bien, cabe mencionar que las técnicas diversas que se utilizan para efectuar pruebas "in situ" sobre suelos marinos, se siguen de dispositivos ya usados en tierra como son penetrómetros, veletas y presurímetros, sólo difiriendo de ellos en su forma de aplicación.

Estas técnicas conducen a valores significativamente diferentes a los que se obtienen en laboratorio al probar muestras extraídas del subsuelo, por lo que es de importancia asegurar el significado y representatividad de las magnitudes medidas, y en lo posible comparar los resultados obtenidos.

En general, podemos decir, que los parámetros medidos son relacionables con las características de cohesión y fricción del suelo.

+ + +

Dos zonas de nuestro planeta han sido el escenario del mayor desarrollo de la mecánica de los suelos marinos : el Golfo de México y el Mar del Norte.

En el caso del Mar del Norte, el acercamiento general fue copiado de la práctica en el Golfo de México efectuada por firmas como la McLelland Engineers desde los años '50.

La naturaleza de los trabajos ha tendido a provocar que el consultista geotécnico lleve a cabo labores que van, desde la consultoría técnica en sí, hasta efectuar personalmente las pruebas "in situ" ; no es raro que éstas se realicen utilizando equipos inventados por el mismo consultista. Un ejemplo de la afirmación anterior es la prueba de la "veleta a control remoto" inventada por la McLelland Engineers en 1955.

Ahora bien, las condiciones del suelo en el Golfo de México y el Mar del Norte difieren grandemente :

Arcillas suaves normalmente consolidadas son usuales en la primera zona, mientras que en la segunda predominan las arenas de medias a densas y arcillas de firmes a duras.

Esta diferencia de composición ha desarrollado técnicas independientes en cada zona, si bien el origen común fue en el Golfo de México.

En el caso del Golfo de México predominan pruebas de penetración cónica ó C.P.T (Cone Penetration Test), así como pruebas con veleta a control remoto.

En el Mar del Norte se utiliza también la prueba CPT, y a últimas fechas se ha desarrollado un ambicioso dispositivo llamado presurímetro, capaz de proveer de valiosa información en el sitio.

Cabe mencionar que en el intento de efectuar pruebas de resistencia sobre muestras extraídas, de forma que éstas se alteren en el menor grado posible, se han implementado algunas técnicas a bordo del barco. Estas pruebas consisten fundamentalmente en compresiones no confinadas de probetas de material tomado de los extremos de las extracciones. Si no se desea remoldear al suelo, la prueba se puede hacer sobre un extremo de la extracción.

Algunas de estas pruebas a bordo son : la veleta miniatura, el penetrómetro de bolsillo y el torcómetro. La veleta miniatura está íntimamente relacionada con la veleta a control remoto, como se verá más adelante en este trabajo. Finalmente, hay que aclarar que el principio de operación de estas técnicas es el mismo que el de las pruebas "in situ".

+ + +

Para terminar esta introducción, atendamos un instante al punto de vista de J. de Ruiter, experto de la compañía Fugro-Cesco :

"El consultista geotécnico en suelos marinos, debe estar preparado para participar activamente en el desarrollo de herramientas y técnicas para enfrentar la demanda de calidades cada vez mayores en las investigaciones "in situ" de suelos marinos.

Fruto de esta posición activa del consultista son aparatos como la veleta a control remoto, o un pequeño aparato para efectuar pruebas triaxiales no drenadas a bordo de navíos de investigación, desarrollado en la Universidad de Cambridge.

II) Posición de las pruebas "in situ" en el contexto general de una obra marina fuera de la costa.

El trabajo de investigación para definir la localización de una plataforma marina, depende en menor grado del tipo de estructura. Ya sea ésta de gravedad ó piloteada, el trabajo puede ser dividido para ambos casos en dos levantamientos : uno preliminar y uno final o definitivo.

El estudio preliminar se efectúa cuando aún se desconoce la localización de la plataforma, por lo que cubre un área más extensa. Son estudios típicos de esta etapa del proyecto los siguientes :

- Perfiles acústicos de diversas frecuencias, dependiendo de la penetración y resolución necesarias.
- Medida de la batimetría.
- Tomar algunas muestras alteradas del suelo.
- Al menos una perforación de muestreo profundo (unos 100 ó 150 m bajo el fondo).

El estudio detallado consiste en un programa de perforaciones y pruebas CPT, de veleta a control remoto ó presurímetro, dependiendo del caso. El estudio preliminar determina el tipo de equipo que se usa en esta etapa. El número de perforaciones y pruebas CPT varía con la uniformidad del perfil del suelo. Se efectúan pruebas sobre los estratos superficiales y profundos, extrayendo muestras y haciendo pruebas CPT alternadamente (dispositivos a través del tubo de perforación). Se obtienen muestras profundas en menor número.

Las pruebas "in situ", como es obvio, forman parte de este -

segundo estudio más detallado.

En la figura # 1 se muestra, en forma simplificada, la posición de estas pruebas en el diagrama de barras de la ruta crítica típica para el tipo de obras que nos interesan. Como se ve, son precedidas de las pruebas sísmicas, perforaciones preliminares y perforaciones definitivas; las dos primeras forman parte del estudio preliminar.

III) Pruebas "in situ" :

En este trabajo se tratarán las pruebas que se efectúan mediante los siguientes dispositivos :

- a) Penetrómetros.
- b) Veleta a control remoto.
- c) Presurímetros.

+ + +

a) Penetrómetros. Con estos aparatos se realiza la prueba de Penetración Cónica o CPT (Cone Penetration Test).

Una de las ventajas de esta prueba es que proporciona un registro continuo , que permite observar un perfil cualitativo del suelo. En adición, permite valuar aproximadamente la resistencia al esfuerzo cortante en arcillas en condiciones no drenadas, y en arenas se puede conocer su densidad. También se pueden estimar por correlación directa, la capacidad de carga y la resistencia al hincado de pilotes.

La prueba se puede hacer montando el cono sobre módulos ó bajándola a través de la tubería de perforación, se tiene mayor alcance en el segundo caso.

Es práctica recomendable el utilizar penetrómetros cónicos de dimensiones estandarizadas, para poder relacionar resultados - en diferentes sitios.

b) Veleta a Control Remoto. De los varios instrumentos para la medida de las propiedades mecánicas de los suelos en el sitio, - sólo esta prueba proporciona el valor del esfuerzo cortante resistente de suelos cohesivos en condiciones no drenadas. Su uso se ha restringido a las arcillas blandas del Golfo de México, y la tendencia actual en el Mar del Norte no lleva al desarrollo de esta prueba dado que aquí predominan suelos granulares. Se ha utilizado durante 10 años, demostrando ser una herramienta útil y bastante precisa en suelos marinos cohesivos.

c) Presurímetros. Este dispositivo de pruebas en el sitio está concebido para facilitar la posibilidad de medir en el sitio - las propiedades esfuerzo-deformación de suelos, así como el esfuerzo en el suelo; ambas informaciones son vitales para el diseño de estructuras de gravedad, para las cuales, las pruebas - de laboratorio en muestras inalteradas, tan solo han proporcionado algunos órdenes de magnitud.

Fue desarrollado inicialmente para su uso en tierra, en donde aún faltan aspectos por superar. En el Mar del Norte se tienen grandes esperanzas en el porvenir de este aparato.

IV) Pruebas de Penetración Cónica :

Esta prueba se siguió -como todas las pruebas "in situ"-, de la necesidad de adquirir datos del subsuelo que eran inaccesi-

bles de otra forma.

Desde 1917 se iniciaron algunas pruebas con conos mecánicos que penetraban en el subsuelo al recibir impactos de pesos calibrados.

En 1965, la compañía consultista Fugro, desarrolló en Holanda, un penetrómetro cónico eléctrico capaz de medir la resistencia tanto de punta como de fricción en la camisa del tubo mediante celdas de presión y deformímetros. Ambos parámetros son registrados en una gráfica continua según la profundidad.

El cono eléctrico es avanzado hidráulicamente dentro del suelo, a razón de 2 cm/seg en forma constante. Es capaz de realizar ambas mediciones mencionadas anteriormente en forma simultánea.

La geometría del cono ha sido estandarizada de forma que el ángulo del vértice y el diámetro máximo son, respectivamente, 60° y 36 mm, con un área lateral de la camisa de 150 cm^2 (ver figura 2).

a) Penetrómetros modulares :

Penetrómetros cónicos han sido usados extensivamente sobre marcos que descansan en el fondo marino desde 1965. Estos marcos, usualmente operados por cable desde la superficie o por buzos, proporcionan la suficiente fuerza de reacción al cono para que éste se hunda en el suelo. Esta reacción la pueden proporcionar por simple lastre ó a través de generar succión negativa. El sistema hidráulico que hinca al cono puede ir montado en el mismo marco.

A continuación, se describen brevemente algunos penetrómetros modulares :

Sebacalf. Fue introducido en 1972 en el Mar del Norte. Tiene un

sistema de gatos hidráulicos acoplado, y es capaz de proporcionar una reacción de hasta 20 toneladas a base de lastre.

Se opera desde el barco de sondeos, y en suelos normalmente consolidados puede alcanzar profundidades de hasta 70 m, mientras que en arenas densas varía sobre los 30 m. Se pueden realizar de 7 a 8 pruebas en una jornada de trabajo.

La unidad es capaz de transportar consigo 36 m de tubería para efectuar la prueba y lleva acoplado un inclinómetro, de forma que se pueda determinar la desviación del sondeo con respecto a la vertical. Los tubos miden 60 cm.

Las celdas para medir la resistencia de punta y fricción (R_p y f respectivamente), tienen como valores máximos de medición :

$$\begin{array}{l} R_p \text{ hasta } 5000 \text{ ó } 6000 \text{ ton/m}^2 \\ f \text{ hasta } 50 \text{ ton/m}^2 \end{array}$$

Este dispositivo se muestra en la figura 3.

Hyson. Es capaz de proporcionar una reacción de 13,000 kg y es operado por buzos, que van colocando hasta 40 tubos de diámetro estándar de 36 mm. Está equipado con 2 deformímetros que miden en forma continua R_p , así como el esfuerzo total $R_p + f$. Ver figura 4.

NGI. Este módulo ha sido desarrollado por el Norwegian Geotechnical Institute; se baja en el tubo de una plataforma de perforación del tipo "jack-up" y mide únicamente la resistencia por punta R_p . Ver figura 5.

Shell. Este módulo ha sido desarrollado por la compañía que lleva su nombre, y constituye una brillante solución. Data de -

1970 y lleva un penetrómetro telescópico que alcanza hasta 27m de profundidad en 3 tramos de 9 m cada uno. Lleva consigo una bomba de vacío que genera una presión negativa en el interior del faldón que lleva en la periferia, la cual proporciona la reacción necesaria para efectuar la prueba.

Lleva 2 deformímetros que registran R_p y f . Pesa de 6 a 7 ton y su máxima reacción es de 20 ton.

Una gran ventaja sobre los demás de su tipo, es que da mejores lecturas ya que mediante chorros de agua destruye la estructura del suelo ya penetrado y por ende medido. Ver figura 6.

Stigray y Seajack. Ambos proporcionan la reacción por su peso del orden de 16 ton. Han sido desarrollados por el NGI y McLelland respectivamente. Tienen la gran ventaja de que no sólo pueden llevar un cono, sino que se les pueden adaptar muestreadores ó incluso una veleta. En caso de llevar un CPT, miden R_p y f .

Ver figura 7.

En general, el uso de penetrómetros modulares se ve limitado por la naturaleza muy suelta del suelo ó la presencia de bancos de piedras ó arenas muy firmes, donde R_p alcanza valores superiores a los 6000 ton/m².

Un registro de R_p y f contra la profundidad se muestra en la figura 8.

b) Penetrómetros operados a través del tubo de perforación :

En conjunto con el Seacalf una herramienta operada por cable fue desarrollada para ser usada dentro del tubo de perforación para efectuar sondeos CPT al fondo de la barrenación; se le llamo penetrómetro Wison.

De esta forma, sondeos con cono pudieron ser efectuados más

allá de la profundidad límite de los penetrómetros modulares.

El Wison consiste en una unidad de empuje hidráulico que es bajada a través de la tubería de perforación con un cable umbilical especial, hasta que alcanza el borde inferior del barrenado; en este punto se fija al interior de la camisa, mediante 2 brazos mecánicos que encajan en una ranuración especial en el terreno. Ver figura 9.

En ese momento el cono eléctrico es hincado hidráulicamente en el interior del suelo a una velocidad constante, usando el peso de la tubería como fuerza de reacción.

Esta herramienta es capaz de penetrar hasta 3 m por cada sondeo; en cada penetración proporciona los valores de R_p y f (resistencia por punta y por fricción lateral respectivamente).

Como se ve, la reacción que se puede tener es baja, del orden de 2 a 3 ton, por lo que dispositivos que provocan la expansión de la tubería se han implementado; de este modo, el sistema penetrómetro-tubo, queda anclado en el suelo obteniéndose una mayor reacción. Ver figura 9.

Recientemente, el trabajo con este aparato se vió enriquecido por la contribución de la Fugro, de un muestreador de pared delgada llamado Wip.

Este muestreador es también una unidad de empuje hidráulico que se baja a través de la cadena de barrenación. Puede tomar muestras de hasta 1 m de largo, y opera exactamente como se describió anteriormente para el penetrómetro Wison. Ver figura 10.

De este modo, combinando ambos aparatos, cada vez se obtendrá mayor certidumbre de las mediciones con el cono.

Una práctica recomendable es obtener muestra Wip de una perforación y registros Wison continuos de una adyacente. Se obtie-

nen las siguientes ventajas :

Muestras Wip y sondeos CPT a la misma profundidad para desarrollar correlaciones locales y sondeos Wison continuos a todo lo largo de la penetración.

Al efectuar una prueba Wison o un muestreo Wip, debemos tomar en consideración que una cierta capa de material estará altamente alterada por la barrenación. Se dice que la experiencia ha mostrado que después de los primeros 20 cm, el suelo no se altera por este concepto.

En la figura 11 se muestra un registro llevado a cabo mediante un penetrómetro Wison. Nótese como las profundidades son mucho mayores a las de los registros típicos de penetrómetros modulares. Véase también que a medida que la profundidad aumenta, el penetrómetro penetra cada vez menos.

Las zonas sin registro, son aquéllas en que se retira el aparato y se continúa barrenando.

c) Algunas correlaciones esenciales :

La ventaja más obvia de la prueba CPT es la precisa determinación de la estratigrafía del suelo en el sitio.

En general, medidas bajas de la resistencia del cono, son indicador de suelos cohesivos. Una curva de resistencia suave, - creciendo con la profundidad, usualmente indica una arcilla normalmente consolidada. Resistencias mayores significan la presencia de suelos granulares. De esta forma, es fácil la identificación de suelos con estratos alternados de arcillas y arenas a, - partir de las curvas de resistencia del cono.

+ + +

Veamos ahora qué cualidades del suelo se pueden obtener a partir de los registros de una prueba CPT:

a) Determinación del tipo de suelo.

De un cono doblemente instrumentado podemos obtener R_p y f . A la razón percentil

$$(f/R_p) \times 100 = FR$$

se le conoce como "razón de fricción" del suelo. Varios estudios han mostrado que a partir de este valor se puede identificar el tipo de suelo. Se han elaborado gráficas ó cartas que relacionan a la razón de fricción con el tipo de suelo (ver figura 12). Un valor elevado de la razón (FR mayor a 3 o 4) generalmente indica suelos de grano fino ó cohesivos; un valor bajo de la razón (FR menor a 2 o 3), usualmente indica suelos granulares. Lo anterior queda ampliamente enriquecido combinándose con extracciones de muestras.

b) Suelos granulares.

Los sondeos CPT pueden ser útiles para estimar la densidad relativa de estratos granulares "in situ". Una correlación entre la resistencia de punta del cono R_p , el esfuerzo vertical efectivo y la densidad relativa del suelo se muestra en la figura 13, para el caso de arenas finas no cementadas, saturadas y normalmente consolidadas. Esta relación debe ser entendida sólo como una guía, pues la resistencia R_p del cono se ve afectada por la granulometría, grado de cementación, esfuerzos laterales, compresibilidad y presión de poro.

c) Suelos cohesivos.

En arcillas, la cohesión de la prueba no drenada, dependiendo de la consolidación, se ha observado que cumple con:

$$C_u \text{ entre } R_p/20 \text{ y } R_p/10$$

Así mismo, se puede estimar para estratos cohesivos, el valor de la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas como :

$$S_u = \frac{R_p - \gamma z}{N_k}$$

Donde N_k es un factor que depende del tipo de cono y su forma, así como de la sensibilidad de la arcilla, de su relación-esfuerzo-deformación y de su plasticidad.

Algunos valores de N_k pueden ser :

$N_k \approx 8$ a 12 en arcillas firmes con S_u de 5 a 3 ton/m^2

$N_k \approx 15$ a 20 en arcillas suaves.

V) Veleta a Control Remoto .

Como ya se mencionó anteriormente, este es el único aparato capaz de proporcionar en forma directa en el sitio, el valor de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos, en condiciones no drenadas.

Fue implementado a control remoto en suelos fuera de la costa en 1970 por vez primera por la compañía estadounidense McLelland Engineers.

Desde aquel entonces, el dispositivo se encuentra ahora en su quinta generación de evolución; ha sido usado en más de 100 localidades con éxito, a más de 213 m bajo el fondo, con tirantes de agua de más de 427 m.

a) Breve historia.

La prueba de la veleta fue inventada en 1918 por el ingeniero sueco Olsson, y fue desarrollándose hasta alcanzar su forma moderna en los años '40.

En 1955 la McLlelland Engineers la utilizó por vez primera fuera de la costa. Se realizaron pruebas a unos 30 m de profundidad con equipo de tierra montado en un barco.

Posteriormente, el problema a solucionar fue el de poder efectuar la prueba desde un dispositivo flotante, lo cual fue solucionado por la misma McLlelland en combinación con la Shell Development Co., introduciendo la veleta a control remoto.

b) Bases teóricas.

Esta prueba consiste en hacer penetrar en el suelo un dispositivo formado por dos hojas planas que se cortan en el centro formando un ángulo de 90° ; una vez en el interior del suelo se aplica un momento ó torque de manera que la velocidad angular de la veleta se mantenga constante. Ver figura 14.

El valor del esfuerzo cortante en condiciones no drenadas está relacionado con la geometría de la veleta y el torque máximo aplicado. Para una veleta de cuchillas ó aletas rectangulares, - este valor de esfuerzo cortante está dado por :

$$S_u = \frac{2T}{\pi D^2 (H/D + 1/3)} \quad (\text{Por unidad de ancho})$$

En la expresión, D es el diámetro de la veleta y H su altura. Ver figura 14.

La anterior ecuación se basa en la suposición de que existe una distribución uniforme de esfuerzos en las caras superior e inferior de la superficie cilíndrica de falla generada en el suelo.

La superficie real sujeta a esfuerzo cortante puede ser ligeramente más grande que la limitada por la envolvente de revo-

lución de la veleta; sin embargo se ha podido comprobar que el resultado no se incrementa en más de un 5 %.

c) Breve descripción del equipo y su operación.

Dependiendo de la profundidad a la que se desea medir el esfuerzo cortante, existen 2 metodologías a seguir:

-Suelos someros (penetraciones de 5 a 6 m). La veleta puede usarse montada en un marco lastrado ó módulo, similar a los ya mencionados para la prueba CPT. La penetración deseada se da con el peso del marco, el cual se baja del barco mediante un brazo en un costado. Ver figura 15.

La operación de la veleta a control remoto se lleva a cabo en todos los casos, controlada por un cable multiconductor reforzado que lleva 7 líneas en total; este cable en conjunto con el equipo de abordaje proporciona los medios electrónicos necesarios para controlar e instrumentar la prueba de inserción.

El cuerpo de la veleta es también llamado "cuerpo de la herramienta, y consta de la veleta de prueba en sí, así como de una veleta de reacción; ambas son insertadas en el suelo (ver figura 16). La veleta de reacción previene la rotación del resto del sistema mientras la veleta de prueba gira.

Dentro del cuerpo de la herramienta, un pequeño motor impulsa a la veleta de prueba a girar mediante la aplicación de un torque; este motor opera a través de una caja de engranes con conversión de 240,000 a 1. La velocidad de rotación resultante puede ser de unos 18° por minuto; en general se trata que esta velocidad angular sea tal que la ruptura del suelo ocurra a los 2 minutos de giro aproximadamente. El momento es medido en forma continua mediante un transductor de torque de tipo deformímetro.

-Suelos profundos. En este caso, la veleta a control remoto se

implementa a través de el tubo de barrenación, en forma alternada con pruebas CPT Wison y muestreos Wip (ver IV, Pruebas de Penetración Cónica en este trabajo).

En este caso el equipo empleado consta de 2 partes principales: el cuerpo de la herramienta y una sección para compensar el movimiento de la embarcación (ver figuras 15 y 17).

La secuencia de operación es como sigue :

Se suspende la barrenación a un metro de la profundidad a la que se desea hacer la prueba. Se levanta la tubería de perforación unos 2 m sobre el fondo de la perforación; así, la herramienta es bajada con un cable hasta el fondo del pozo (ver figura 17a y b). Cuando la herramienta descansa en el fondo, se extienden 2 pequeños brazos mecánicos (pawls). Entonces se baja la tubería de barrenación, la cual empuja al aparato por los pawls y la hunde en el suelo; para esto, usa su peso, y en ocasiones unas 4 toneladas extra proporcionadas desde la superficie con gatos hidráulicos.

En este punto se retira nuevamente la tubería y la prueba se realiza normalmente, controlada desde el barco. Una vez que el sondeo termina, se retira la veleta y se continúa la perforación hasta la profundidad de la siguiente prueba; los espaciamientos son del orden de 1 a 2 m. Si se aplican pruebas Wip, también se puede conocer el tipo de suelo en forma física, así como la alteración que causa la perforación.

+ + +

Estos 2 sistemas, proporcionan un registro discontinuo de las propiedades del suelo; se pueden medir esfuerzos cortantes desde cero hasta 30 ton/m^2 . Los diámetros de las veletas varían entre 3, 5.5 ó 6 cm, con altura de 2, a 3 veces el radio.

La rápida inserción de la veleta en el suelo baja la alteración del mismo, pero incrementa en forma considerable la presión de poro, especialmente en arcillas suaves y sensitivas.

Los datos de la prueba son grabados en una carta como una curva de torque aplicado contra tiempo (ver figura 18). El valor máximo de torque ó momento es utilizado para valuar el esfuerzo cortante resistente del suelo. Ahora bien, si después de alcanzar su máximo de resistencia el suelo, se deja rotar la veleta, se graba un valor que tiende a ser constante; con este torque se valúa el esfuerzo resistente residual, esto es, la resistencia después de grandes deformaciones. Ver figura 18.

Si esta prueba se realiza cíclicamente, puede proporcionar información de la resistencia al esfuerzo cortante ante cargas cíclicas.

d) Ajustes a los valores de esfuerzos resistentes medidos.

Para investigaciones convencionales de suelos marinos, es usual obtener un perfil de resistencia al esfuerzo cortante a partir de pruebas en muestras alteradas, extraídas por percusión. De este modo se logran economías a costa de la utilización de factores de carga conservadores. Es típico tomar estos valores y aumentarlos en un 20 % para estudios de capacidad de carga de pilotes.

En base a esta situación, Emrich comprobó que la resistencia de muestras de buena calidad a pruebas de compresión no confinada, era de 20 a 50 % mayor a la de muestras extraídas por percusión. También observó que la prueba que se realiza sobre los extremos de muestras extraídas con la veleta miniatura (2), era del or

(1) Pruebas de compresión no confinada.

(2) Tiene el mismo principio, pero puede ser remoldeada o no. $S_u = \frac{6T}{11D^2(3H+D)}$

den del 10 % menor que la obtenida en las pruebas antes mencionadas a muestras de buena calidad; de este modo propuso un factor $K = 1.1$ para ajustar los valores provenientes de la veleta miniatura.

Emrich, en base a su experiencia y más pruebas observó que los valores de la veleta a control remoto estaban por encima de los obtenidos en compresiones no confinadas en muestras de buena calidad; esto se debe probablemente a la no disipación de la presión de poro. Así, concluyó que estos valores debían ajustarse hacia abajo para poderse usar en el diseño de cimentaciones en base a pilotes.

Comparando los valores de esfuerzo cortante resistente proporcionado por cada veleta, esto es dividiendo los valores ajustados de la veleta miniatura entre los de la veleta a control remoto, llegó a los resultados que se muestran en la figura 19. Esto lo hizo a diferentes profundidades en arcillas de origen deltaico, para 14 diferentes sitios. La pequeña variación del factor K para la veleta a control remoto seguramente se debió a la elevada alteración que sufre el suelo en la prueba miniatura. Se espera reducir esta dispersión mediante pruebas de compresión no confinada y muestreo adecuado en combinación con pruebas de veleta a control remoto.

De cualquier forma, un valor de $K = 0.75$ es recomendable, recordando que las pruebas se realizaron en arcillas con sensibilidad de 2 a 4 y con índice de plasticidad de 60 a 70; estos valores predominan en el sitio de las pruebas, esto es, en el delta del río Mississippi.

En la figura 20 se muestran perfiles obtenidos en base a las dos pruebas sin ajuste en los resultados.

En la figura 21 muestra un perfil con resultados ya ajustados, usando un factor $K=1.10$ para la veleta miniatura y un $K=0.75$ para la veleta a control remoto; nótese la tendencia de convergencia en una sola curva común.

Cabe mencionar que otro investigador, Bjerrum, halló un factor de corrección para la veleta a control remoto de $0,75$ cuando el límite de plasticidad es de 60 . Aún así, deben esperarse más comprobaciones en otras partes del mundo para poder generalizar este factor.

e) Ventajas y desventajas.

Entre las ventajas de la prueba de la veleta a control remoto tenemos :

- Reduce la alteración de la muestra notablemente.
- Permite una mejor evaluación de la variación del esfuerzo constante resistente a lo largo de un estrato.
- Mejor identificación de zonas con movimientos relativos entre estratos. (Ver figura 22)
- Mejor identificación de estratos saturados con gases.
- Menor dispersión de los valores de resistencia que la obtenida en pruebas de laboratorio.
- Menor dispersión que la veleta miniatura.

Para algunos autores el valor de la resistencia S_u sin ajustar de la veleta a control remoto, en suelos remoldeados por fallas, es el mejor que se puede tener.

En el caso de sedimentos saturados de gases, las muestras extraídas se alteran enormemente al sufrir expansiones incontrolables; por esta razón, en este tipo de estratos la prueba que nos incumbe es ampliamente recomendable.

Para estudios de cimentaciones someras como es el caso de las

tuberías, la veleta a control remoto montada en un marco proporciona invaluable información respecto a la variación, en un área definida, del esfuerzo cortante resistente a profundidades de unos 5 ó 6 m. En la figura 23, los diferentes símbolos representan pruebas alejadas horizontalmente en un máximo de 100 m.

Algunas desventajas de la veleta a control remoto son.:

- Alteración del suelo por la circulación del fluido de barrenación si ésta no se detiene a tiempo.
- Ruptura del terreno con un aumento de la presión de poro por la penetración inadecuada del aparato.

VI) Fresurímetro.

Como se menciona anteriormente en este trabajo, el presurímetro fue desarrollado inicialmente en tierra como la mayoría de los recursos para efectuar pruebas in situ en el mar.

a) Características.

Esencialmente consiste de :

- Una sonda medidora de presión (con expansión cilíndrica) bajada a una determinada perforación a través del tubo barrenador.

La sonda sigue las deformaciones radiales de la perforación de acuerdo a la presión aplicada contra las paredes de la misma (ver figura 24).

- Un dispositivo para medición y presurización de la sonda, colocado en la cubierta del barco y conectado a la sonda por medio de una tubería flexible concéntrica (ver figura 24).

La prueba del presurímetro provee de una relación esfuerzo-deformación del suelo en el sitio, bajo condiciones de deformación que

puéde idealizarse planas(ver figura 25).

Las características esenciales necesarias para el diseño de cimentaciones son obtenidas analizando la curva carga-desplazamiento del terreno(ver figura 25).

Estas características son :

- Módulo de deformación, del cual dependen los asentamientos.
- Máxima presión relacionada con la capacidad de carga del terreno.
- Presión de flujo plástico ó "creep"

La sonda del presurímetro comprende 3 celdas de expansión(ver figura 24) :

- una central principal para mediciones, inflada a una presión P.
- 2 celdas a los extremos, independientes de la principal e infladas por aire a presiones de 0.1 a 1 kg/cm² por debajo de P.

Este arreglo teóricamente garantiza que el campo de esfuerzos radiales en la celda principal es uniforme.

Aunque existen varios tipos de sondas, en el mar se utiliza la llamada tipo "G"; es de metal.

Esta sonda consta de un tubo metálico rodeado de :

- una celda principal de hule.
- una membrana exterior también de hule, formando las otras 2 celdas y cubierta con hojas de metal en forma de paraguas.

En cuanto a dimensiones, las más usuales en las sondas son :

- Diámetros de 44 a 58 mm
- Longitudes de 60 a 70 cm.

Longitud de celda medidora de unos 20 cm.

La máxima presión que soportan estas sondas metálicas es de 25 kg/cm^2 , correspondiendo a una expansión de 700 cm^3 aproximadamente.

En el mar, la problemática para la apropiada colocación de la sonda en el sondeo es grande, debido a los movimientos de la embarcación; para resolver este problema, existen los métodos de vibración y por cable.

El presurímetro efectúa mediciones discontinuas a intervalos de 1 a 2 m.

Se busca que en cada prueba se usen 10 incrementos de presión (varían de 6 a 14). Las lecturas de presión y deformación, se hacen en intervalos de 15 seg, 30 seg y 1 minuto, después de presurizar la sonda en cada paso.

Esta prueba es de esfuerzo cortante no drenado; la duración de los incrementos de presión evita la disipación de la presión de poro por introducción de la sonda.

La penetración usual es de unos 20 a 50 m, con máximos de 60 a 80 m.

Se le puede implementar mediante tubos guía, vibración ó montado en un marco lastrado (ver figura 26). También puede ser introducido al suelo por medio de un tubo de penetración por gravedad - (Método de Kullenberg).

Una característica muy favorable de la prueba es que puede efectuarse sin anclar el barco.

b) Posibilidades y límites de uso.

En limos y arcillas consolidadas, la ejecución de la perforación lleva a un mínimo de alteración del suelo y la prueba se efectúa en condiciones apropiadas.

En arcillas suaves, la penetración de la sonda por vibración ó

golpeo es acompañada por un efecto de aplastamiento del terreno, que puede resultar en una disminución de su resistencia. Aún así, supera a los problemas de la extracción de muestras.

En arenas saturadas, no debe introducirse la sonda por vibración, pues esto provocaría una mayor o menor alteración de la estructura del suelo.

c) Resultados que se obtienen.

Pueden obtenerse de la aplicación de la prueba del presurímetro los siguientes datos (ver figura 25) :

- Módulo de presión del suelo, E.
- Presión límite, p_1 .
- Presión natural del suelo en reposo, p_0 .
- Presión de flujo plástico, p_f .

E se valúa como :
$$E = K \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

donde : K = constante de la geometría de la sonda.

Δp y ΔV son variaciones de presión y volumen en la fase pseudo-elástica del suelo.

El valor de p_1 equivale a la ruptura del suelo y corresponde a la abscisa de la asíntota en la curva del presurímetro de la figura 25.

En arcillas consolidadas se cumple aproximadamente que :

$$p_1 - p_0 = 5.5 C_u$$

donde C_u es la cohesión no drenada del suelo.

También existe una relación entre la resistencia de punta del cono CPT y p_1 del presurímetro :

Arcillas	: $R_p / p_1 = 2.5$ a 4
Limos	: $R_p / p_1 = 5$ a 6
Arenas	: $R_p / p_1 = 7$ a 9

d) Interpretación de los diagramas del presurímetro.

La forma de la curva $p - V$ del presurímetro (no corregida), depende de la consolidación del suelo y de la rigidez de la sonda usada.

No siempre es posible adaptar la sonda del presurímetro de manera que satisfaga la naturaleza de los suelos, en especial cuando se trabaja en suelos de estratificación heterogénea.

En el caso de la sonda metálica, un sondeo en un estrato con características mecánicas varias, se obtendría :

- En suelos suaves, una curva inadecuada para medir acertadamente E y p_1 (Ver figura 27).
- En suelos medianamente consolidados, una curva de la forma convencional, con una fácil definición de E y p_1 . (Ver figura 27)
- En suelos consolidados ó altamente consolidados, una curva sin una asíntota bien definida; por lo que p_1 está pobremente definida. (Ver figura 27)

VII) Comparación de valores de resistencia al esfuerzo cortante medida en sitio con una variedad de dispositivos.

Todas las pruebas para medir las cualidades mecánicas de los suelos "in situ", son pruebas de esfuerzo cortante en condiciones no drenadas; bajo este enfoque es posible establecer las siguientes comparaciones :

Se ha observado que en suelos cohesivos, la siguiente relación se cumple aproximadamente :

$$\frac{C_{u \text{ penetrómetro}}}{C_{u \text{ veleta}}} \approx 1.5 \text{ a } 2.0$$

Por otra parte, si hacemos $S_u = N_c C_u$, donde N_c depende del aparato "in situ" usado, experimentalmente se ha observado que :

$N_c C_u = 9 C_u$ para la veleta a control remoto

$N_c C_u = 5.9 C_u$ para una prueba de compresión no confinada sobre una muestra extraída.

$N_c C_u = 4.1$ para la prueba del presurímetro

Estos valores se obtuvieron de la figura 28.

En la figura 29 vemos valores de cohesión no confinada valuados por dos métodos diferentes de aplicación del presurímetro, contra pruebas de veleta a control remoto. Se observa que si bien ambos dispositivos miden el esfuerzo cortante resistente del suelo en dirección horizontal, las diferencias en magnitud son acentuadas.

La diferencia se debe a que en cada caso se lleva a la falla al material de l suelo en forma radicalmente distinta, y no a cualquier anisotropía del suelo.

VIII) Conclusiones.

Dada la infinita gama de posibilidades que ofrecen los suelos, es difícil pensar que algún día los diferentes aparatos y técnicas que se han venido utilizando para medir las propiedades mecánicas de los suelos en el sitio, se unificarán algún día en resultados precisos.

Pero no debemos olvidar que las pruebas "in situ" proporcionan información invaluable respecto a la variación de las cualidades de un determinado perfil de suelo.

Así pues, en combinación con sondeos y pruebas de laboratorio, a medida que evolucionen, enriquecerán nuestros conocimientos de

las propiedades mecánicas de los más variados tipos de suelos bajo las más variadas condiciones ambientales.

En conclusión :

No se espera que los resultados de las diversas pruebas de resistencia aplicadas a los suelos "in situ", converjan a resultados idénticos, pero sí se pueden complementar cada vez más y conforme se desarrolle su tecnología se irán haciendo cada vez más económicas, lo que llevará a soluciones de estructuras más seguras y a la vez más costeables.

Bibliografía :

- 1) P. Letirant. "Seaped Reconaissance and Offshore Soil Mechanics for the Instalation of Petroleum Structures". Institute Francais de Petrole.-English translation.1979.Paris, France, en su capítulo 6.
- 2)P. George y D. Wood."Offshore Soil Mechanics".Cambridge University Engineering Department.Lloyd's Register of shipping-Sept 1976, England, en su capítulo 7 y el artículo "North Sea site investigations" de J. de Ruitter.
- 3)Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos."Simposio Internacional de Mecánica de Suelos Marinos".-Febrero de 1980; en sus artículos 3 de los tomos I y II.

FIGURAS .

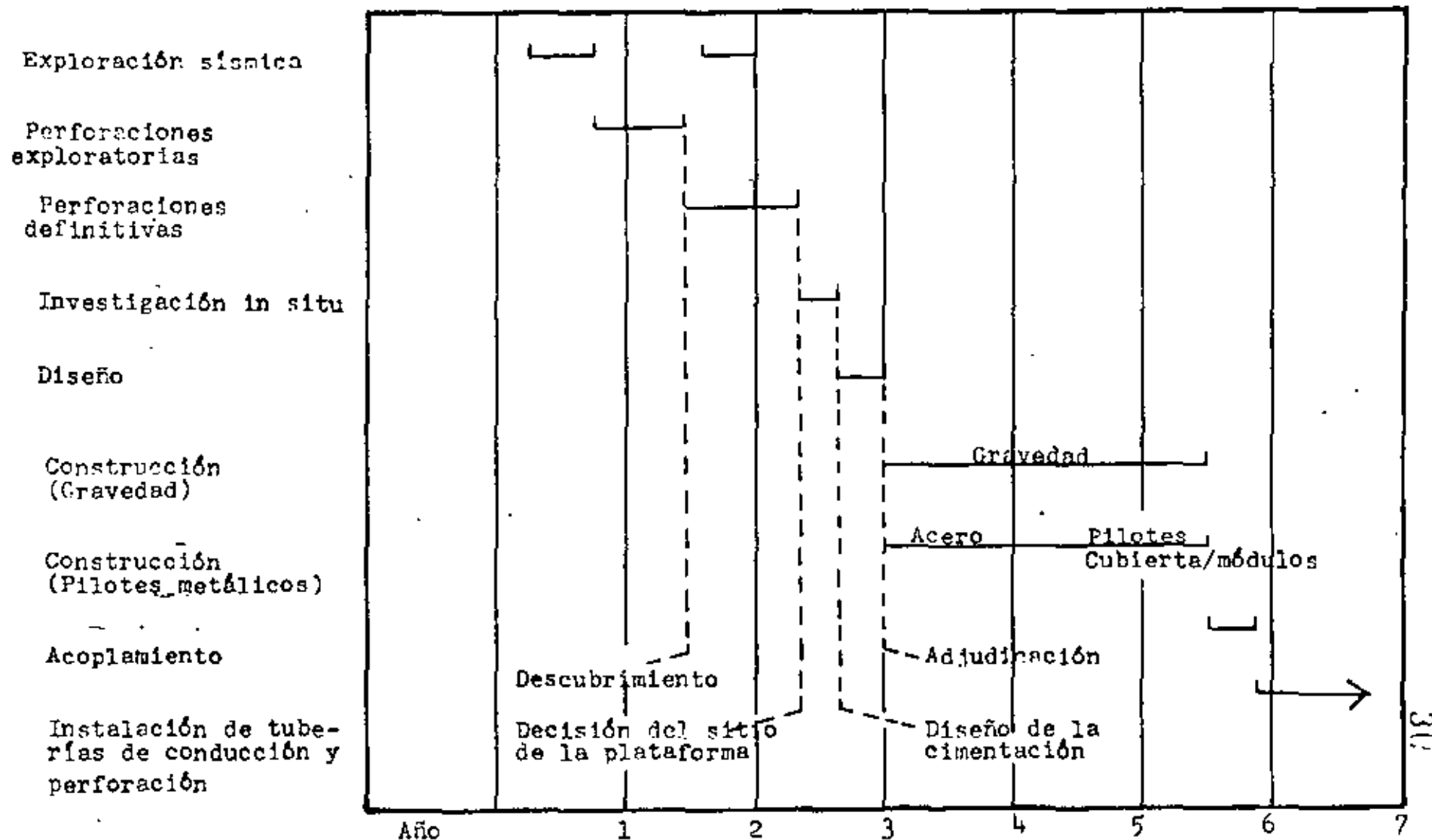


FIGURA 1 : Secuencia de eventos desde el descubrimiento del manto hasta la producción.

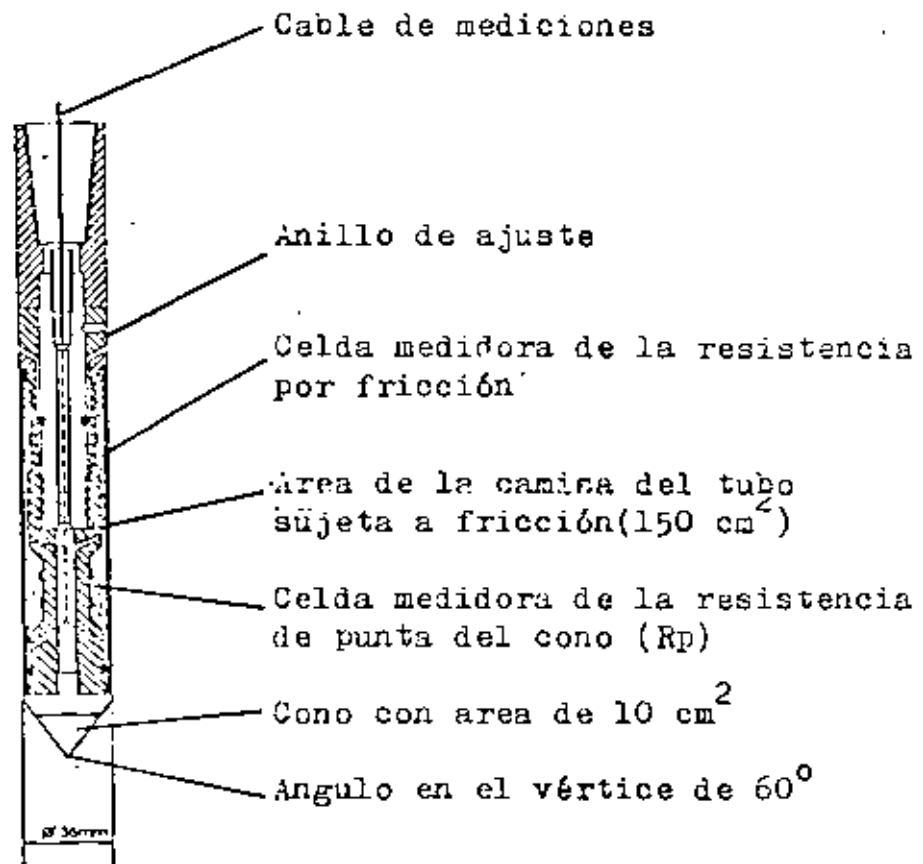


FIGURA 2 : Penetrómetro cónico eléctrico equipado con celdas de presión.

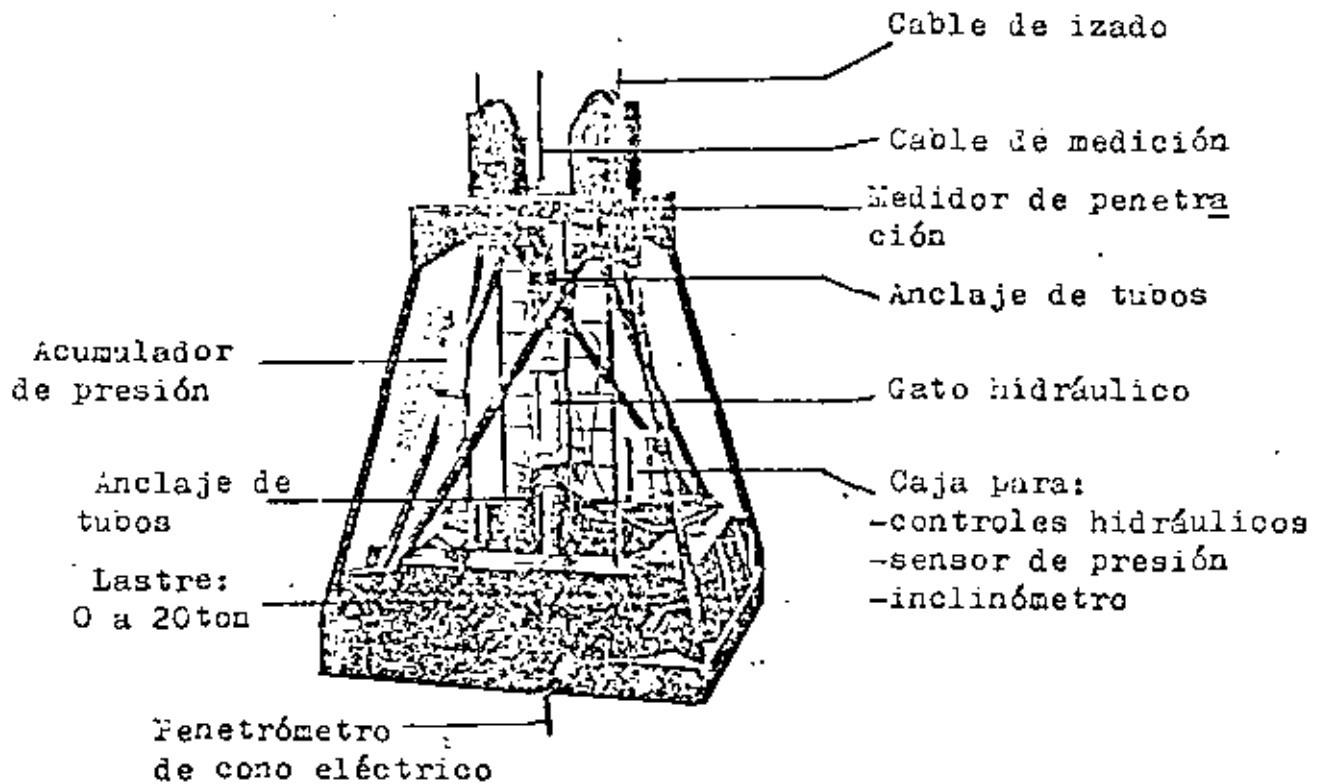


FIGURA 3 : Diagrama funcional del Seacalf.

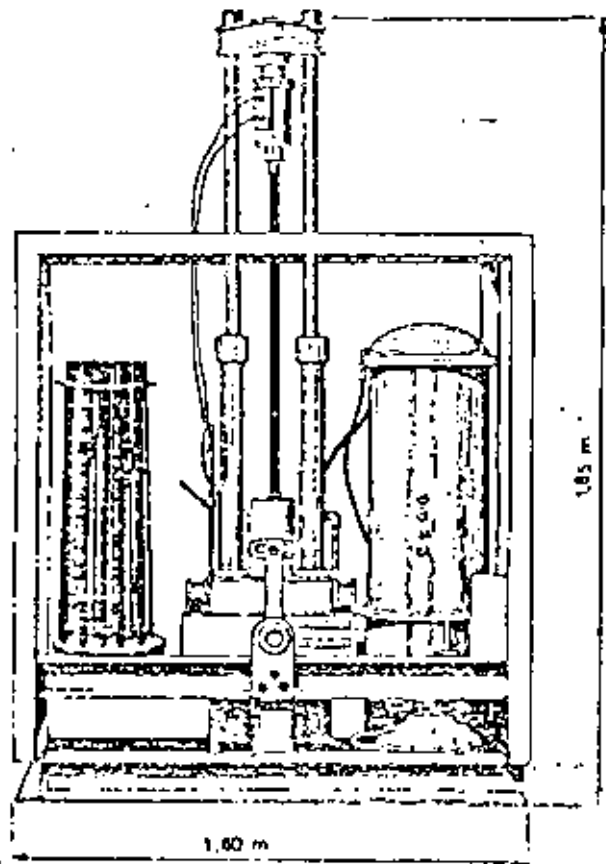


FIGURA 4 : Fenetrómetro estático Hyson.

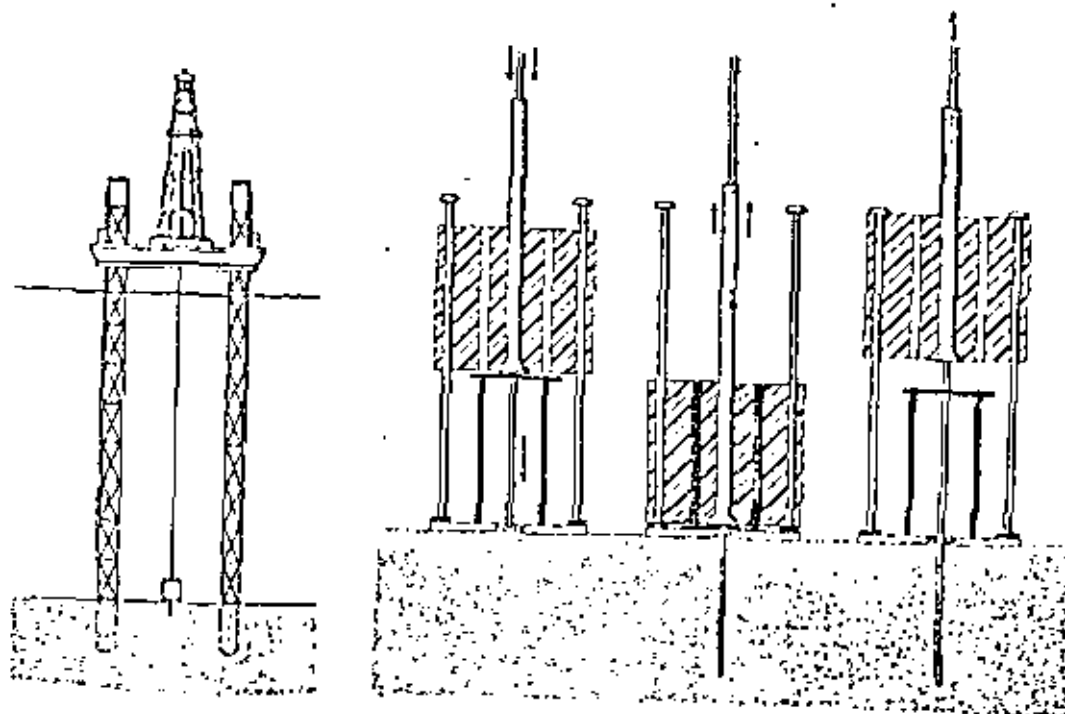


FIGURA 5 : Dispositivo para implementar el penetrómetro modular del NGI desde una plataforma Ekofisk.

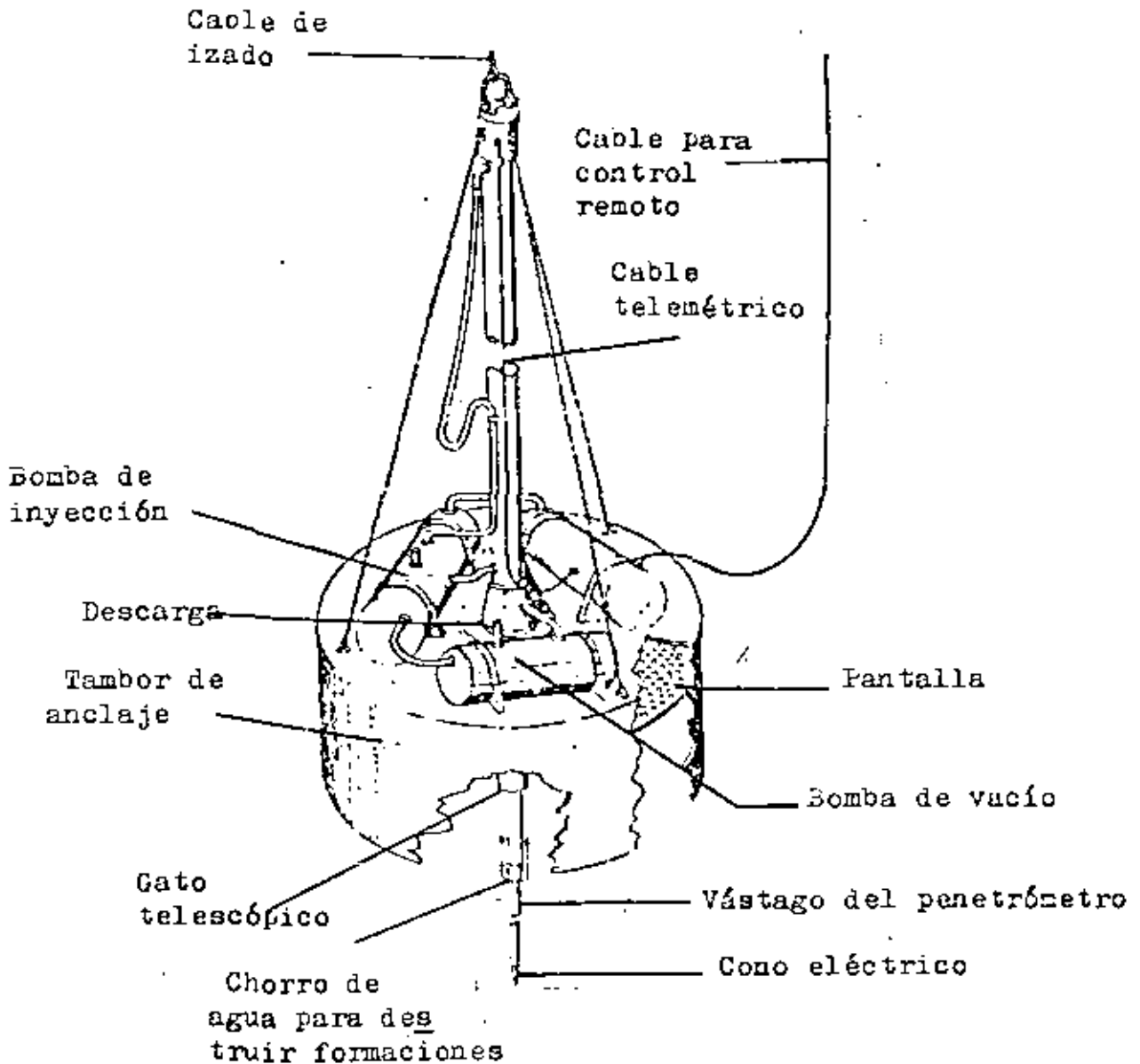


FIGURA 6 : Diagrama del penetrómetro telescópico de Shell.

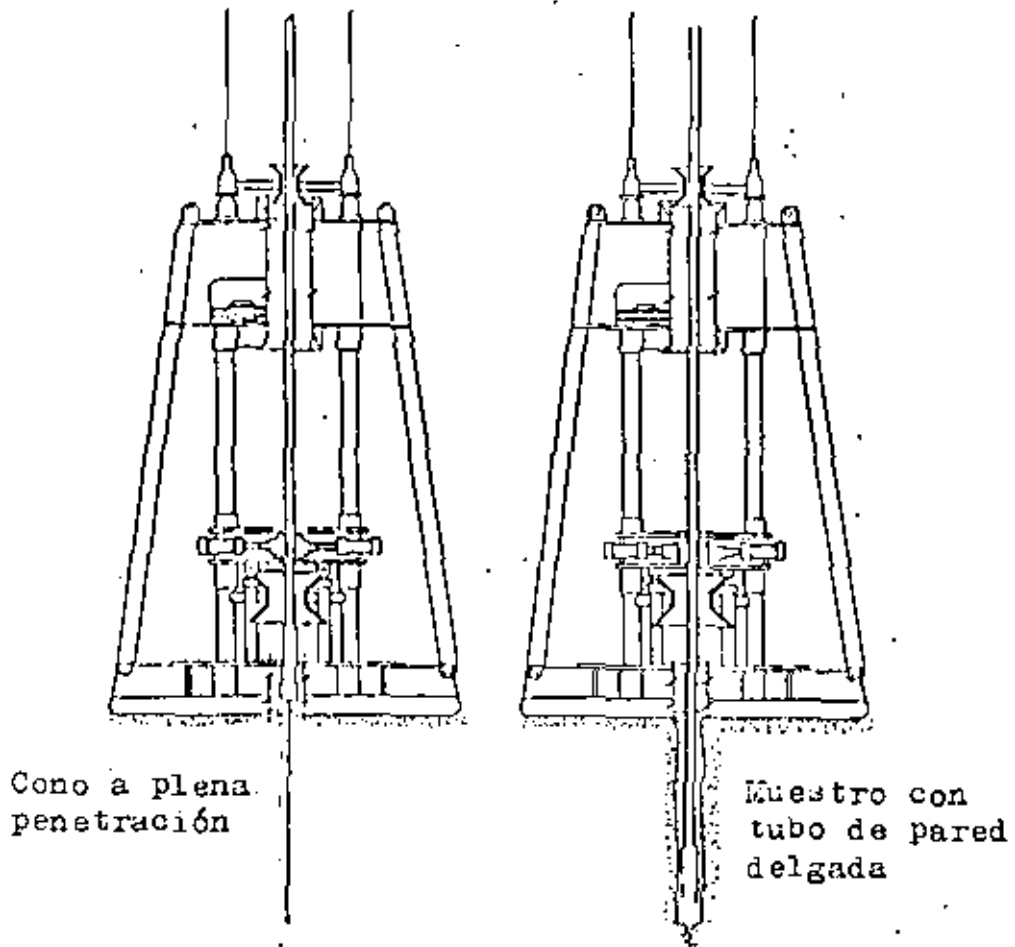


FIGURA 7 : Sistema de penetrómetro Stingray.

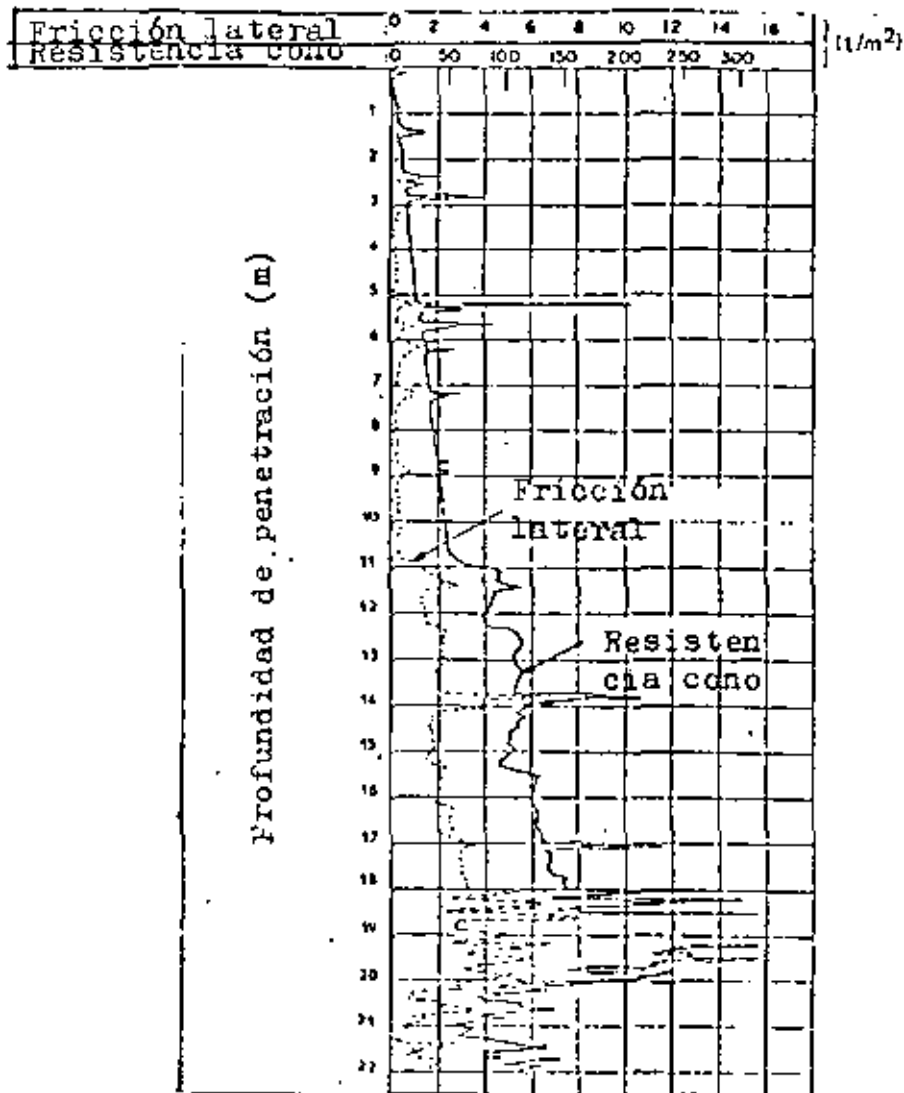


FIGURA 8 : Ejemplo de registro obtenido con un penetrómetro Seacalf.

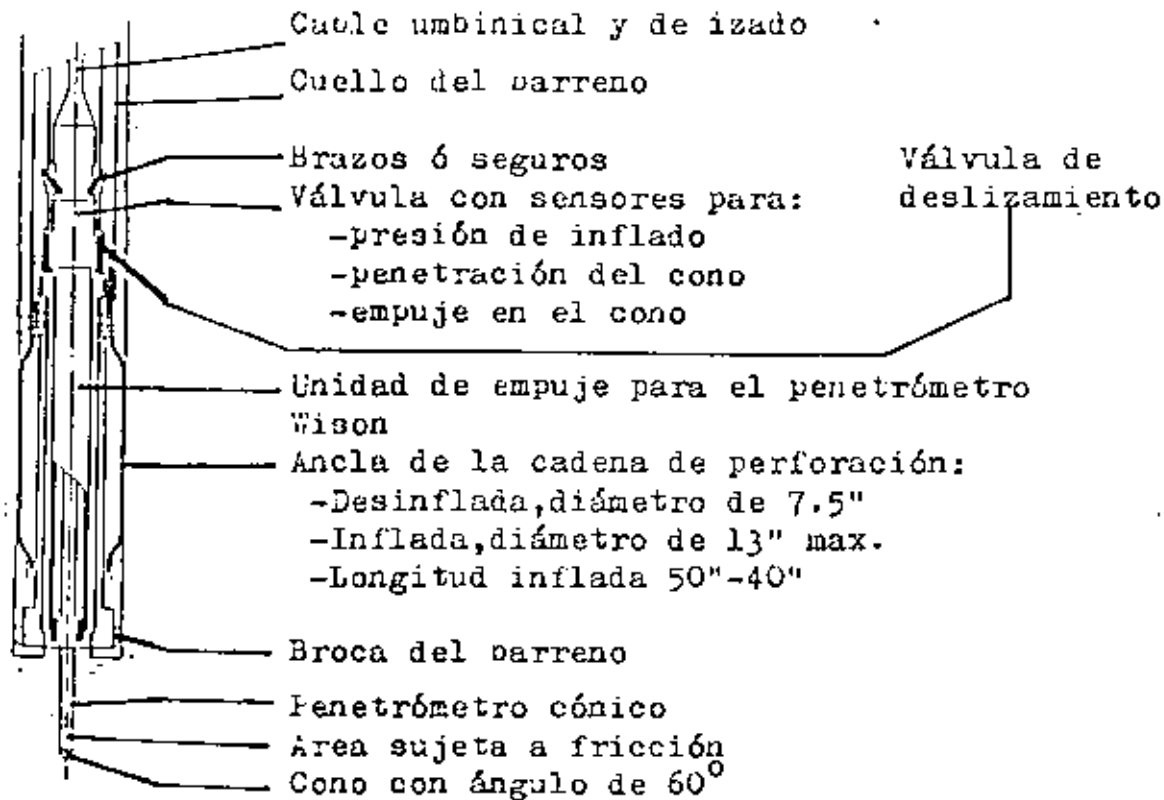


FIGURA 9 : Penetrómetro Wilson y ancla de la cadena de perforación.

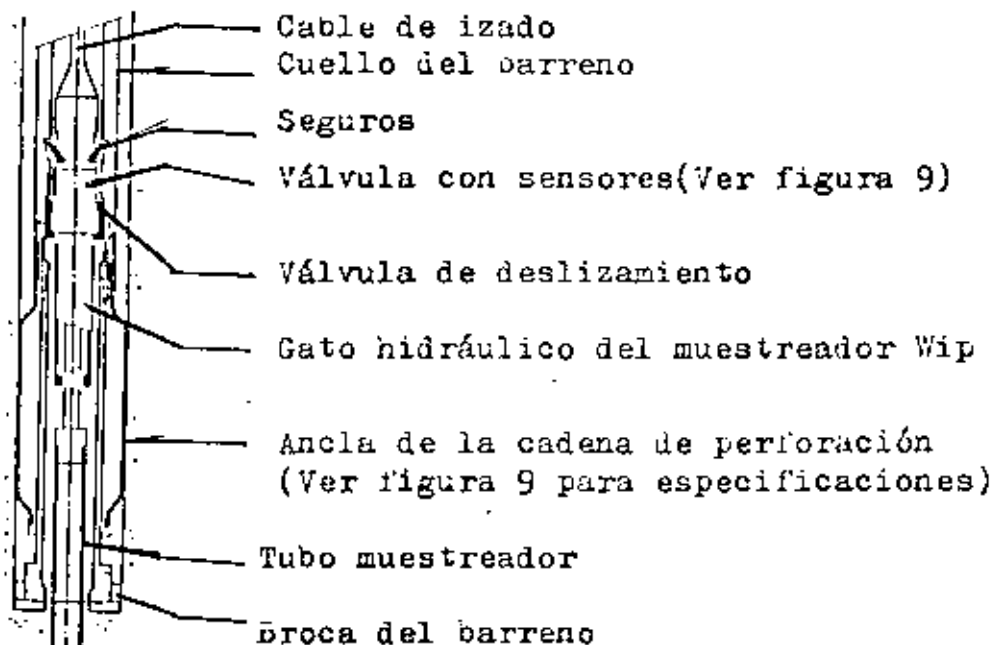


FIGURA 10 : Muestreador Wip.

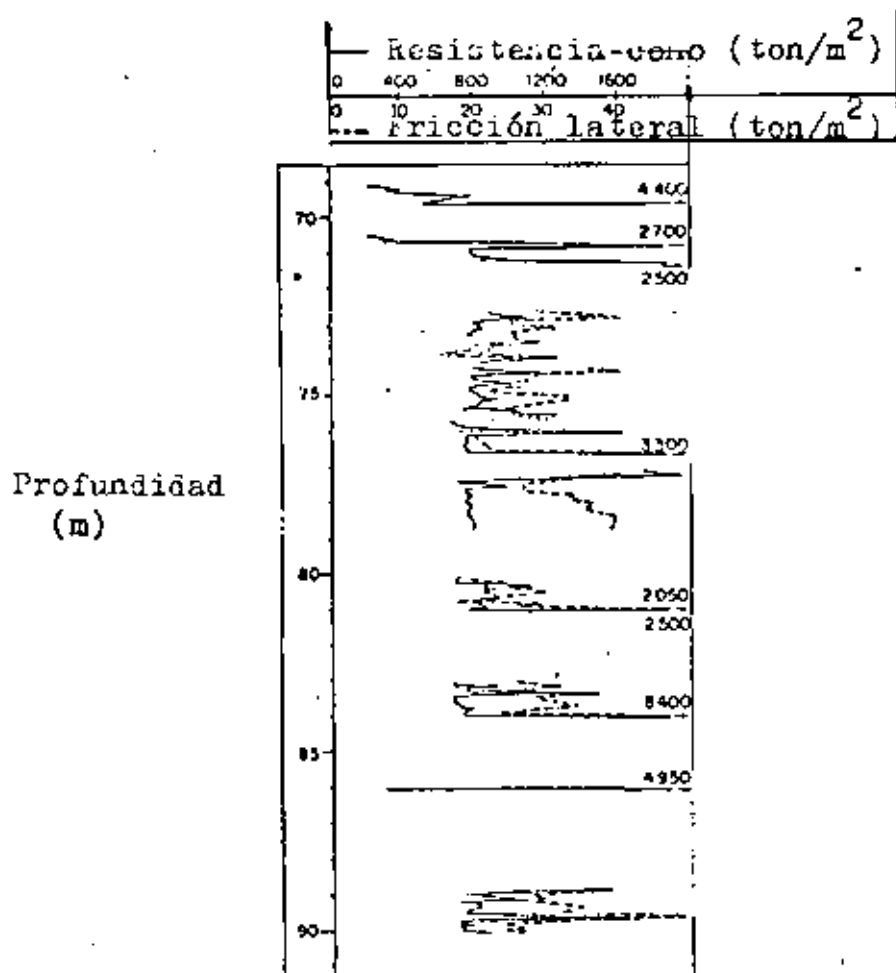
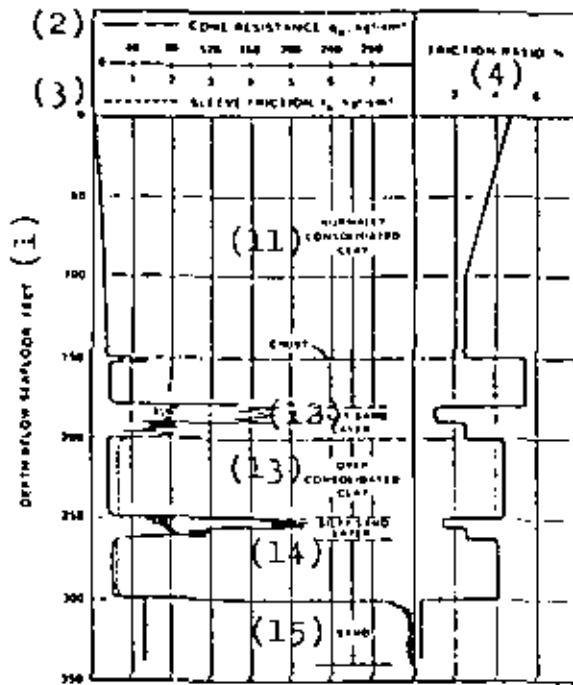
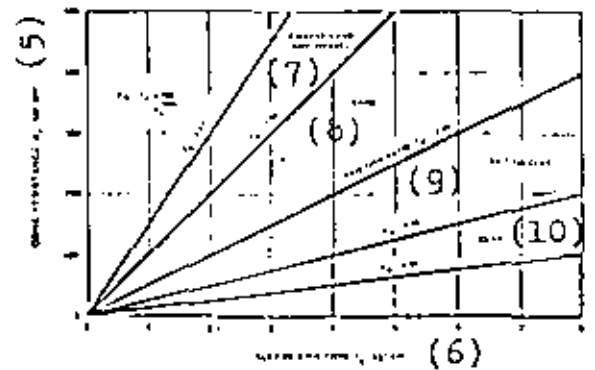


FIGURA 11 : Ejemplo de registro obtenido con un penetrometro Wilson.



(a)

- (1) Profundidad bajo el fondo (ft)
 (2) Resistencia del cono (kg/cm^2)
 (3) Fricción lateral (kg/cm^2)
 (4) Razón de fricción (%)
 (11) Arcilla normalmente consolidada.
 (12) Estrato de arena limosa
 (13) Arcilla preconsolidada
 (14) Estrato de arena limosa.
 (15) Arena



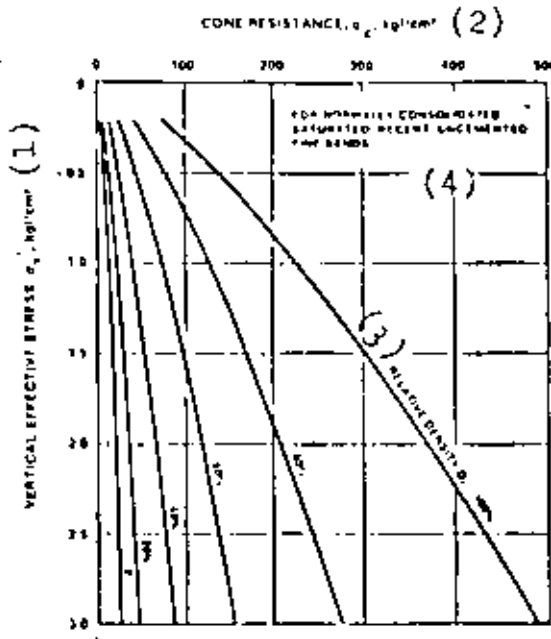
(b)

- (5) Resistencia del cono (kg/cm^2)
 (6) Fricción lateral (kg/cm^2)
 (7) Arenas gruesas y gravas
 (8) Arenas
 (9) Limos o arcillas
 (10) Arcillas

Nótese que cada valor de FR corresponde a la pendiente de una recta que pasa por el origen en el plano Rp-f.

FIGURA 12 : a) Registro continuo CPT con Rp, f y FR.

b) Carta de la Razón de Fricción para identificación de suelos.



- (1) Esfuerzo vertical efectivo (kg/cm²)
 (2) Resistencia del cono (kg/cm²)
 (3) Densidad relativa (%)
 (4) Para arcillas normalmente consolidadas, saturadas, finas y no carentadas.

FIGURA 13 : Resistencia del cono q_c (de punta) vs. densidad relativa.

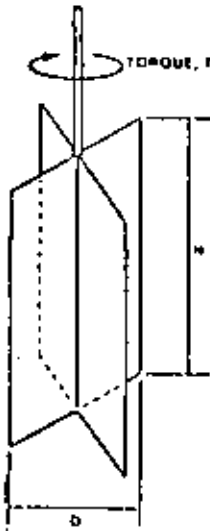


FIGURA 14 : Geometría de la veleta de prueba.

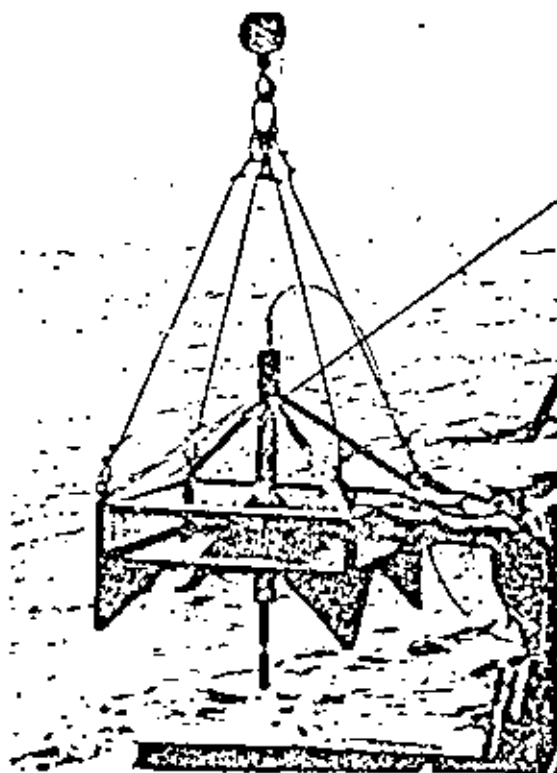


FIGURA 15 : Veleta a control remoto montada en un marco estabilizador lastrado.

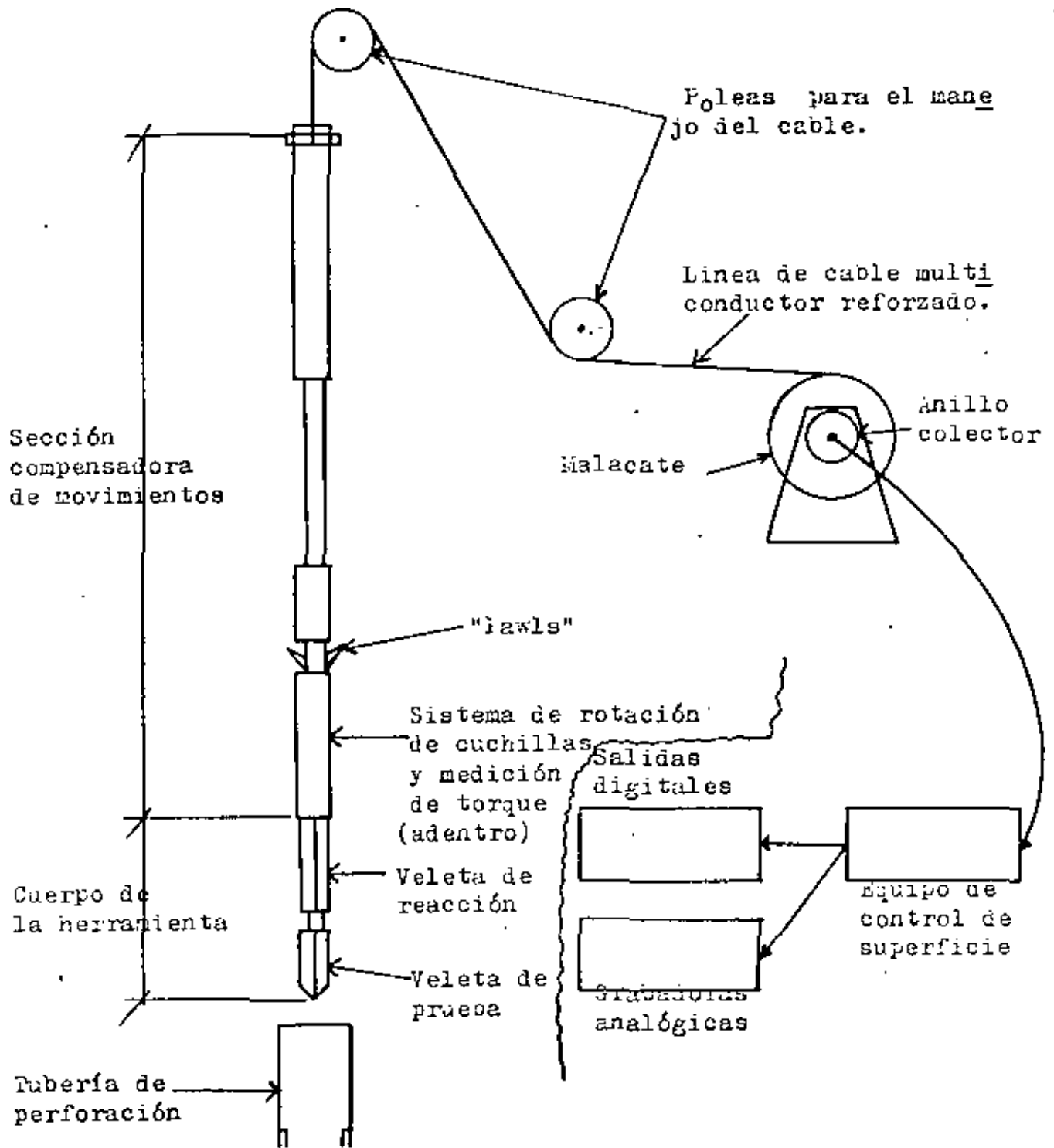


FIGURA 16 : Esquema del equipo de la veleta a control remoto implementada a través de la tubería de barrenación.

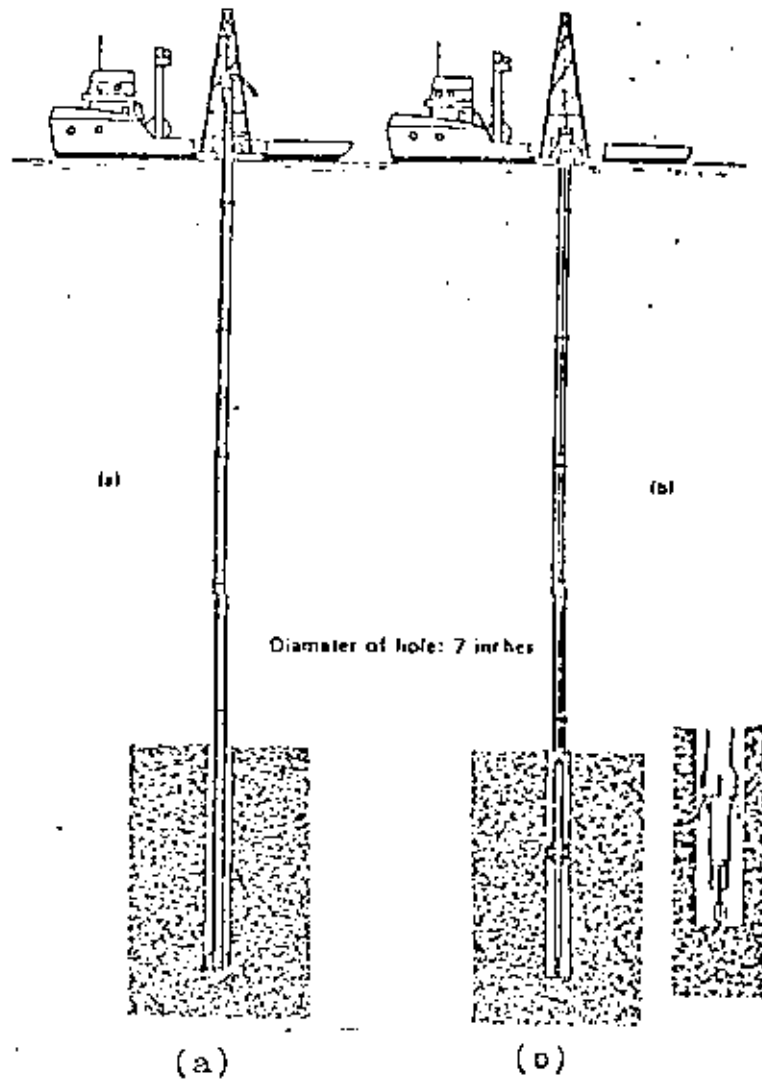
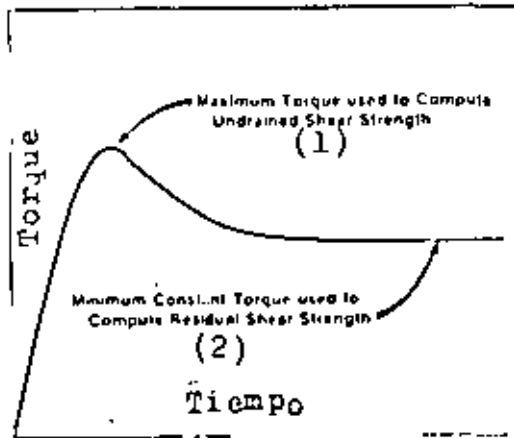
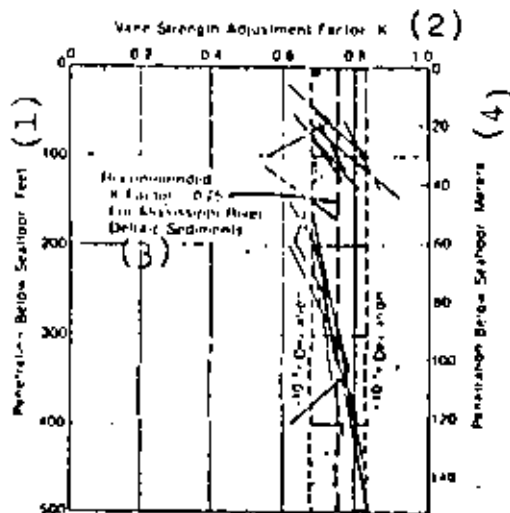


FIGURA 17 : (a) Perforación.
(b) Prueba de la veleta antes de la penetración.



- (1) Máximo momento usado para calcular el esfuerzo cortante resistente.
- (2) Máximo torque constante usado para calcular el esfuerzo cortante residual en el suelo.

FIGURA 18 : Curva torque ó momento aplicado vs. tiempo.



- (1) Penetración en ft
- (2) Factor de ajuste de la veleta (K)
- (3) $K=0.75$ recomendado para arcillas deltaicas
- (4) Penetración en m

FIGURA 19 : Factor de ajuste al valor de esfuerzo cortante proporcionado por la veleta a control remoto.

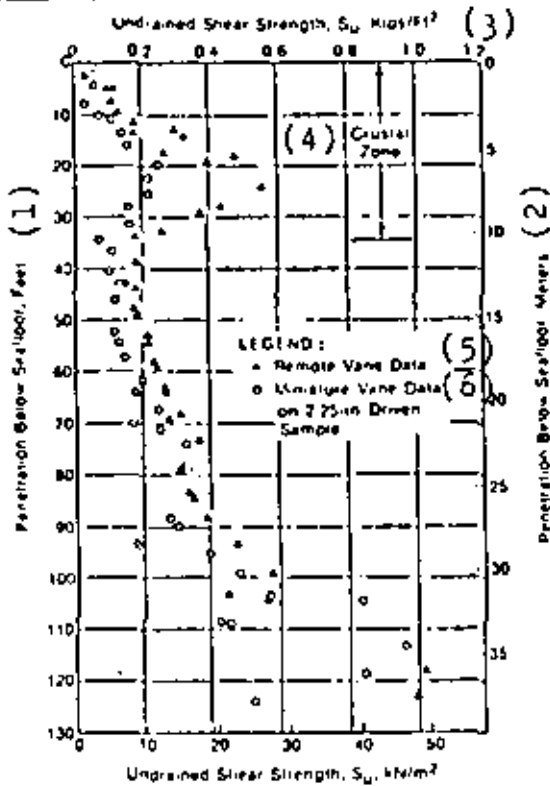


FIGURA 20

- (1) Penetración en ft
- (2) Penetración en m
- (3) Esfuerzo cortante no drenado en kips/ft²
- (4) Zona de cortezas
- (5) Datos de la veleta a control remoto
- (6) Datos de veleta miniatura sobre muestra de 2.25"
- (7) Datos de veleta a control remoto x el factor de ajuste de 0.75
- (8) Datos de veleta miniatura en muestra de 2.25" x el factor de ajuste de 1.10

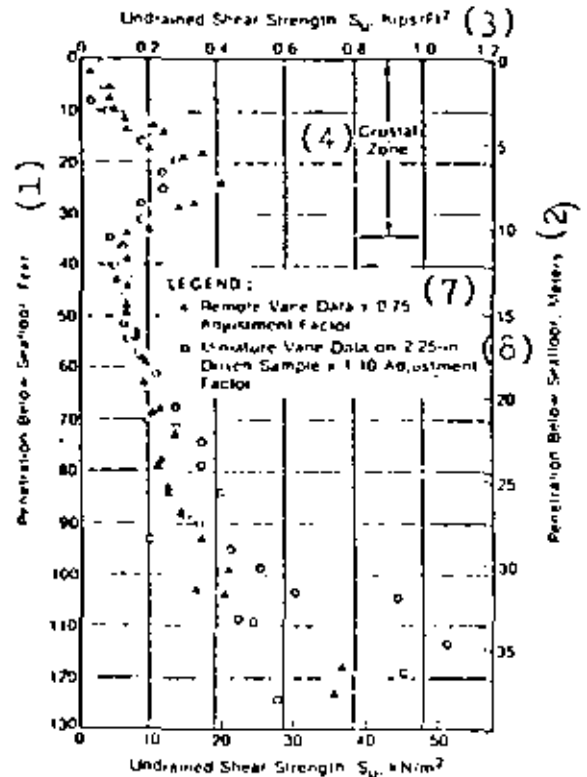
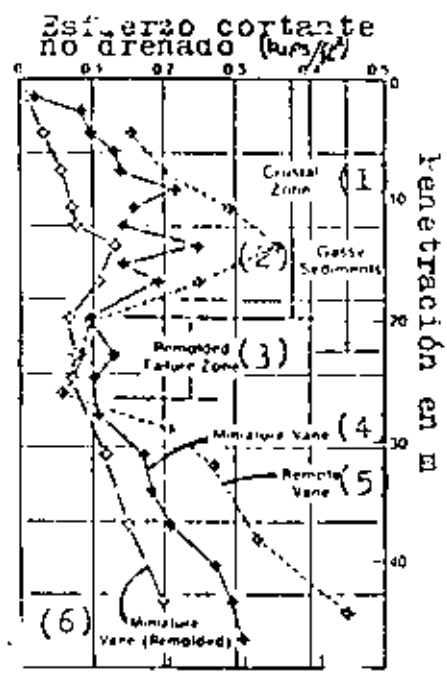


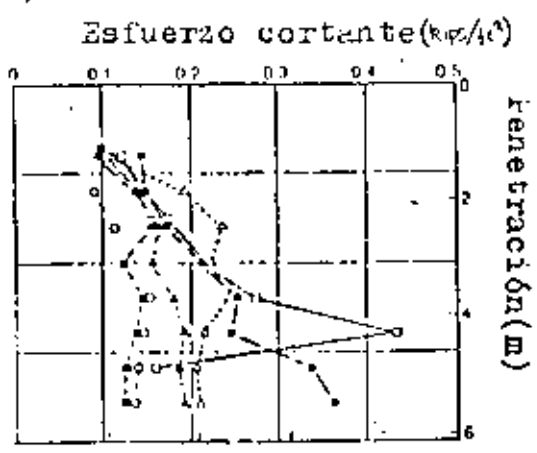
FIGURA 21



Nótese el mejor comportamiento de los datos provenientes de la veleta a control remoto; Ésto permite determinar con mayor exactitud los estratos mostrados, todos ellos con riesgos para usarse como apoyo de una estructura.

- (1) Zona de cortezas
- (2) Sedimentos gaseosos
- (3) Zona de falla con material remoldeado
- (4) Veleta miniatura
- (5) Veleta a control remoto
- (6) Veleta miniatura sobre material remoldeado

FIGURA 22 : Perfil de esfuerzo con zona de cortezas, sedimentos saturados de gas y zona de falla con material remoldeado.



Veleta a control remoto.

FIGURA 23 : Variaciones del esfuerzo cortante resistente sobre una cierta área.

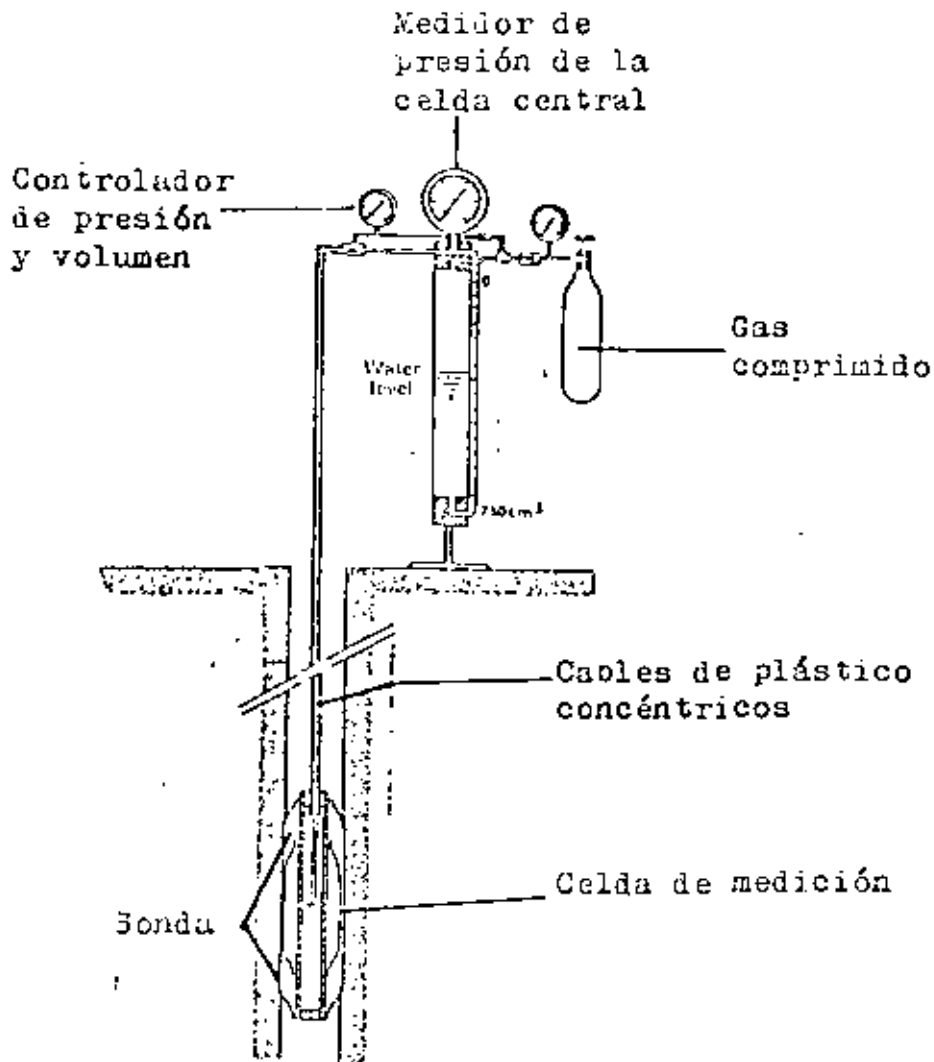


FIGURA 24 : Diagrama funcional del presurímetro de Menard.

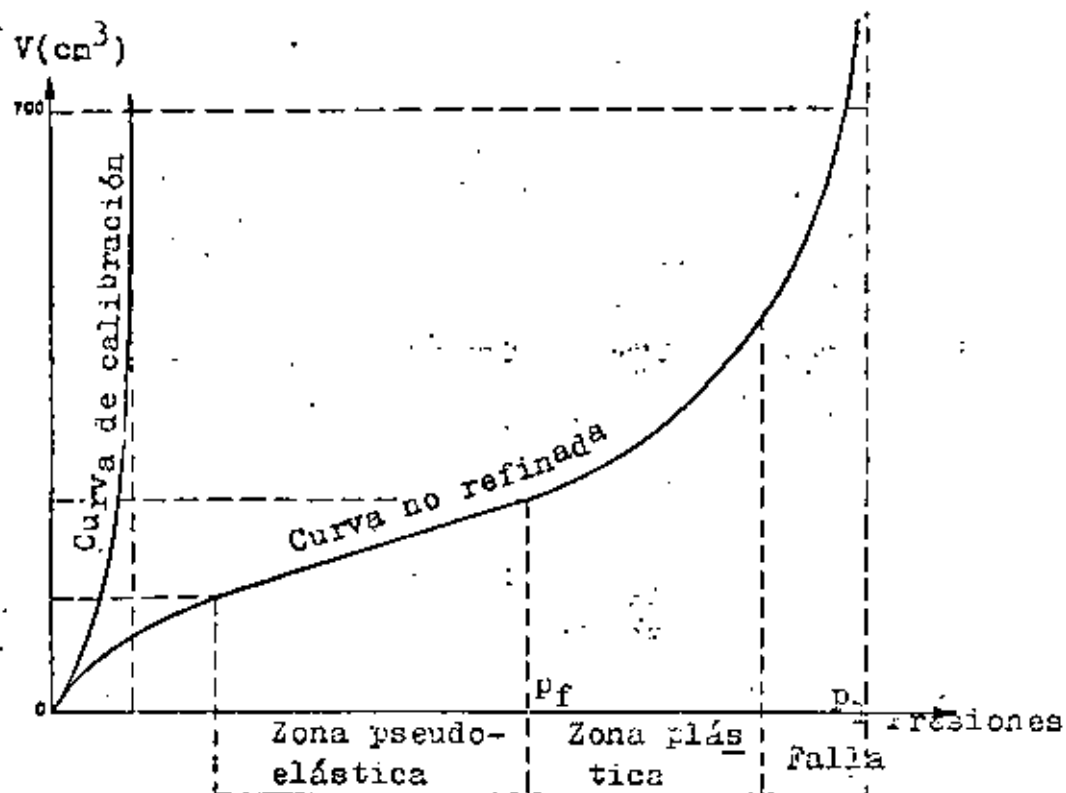


FIGURA 25 : Diagrama típico de un presurímetro.

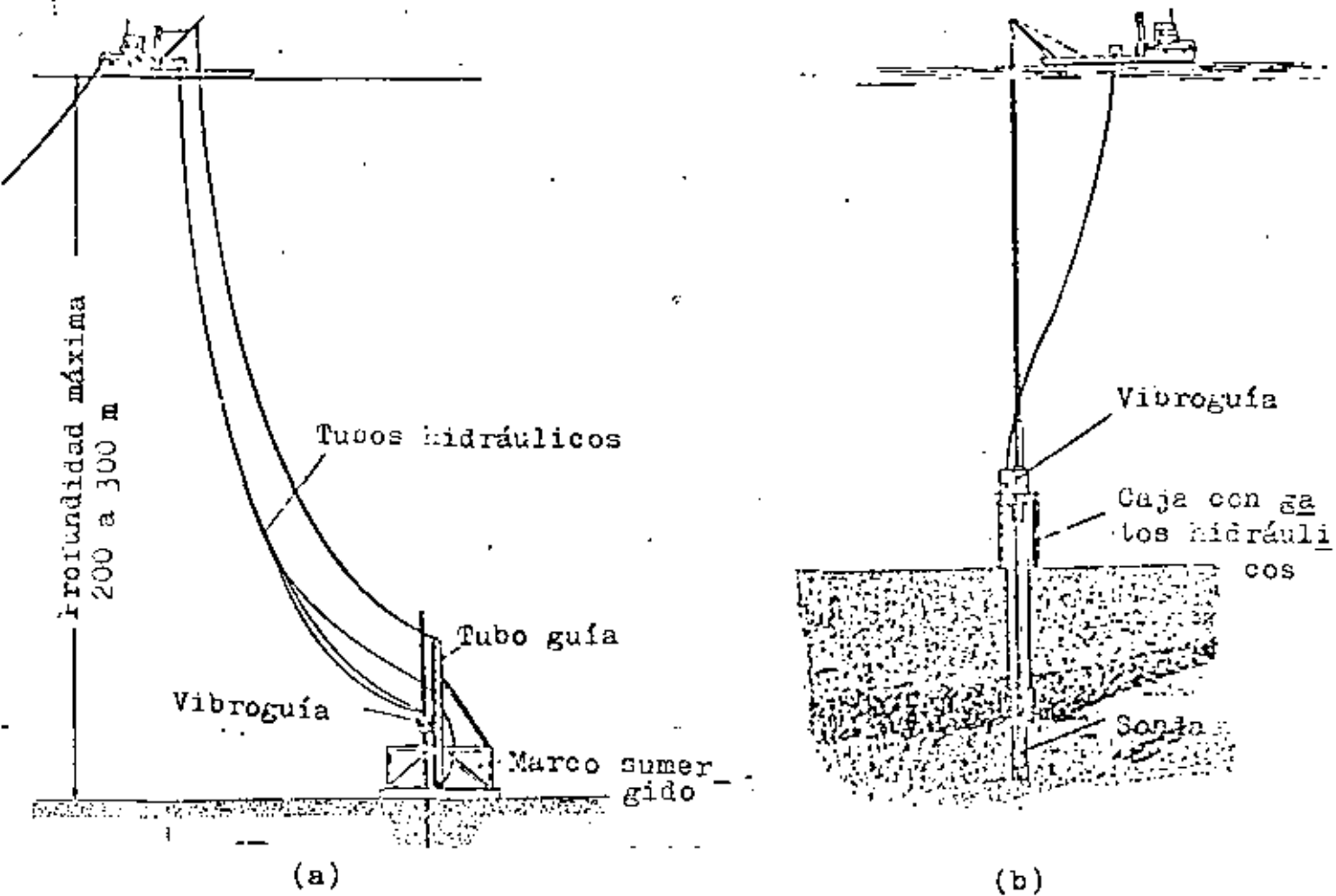


FIGURA 26 : (a) Presurímetro implementado sobre un marco lastrado.
 (b) Aplicación del presurímetro utilizando una vibroguía.

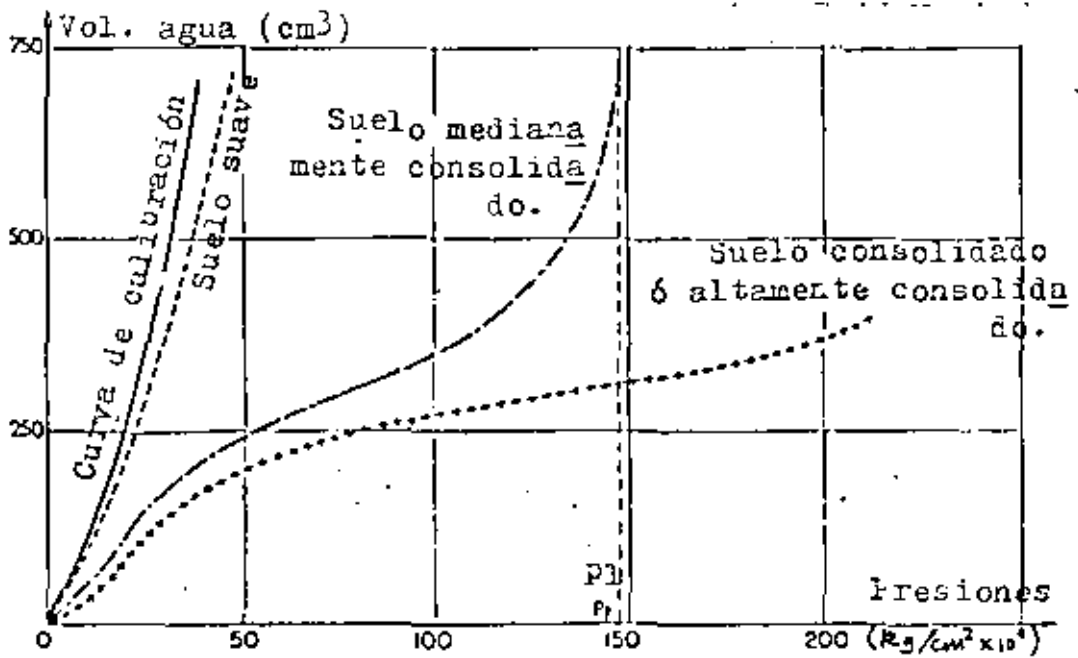
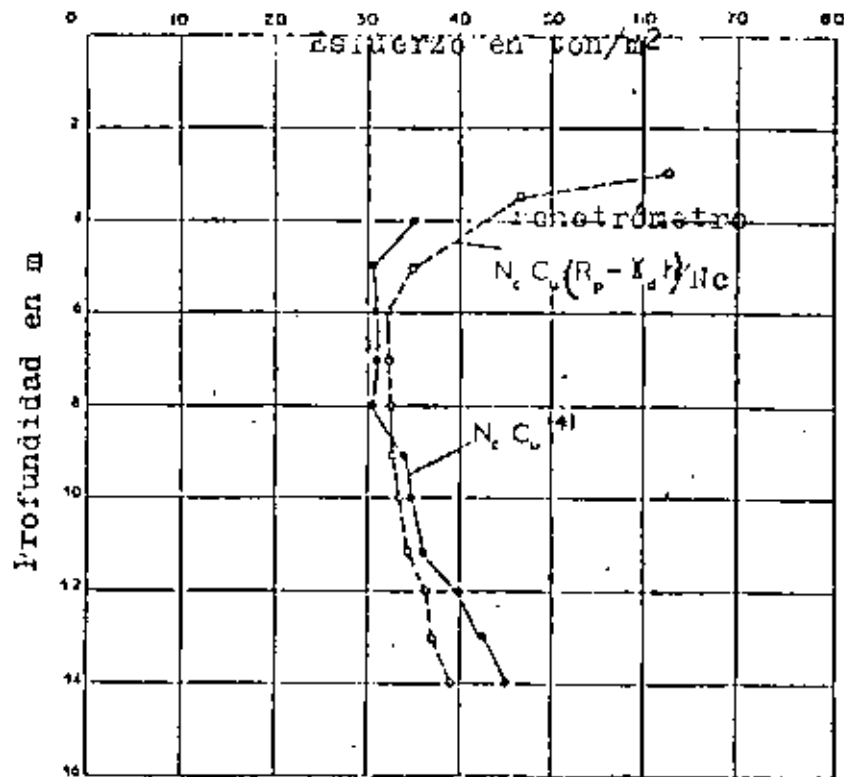


FIGURA 27 : Diferentes tipos de diagramas de presurímetro dependiendo del grado de consolidación del suelo.



$$N_c C_u (*) \left\{ \begin{array}{l} 9 \text{ Cu} = \text{Veleta del NGI} \\ 5.9 \text{ Cu} = \text{Prueba de compresión no confinada} \\ 4.1 \text{ Cu} = \text{Resómetro} \end{array} \right.$$

FIGURA 28 : Comparación del esfuerzo cortante medido con varios instrumentos.

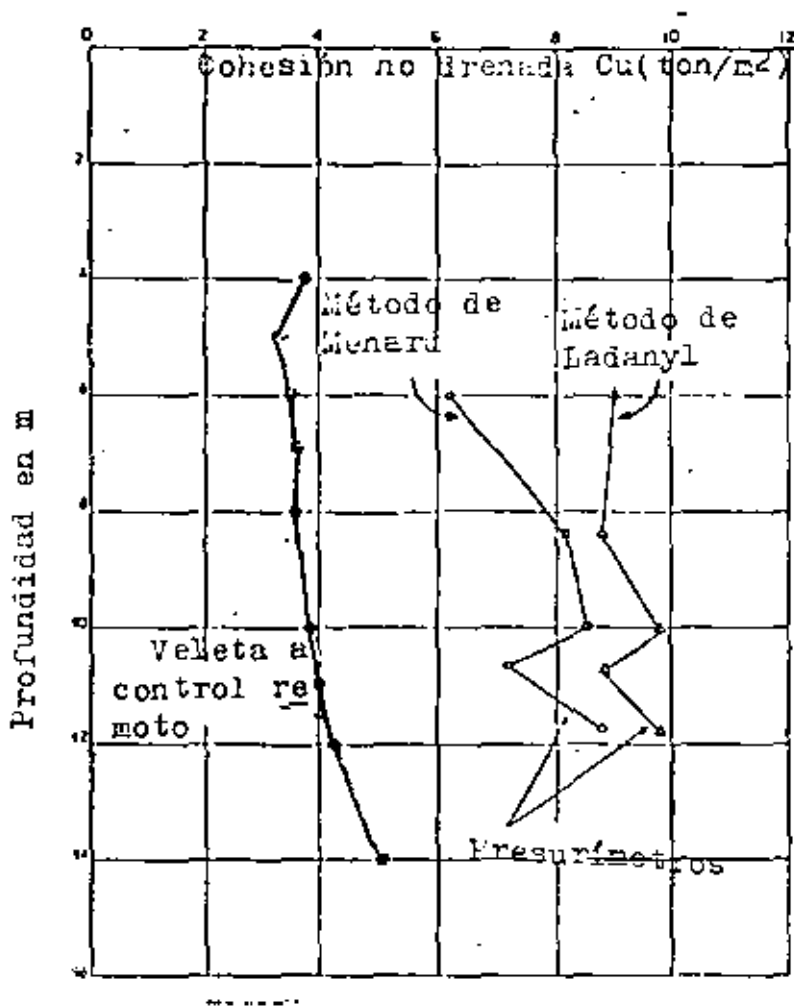


FIGURA 29 : Comparación de valores de cohesión medidos con presurímetro (2 métodos) y con veleta a control remoto.

PROGRAMA DEL TEMA "ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE PLATAFORMAS MARINAS" QUE SE IMPARTIRÁ POR JORGE LOPEZ RIOS DURANTE LOS DIAS 12 Y 13 DE NOVIEMBRE DE 1982. EN MORELIA MICH.

SESIONES DE 1:20 HRS.	T E M A	
1	Descripción general de la filosofía y enfoque del análisis y diseño de plataformas marinas metálicas fijas	
2	Soliciteciones	Ambientales del mar y de sismo
		De operación y gravitacionales
3	Análisis de plataformas mediante el método de las rigideces y la simulación de paso de oleaje.	
4	Estrategia numérica para resolver el problema de muchos grados de libertad y diseño de juntas.	
5	Aproximación no-lineal del comportamiento del suelo para el análisis de pilotes	
6	Análisis dinámico de plataformas marinas metálicas fijas	
7	Análisis sísmico-dinámico de plataformas marinas metálicas fijas	
8	Análisis de diseño último de plataformas marinas metálicas fijas	

BASIS Y PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS Y DISEÑO PARA PLATAFORMAS
FIJAS DE EXPLOTACION MARINA DE PETROLEO Y GAS NATURAL EN EL-
GOLFO DE MEXICO

Jorge Vasquez del Mercado
Jorge López Ríos
Marcial Soto Miranda

Subdirección de Ingeniería de Proyecto del Instituto Mexicano
del Petróleo

3

BASES Y PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS Y DISEÑO PARA PLATAFORMAS
FIJAS DE EXPLOTACION MARINA DE PETROLEO Y GAS NATURAL EN EL
GOLFO DE MEXICO.

Jorge Vasquez del Mercado
Jorge López Rios
Marcial Soto Miranda

INTRODUCCION.-

El incremento en la demanda mundial del Petróleo y sus derivados, durante los últimos 40 años, ha ocasionado que el hombre haya buscado la forma de desarrollar adecuadamente técnicas y procedimientos que le permitan el acceso a las zonas cuya potenciabilidad productiva es muy grande y cuya localización no esta en tierra firme. Los volúmenes de Petróleo y gas natural que pueden ser extraídos de los yacimientos bajo el fondo del mar constituyen grandes reservas, razón que por si sola explica el gran desarrollo de las técnicas y medios de exploración y explotación marina.

Uno de los medios para perforar y explotar dichos yacimientos petrolíferos lo constituyen las estructuras para plataformas marinas. Las primeras perforaciones bajo el agua tuvieron lugar en California, E.U.A., aproximadamente en el año de 1900 en una zona cercana a la playa, logrando el acceso por medio de muelles.

La primera plataforma lejana a las Playas del Golfo de México, se construyó al oeste de Cameron Parish L.A.

E.U.A., en el año de 1938. La Segunda Guerra Mundial vino a entorpecer el desarrollo de esta industria y no fué sino hasta el año de 1947 cuando se construyó la primera plataforma en aguas abiertas del Golfo de México y se localizó en Vermilion E.U.A.

Esta plataforma marca el inicio del uso de miembros tubulares para las columnas de soporte de la plataforma, su instalación se hizo con una barcaza de 75 Ton., y el tirante de agua era de 6.0 m.

Al analizar cuál ha sido el comportamiento de las estructuras de soporte para las plataformas, nos encontramos que se han registrado fallas de las estructuras debido a colisiones o a huracanes, claro está que no se diseñará una plataforma para que permanezca en pie después de un impacto con un barco que se desplaza a su máxima velocidad, sino que su capacidad de resistencia, se fijará para soportar durante su vida útil las solicitaciones ocasionadas por la condición de tormenta más desfavorable cuya probabilidad de ocurrencia esté referida a la vida útil de la misma. De los registros que existen desde que la primera plataforma fué construída en el Golfo de México, un número de 22 de ellas han llegado al colapso total y otras 12 han sido dañadas seriamente por los huracanes.

El buen funcionamiento de una plataforma de perio-

ración marina depende de su integridad estructural, razón por la cual al iniciar el diseño de una plataforma, es necesario establecer en forma simultánea los requisitos operacionales y los criterios de Análisis y Diseño. El método de construcción debe ser práctico y el costo razonable para obtener una recuperación satisfactoria de la inversión.

El análisis y diseño estará condicionado a:

A) Tipo de plataforma, funcionamiento y ubicación

B) Cargas de operación

- 1.- Perforación
- 2.- Producción
- 3.- Almacenamiento
- 4.- Sistemas auxiliares

C) Cargas del medio ambiente

- 1.- Oleaje y corrientes
- 2.- Viento
- 3.- Sismo

D) Cargas de fabricación

- 1.- Ensamble
- 2.- Colocación en la embarcación de transporte

E) Cargas de instalación

- 1.- Transporte de la plataforma
- 2.- Instalación por levante
- 3.- Instalación por botadura
- 4.- Flotación, estabilidad y rotación
- 5.- Instalación de cubiertas y pilotes

F) Combinación de cargas

G) Diseño.- Una vez conocidos todos los elementos mecánicos ...

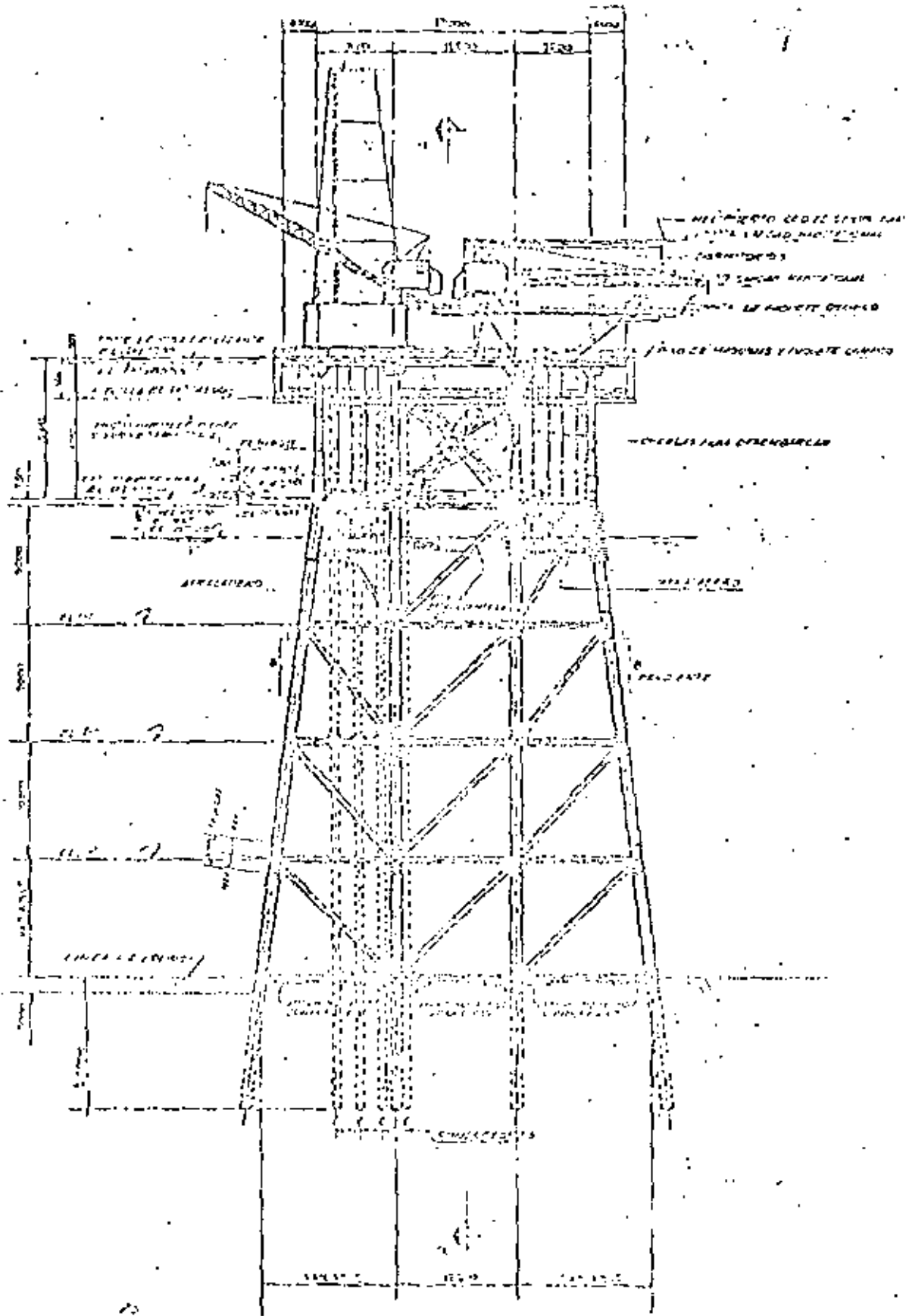
que obran sobre la estructura, el siguiente paso consiste en diseñar los miembros, es decir, determinar la escuadría necesaria en la sección para resistir los esfuerzos máximos a -- que se encuentre sujeto el miembro como resultado de las distintas combinaciones de carga, pasando enseguida al diseño y detalle de las conexiones de los mismos.

DESCRIPCION DE LA PLATAFORMA

Las plataformas fijas de explotación, están constituidas básicamente por una Superestructura y una Subestructura como se muestra en la figura 1.

La Superestructura está compuesta de 2 cubiertas; la cubierta de producción y la cubierta de perforación. La cubierta de perforación esta destinada a contener los equipos de perforación, unidad habitacional y helipuerto, las dimensiones de la cubierta son de 21.65 m. x 35.36 m., la cubierta de producción esta destinada a contener las instalaciones de producción y sus dimensiones son de 13.72 m. x 27.43 m., la estructuración de las cubiertas, están formadas por un sistema de trabes debidamente contraventeadas y soportadas por una redicula de columnas formada por dos líneas de 4 columnas cada una.

El espaciamiento entre columnas en dirección transversal es de 14.0 m., y en dirección longitudinal de 7.80 m.,

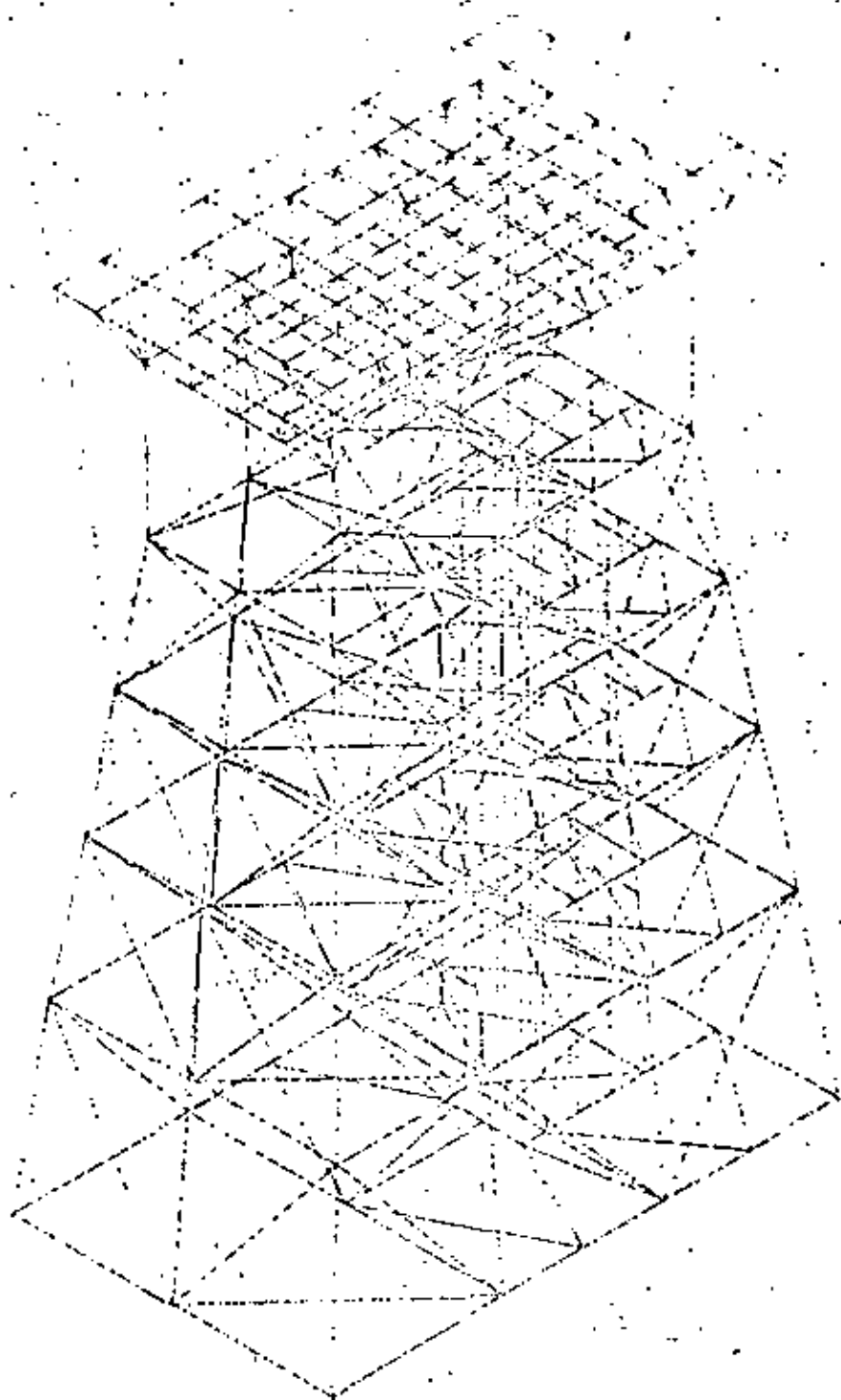


EL CILINDRO DE 1000 LBS

(Fig. 1)

12.0 m. y 7.80m., respectivamente, a una elevación de + 3.0m. N.M.M. punto en el cual se conectan a la Subestructura.

La Subestructura consiste de 8 piernas o columnas principales en un arreglo de dos líneas de 4 columnas cada una con una pendiente 1 a 8, estas columnas reciben en puntos definidos (nudos) elementos secundarios horizontales o inclinados constituyendo una estructura espacial como puede observarse en la fig. (2) y fig. (3). La Subestructura lleva también un sistema de defensas así como dos atracaderos con su sistema de piso y escaleras de comunicación a las cubiertas de perforación y producción que se localizan en los niveles + 14.25 y + 19.40 m.



ISOMETRICO PLATGEFORMA CHACU 40 M

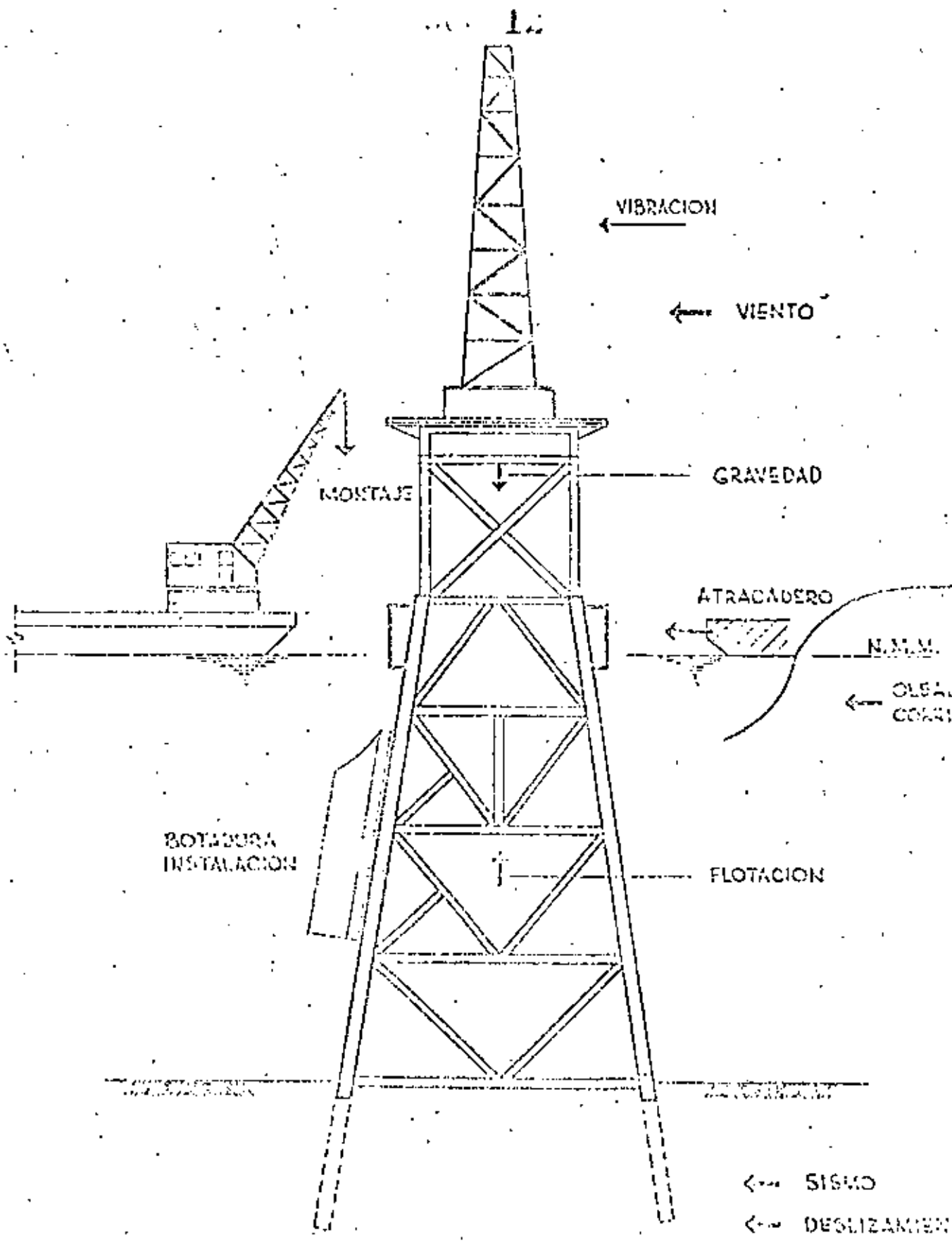
(Fig. 3)

PLATGEFORMA

I.- SOLICITACIONES

Cargas.- (Fig. 4)

- a) Carga muerta.- Como carga muerta se tomará el peso propio de la plataforma, incluyendo pilotes superestructura subestructura, contraventeos, tuberías de conducción, sistema de piso, anodos, atiesadores, etc.
- b) Flotación.- La flotación se evaluará sobre la base del desplazamiento de la plataforma con respecto al nivel medio del mar, con la deducción de la parte sumergida de la estructura.
- c) Equipo de perforación.- Se tomará el peso del equipo de perforación colocado en la plataforma incluyendo la torre de perforación, aparejo de maniobras, bombas de lodos, tanques de lodo y almacenamiento, etc.
- d) Equipo de producción.- Se tomará el peso del equipo de producción que incluye, separadores, compresores, distribuidores de producción, etc.
- e) Cargas en etapa de perforación.- Serán variables según la etapa de perforación, tales como: lodo, agua, combustible, etc.
- f) Cargas en etapa de producción.- Serán variables según la-



CARGAS EN PLATAFORMA

(Fig. 4)

etapa de producción tales como: fluido en el separador, almacenamiento en los tanques.

g) Carga de perforación.- Consiste en la combinación apropiada de la carga del aparejo en esquina, hacia atrás o carga de la rotatoria.

h) Cargas dinámicas.- Todas aquellas cargas que actúan en adición al peso de los equipos y que se tomarán en cuenta por las siguientes consideraciones.

1) Amplificación dinámica de las cargas cíclicas que excitan a la plataforma o algún componente de la misma a ó cerca de su frecuencia natural.

2) Impacto, producido por la aplicación de cargas en forma repentina o súbita.

i) Cargas del medio ambiente.- Son todas aquellas cargas que el medio ambiente impone a la plataforma. La severidad y las combinaciones de cargas del medio ambiente, utilizadas en el diseño, deben ser concordantes con la probabilidad de ocurrencia.

Las cargas consideradas son:

1) Oleaje

2) Corrientes

3) Viento

4) Sismo

La ocurrencia simultánea de éstos fenómenos puede definirse mediante una superposición adecuada de los párrafos 1 a 3, cuando se aplique el sismo se hará en lugar del oleaje.

Deberá considerarse que la dirección de las cargas del medio ambiente, puede ser cualquiera, a menos que una condición específica señale una opción más razonable.

Al colocar una plataforma marina en el Océano, obstruyendo la trayectoria de las olas, se generará en ella una fuerza que tiene su origen en la interferencia que presenta la estructura al movimiento de las partículas. Para desviar de su trayectoria a las partículas de agua, la estructura ejerce una fuerza, sobre ellas, de acuerdo con la Ley de Newton una fuerza igual y de sentido contrario será ejercida por el fluido sobre la estructura.

Para calcular las fuerzas producidas por el oleaje será necesario predecir el movimiento de las partículas del agua. Este a su vez será determinado por la configuración de la superficie del agua o el perfil de la ola, la determinación del perfil de la ola es un problema complicado.

Una vez que el perfil de la ola y el movimiento de la partícula se conocen las fuerzas de oleaje podrán ser expresadas en términos de conceptos de mecánica de fluidos.

La práctica actual no permite calcular la Cinemática de la partícula de agua con una buena aproximación como debería

ser, el movimiento de la partícula de agua no se determina en tres dimensiones para un mar picado, sino que la práctica se basa al viaje de una ola en el espacio de dos dimensiones y en una dirección particular.

Como es de suponerse, las corrientes causan distorsiones significativas en el movimiento de las partículas de agua, por consiguiente su evaluación fiel, será importante en la determinación de su efecto sobre las fuerzas de oleaje.

Una vez que el movimiento de la partícula se ha determinado, se utiliza una expresión empírica que contienen coeficientes de ajuste para determinar o estimar el trabajo de las fuerzas de oleaje. No obstante que ésta estimación está basada en numerosas suposiciones los resultados parecen admisibles ya que numerosas estructuras han sido diseñadas y son relativamente pocas las que han fallado, indicando esto que para propósitos Ingenieriles existen procedimientos que reducan en la obtención de fuerzas de oleaje conservadoras que son aceptables ante el valor económico de una falla.

En la determinación de las fuerzas de oleaje de una estructura, esta se idealiza para dos casos; en el primero de ellos la estructura o sus miembros individuales son muy pequeños en comparación con la longitud de la ola ($L > 60$), lo cual constituye el caso típico de una estructura en marco fija, como las construidas en el Golfo de México; en el segundo caso se

consideran objetos cuyas dimensiones son cercanas a la longitud de la ola ($L < 5D$) tales como las plataformas de concreto, por gravedad instaladas en el Mar del Norte.

Para el primer caso se considera que la estructura es razonablemente transparente las olas y esta no afecta de una manera apreciable el perfil de la ola o la cinemática de la partícula de agua. Las fuerzas de oleaje son calculadas normalmente en términos de la cinemática de la partícula de agua que existe en la ausencia de la estructura y que constituye un procedimiento general para valuar la fuerza hidrodinámica de arrastre que es de gran importancia en este caso. La fuerza de arrastre es el resultado de la formación de una turbulencia en la cercanía del tubo en el lado de incidencia del miembro, adicional a la fuerza de arrastre se tiene la fuerza de inercia que es generada por la aceleración de las partículas del fluido alrededor del miembro. Las fuerzas de inercia y arrastre se sumarán para obtener la fuerza total, esta fuerza está dada por la ecuación de Morison.

$$F = F_D + F_I = C_D \frac{W}{2g} DU|U| + C_M \frac{W \pi}{9.4} D^2 \frac{dU}{dt} \quad (1)$$

F = Fuerza por unidad de longitud actuando perpendicularmente en el miembro Kg/m.

F_D = Fuerza de arrastre por unidad de longitud Kg/m.

F_I = Fuerza de inercia por unidad de longitud Kg/m.

C_D = Coeficiente de arrastre

W = Peso específico del agua Kg/m^3 .

g = Aceleración de la gravedad m/seg^2 .

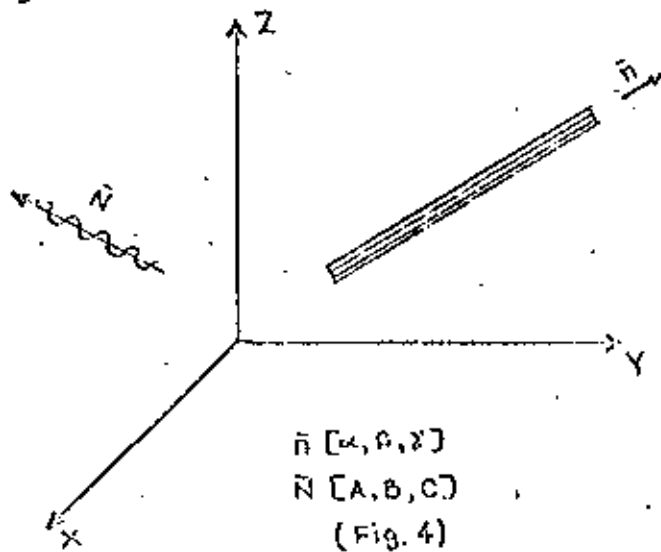
D = Diámetro del cilindro en m.

U = Velocidad horizontal de la partícula de agua m/seg .

C_M = Coeficiente de masa

$\frac{dU}{dt}$ = Aceleración horizontal de la partícula de Agua m/seg^2 .

Dado que el miembro estructural puede guardar cualquier posición relativa a la dirección del oleaje, será necesario determinar las componentes normales y tangenciales, referidos al sistema general X,Y,Z, el procedimiento utilizado es el siguiente:



Consideremos un miembro cuya dirección es representada por el vector \vec{n} ; sea \vec{N} el vector que define la dirección del oleaje.

La magnitud del vector tangente será:

$$\vec{n} \cdot \vec{N}$$

y el vector tangente

$$(\vec{n} \cdot \vec{N}) \vec{n} \quad (2)$$

el vector normal

$$\vec{N} = (\vec{n} \cdot \vec{N}) \vec{n} \quad (3)$$

Desarrollando

$$(\vec{n} \cdot \vec{N}) \vec{n} = (\alpha A, \beta B, \gamma C) (\alpha i, \beta j, \gamma k)$$

$$\text{Vector tangente} = \begin{bmatrix} \alpha^2 A & \beta B \alpha & \gamma C \alpha \\ \alpha A \beta & \beta^2 B & \gamma C \beta \\ \alpha A \gamma & \beta B \gamma & \gamma^2 C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha^2 & \beta \alpha & \gamma \alpha \\ \alpha \beta & \beta^2 & \gamma \beta \\ \alpha \gamma & \beta \gamma & \gamma^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \end{bmatrix}$$

$$\vec{N} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} J \\ \\ \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \end{bmatrix}$$

$$\text{Vector normal} = \begin{bmatrix} 1 - \alpha^2 & -\beta \alpha & -\gamma \alpha \\ -\alpha \beta & 1 - \beta^2 & -\gamma \beta \\ -\alpha \gamma & -\beta \gamma & 1 - \gamma^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T \\ \\ \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \end{bmatrix}$$

Para determinar la velocidad y aceleración de las partículas de agua que son función de la altura y el período de la ola, de la profundidad y de la altura sobre el fondo y del tiempo, se utilizará alguna de las teorías existentes.

19

TEORIAS DE OLEAJE

TEORIA	TIPO	OLAS IRREGU LARES	APLICACION
1.- Lineal/Airy amplitudes pequeñas	Analítica	NO/SI	Olas aleatorias
2.- Stokes	Analítica, armónica	NO	Aguas profundas d > 60m.
3.- Chappelcar J	Numérica, armónica	NO	Aguas profundas Aguas someras
4.- Dean B	Numérica, armónica	NO	Aguas profundas Aguas someras
5.- T.E.V.P.	Numérica, armónica	SI	Aguas profundas Aguas someras
6.- Ola solitaria	Analítica	NO	Aguas profundas Aguas someras

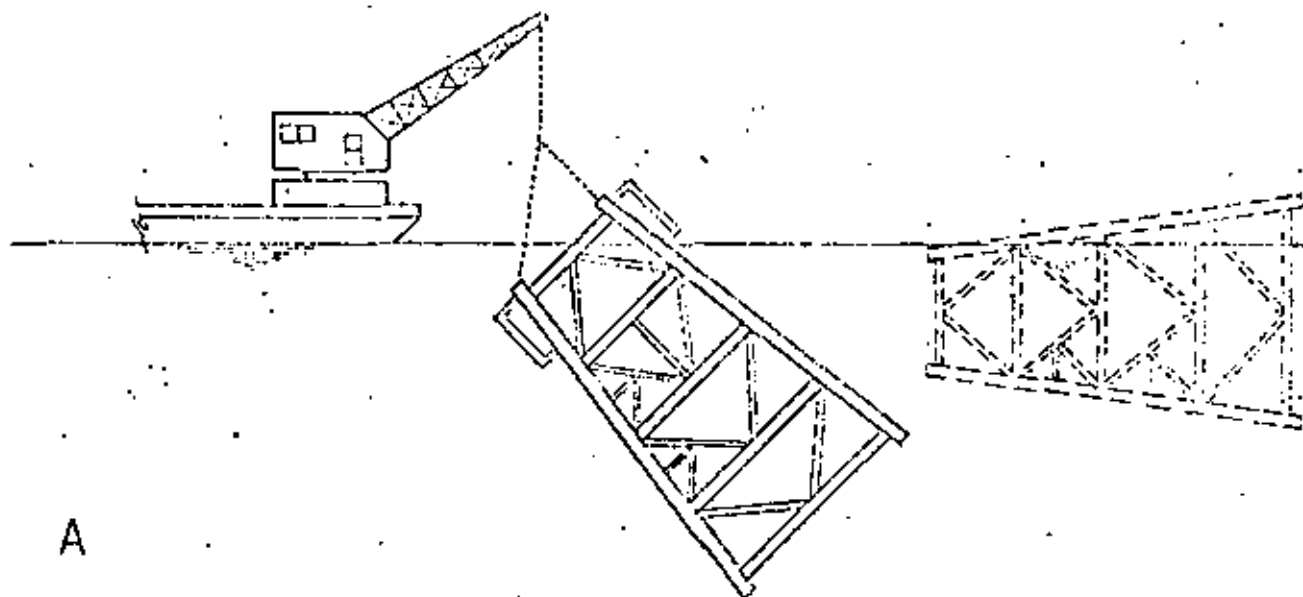
La velocidad del fluido \vec{u} es la resultante de las componentes ortogonales u, v y de w

$$\vec{u} = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{Bmatrix}$$

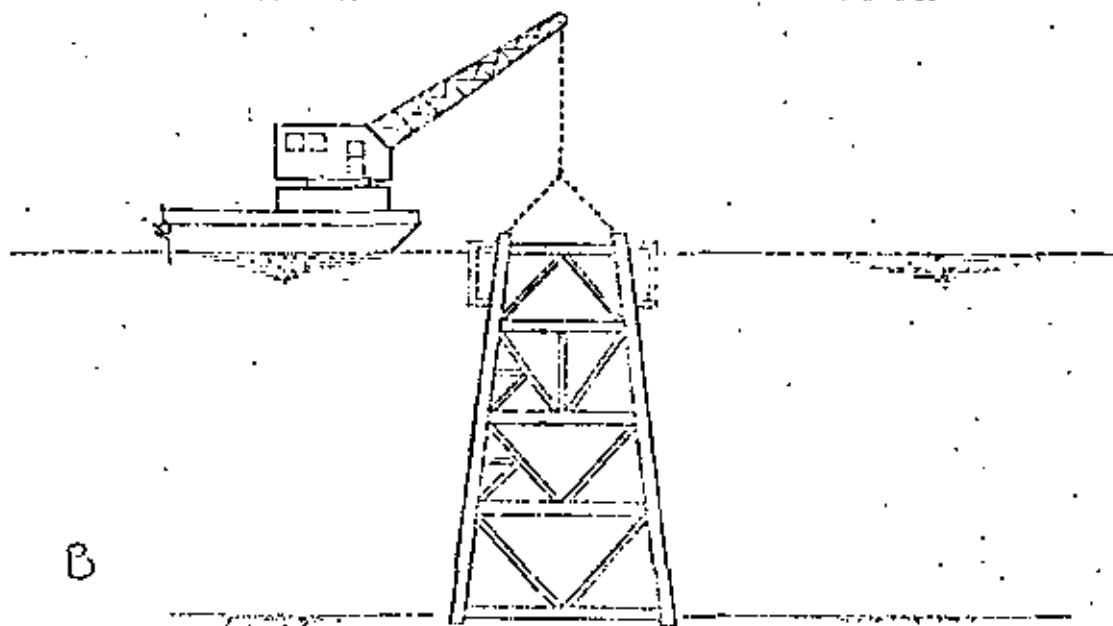
$$\begin{Bmatrix} \vec{u} \end{Bmatrix} = [T] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (4)$$

Las componentes de la fuerza con respecto al sistema general.

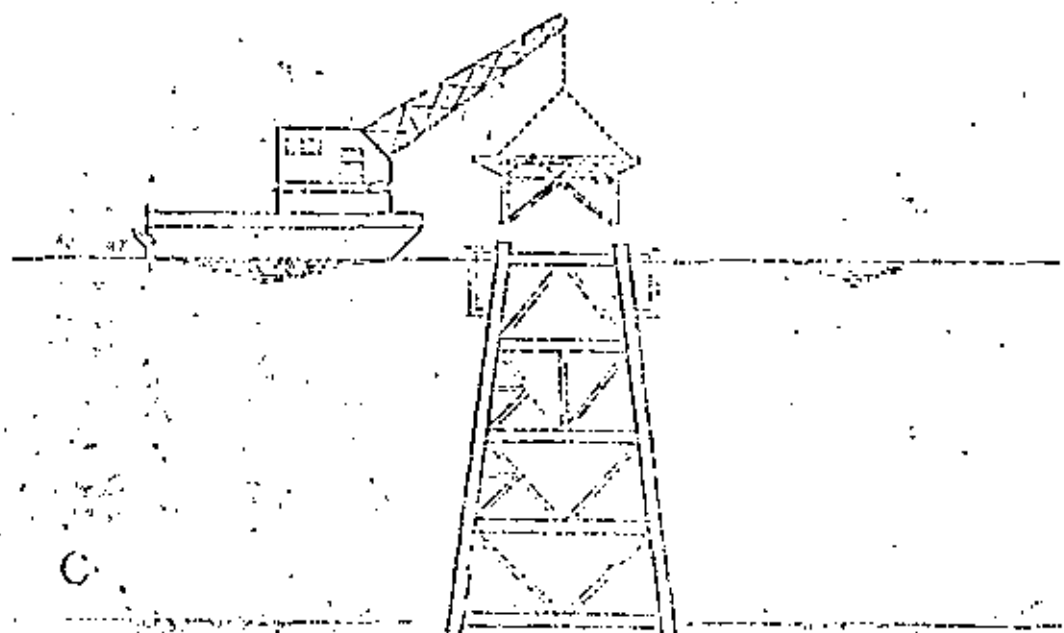
$$\begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{Bmatrix} = C_D \frac{\rho}{2} D |U| \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{Bmatrix} + C_M \frac{\rho H}{3} \frac{H}{4} D^2 [T] \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{v} \end{Bmatrix} + \frac{\rho}{8} \frac{H D^2}{4} [J] \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{v} \end{Bmatrix}$$



A



B



C

Para valuar las solicitaciones se considera al miembro dividido en cuatro tramos, multiplicando F_x , F_y y F_z por " Δl " (longitud tributaria) se tendrán las fuerzas actuantes en el miembro, valuandose los elementos mecánicos del miembro. La determinación de solicitaciones por viento y corrientes se plantea de manera similar a la descrita anteriormente.

j) Cargas de fabricación, transporte e instalación.- Son -- aquellas cargas que actúan sobre los miembros de la Subestructura durante la fabricación, transporte e instalación como se puede observar en las Figs. (4 y 5) y que pueden dar origen a solicitaciones críticas para determinados -- miembros estructurales.

Una vez evaluadas las diferentes cargas que actúan sobre la plataforma, se lleva a cabo una combinación de ellas -- para formar las diferentes condiciones de carga que se -- para provoquen las condiciones más críticas en cada uno -- de los elementos estructurales de la plataforma y que son las que se muestran en la tabla I.

II.- MODELO DE ANALISIS

a) Estático

Descripción.- Se utiliza un modelo tridimensional, determinístico cuyos miembros concurren a puntos nodales y su comportamiento queda definido por la Teoría de Viga. Las condiciones de apoyo para la evaluación de los elementos mecánicos que actúan sobre la plataforma, se simulan con miembros ficticios en las direcciones en que los pilotes generan dichas restricciones.

Para valorar las deformaciones de la estructura es necesario representar el comportamiento del suelo mediante relaciones "P-S" no lineales de los diferentes estratos, de acuerdo con las bases señaladas por las especificaciones A.P.I R.P.2.A.

b) Dinámico

Descripción.- El modelo considerado, utiliza también elementos de viga tridimensionales acoplados en el espacio; dado que el número de puntos nodales es generalmente superior a 400 en este tipo de estructuras, el considerar los 6 grados de libertad por nudo daría un total de 2400, razón por la cual es necesario reducir con alguna hipótesis congruente el número de grados de libertad.

Debido a que el sistema de contraventeo en los niveles horizontales es muy denso, podrá suponerse que los grados de li

bertad de los nudos que forman cada nivel se condensan a tres, esto quiere decir que se está suponiendo un movimiento de cuerpo rígido. Como el análisis dinámico del conjunto estructura suelo es lineal, es necesario representar el comportamiento del suelo por un modelo lineal-energéticamente equivalente al modelo "P-S" real.

c) Programa de computadora

Descripción.- Se elaboró un programa de computadora "OLAS" para encontrar las fuerzas que el oleaje induce en los miembros de la plataforma con diferentes Teorías de oleaje Airy, Stokes de 5ª orden, etc. Con este programa se puede simular el recorrido de la ola, según se desee en fracciones del período de la misma y puede, además, hacerse incidir este oleaje en la dirección que el analista prefiera; hubo necesidad de desarrollar este programa con la versatilidad mencionada, ya que a priori no se conoce en cada miembro la dirección y el instante en que el oleaje es más desfavorable.

Para obtener esta información es necesario definirle al programa el tipo de ola crítica, o que se supone crítica, con que va a analizarse la plataforma.

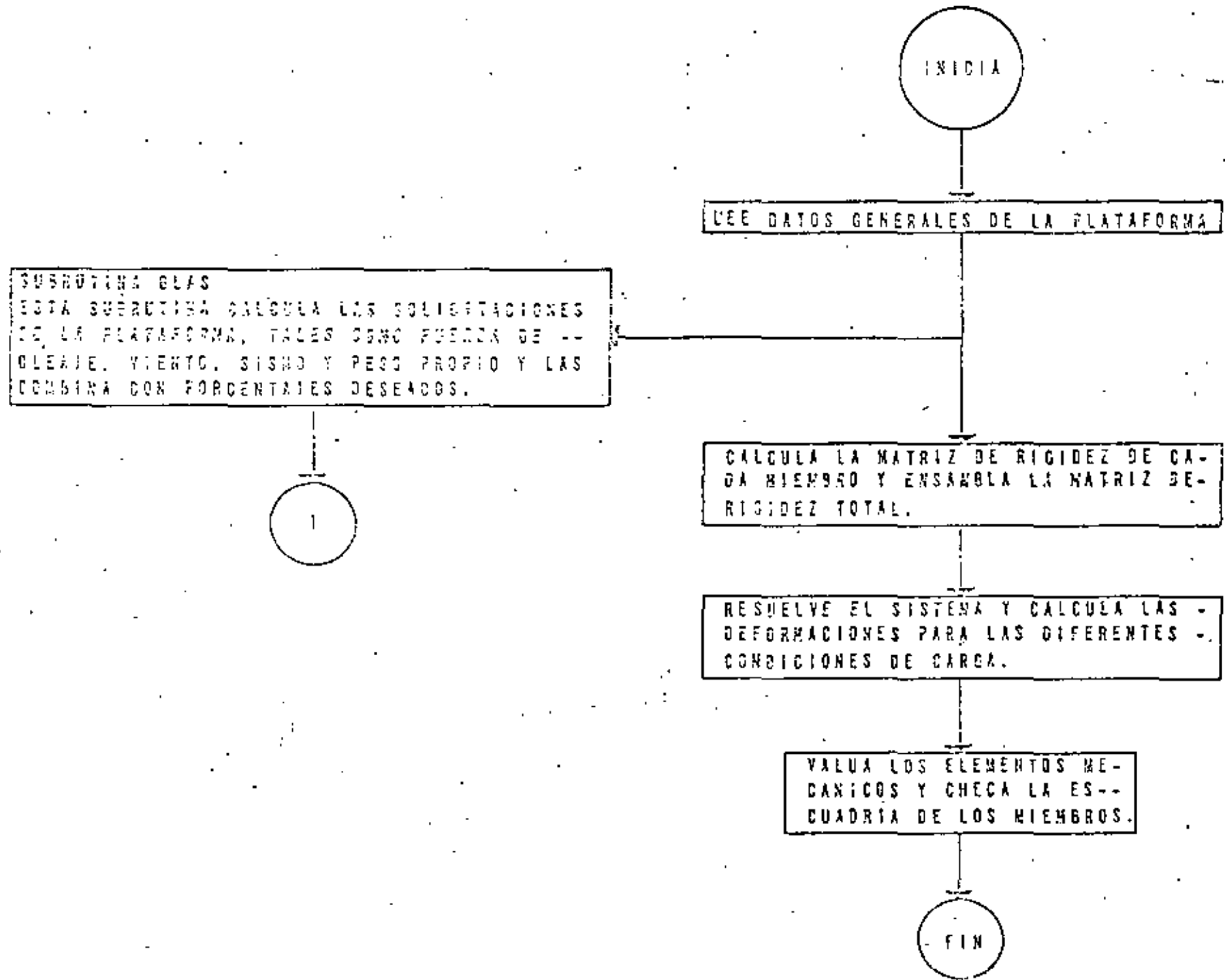
Para definir las fuerzas que alimentarán el programa propiamente dicho de análisis, se sigue el procedimiento antes descrito, cada miembro se divide en 4 partes concen-

trando en sus extremos las fuerzas resultantes debidas al oleaje que dependen de la profundidad, de la incidencia del oleaje, de la dirección del tubo y de la posición de la ola.

Con estas fuerzas se calculan las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de empotramiento que son la base del siguiente paso que es el análisis.

El análisis elaborado por el I.M.P., se hace en el espacio tridimensional considerando efecto axial de flexión y torsión.

La subrutina de análisis se logró en varias etapas, en la primera se intentó un programa que únicamente tomaba en cuenta el efecto axial y se procedió encadenando subestructuras hasta transportar los efectos intermedios a los extremos de la plataforma, donde por cierto, hubo que imponer condiciones de frontera muy poco comunes por el apoyo que proporcionan los pilotes a esta clase de estructuras; cuando se intentó extrapolar este mismo método de análisis considerando los efectos de flexión y torsión se generó un problema de capacidad a causa de que se tenía que guardar una cantidad de datos de orden astronómico, por el tiempo consumido en meter y sacar datos de la memoria periférica. Debido a esto, se prefirió implementar un programa optimizado para la solución de estructuras como subrutina, que



INICIA

LEE DATOS GENERALES DE LA PLATAFORMA

SUBROUTINA GLAS
ESTA SUBROUTINA CALCULA LAS SOLICITACIONES DE LA PLATAFORMA, TALES COMO FUERZA DE FLEAJE, VIENTO, SISMO Y PESO PROPIO Y LAS COMBINA CON PORCENTAJES DESEADOS.

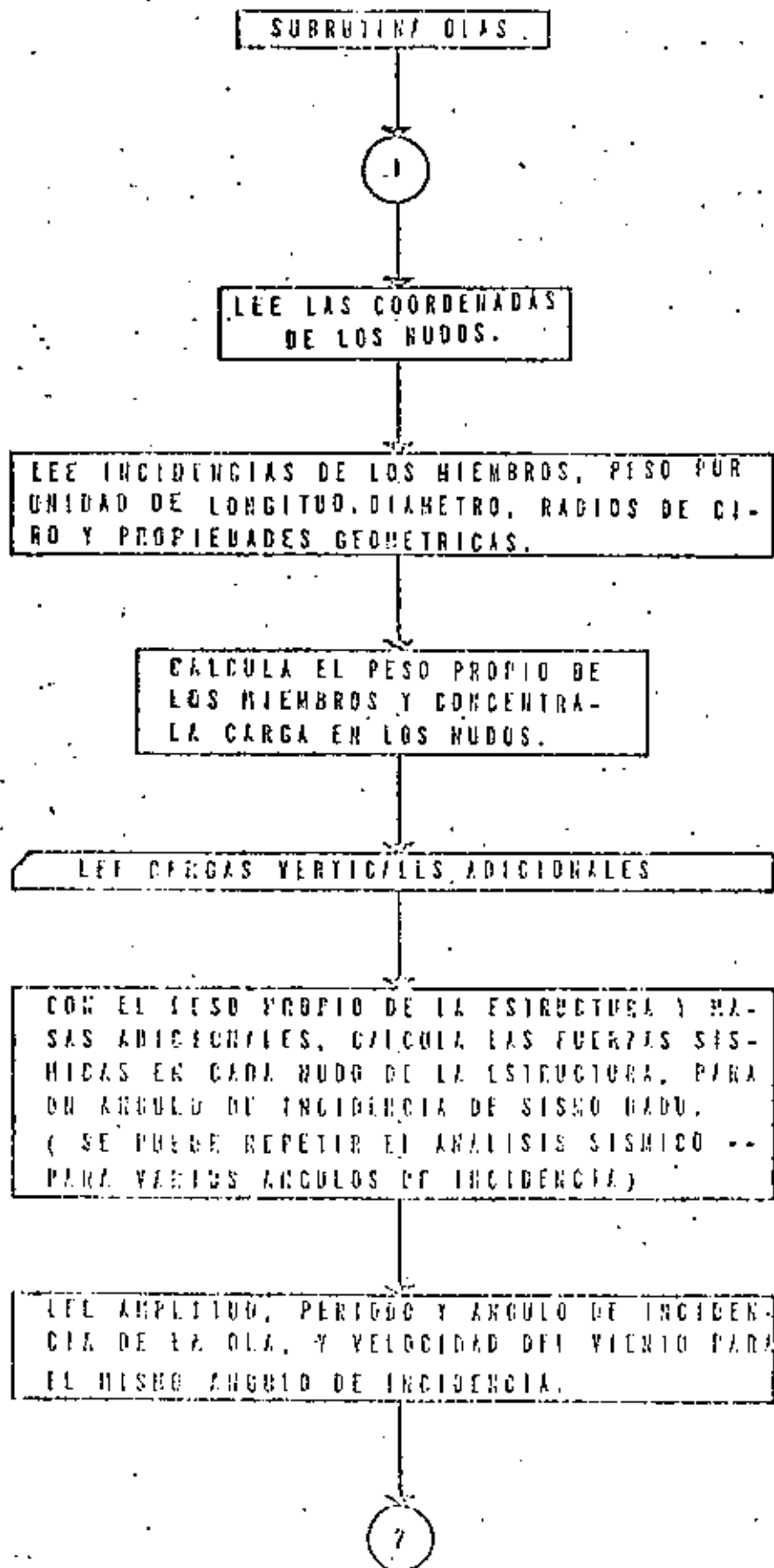
1

CALCULA LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE CADA MIEMBRO Y ENSAMBLA LA MATRIZ DE RIGIDEZ TOTAL.

RESUELVE EL SISTEMA Y CALCULA LAS DEFORMACIONES PARA LAS DIFERENTES CONDICIONES DE CARGA.

VALUA LOS ELEMENTOS MECANICOS Y CHECA LA ESCUADRIA DE LOS MIEMBROS.

FIN



CON EL ANGULO DE INCIDENCIA, SE GIRA LA ESTRUCTURA PARA QUE COINCIDA EL EJE X CON EL ANGULO DE INCIDENCIA DEL VIENTO Y/O OLEAJE.

CALCULA LA VELOCIDAD Y ACELERACION DE LAS PARTICULAS DE AGUA CON LA TEBRIA DE STOKES. CALCULA LAS FUERZAS DE INERCIA Y DE ARRAS-- TRE DEL AGUA APLICADAS SOBRE UN CUARTO DEL AREA PROYECTADA DEL MIEMBRO EN LA DIRECCION DE LA OLA.

CALCULA LAS FUERZAS Y MOMENTOS DE EMPOTRA-- MIENTO EN LOS MIEMBROS DEBIDO A OLEAJE, Y LAS ACUMULA COMO REACCIONES EN LOS NUDOS.

CALCULA LAS FUERZAS DEBIDAS A VIENTO APLI-- CADAS SOBRE UNA CUARTA PARTE DEL AREA PRO-- YECTADA DEL MIEMBRO EN LA DIRECCION DEL VIENTO.
CALCULA LAS FUERZAS Y MOMENTOS DE EMPOTRA-- MIENTO ACUMULANDOLAS COMO REACCION EN LOS NUDOS.
(SE PUEDE REPETIR ESTOS ANALISIS DE CAR -- GAS PARA DIFERENTES AMPLITUDES, PERIODOS Y ANGULOS DE INCIDENCIA DE OLAS Y/O VIENTO)

LEE OTRAS CONDICIONES DE CARGA QUE NO SEAN CALCULADAS POR EL PROGRAMA.

LEE PORCENTAJE DE DIFERENTES CONDICIONES DE CARGA Y LAS COMINA.

TERMINA GENERACION DE DATOS CONTINUA EL ANALISIS.

fué el SAP de Edward Wilson. Este programa tiene la ventaja de no invertir la matriz de rigideces, sino que resuelve el sistema de ecuaciones algebraico para cada condición de carga.

Se elaboró el programa para el análisis sísmico, donde se calculan las fuerzas de sollicitación de este efecto alternativamente, mediante la distribución de aceleraciones, según una línea recta o dinámicamente. Una vez conocidos los efectos para las diferentes sollicitaciones, se realizan una serie de combinaciones basadas en la ocurrencia probable de simultaneidad de los siguientes eventos: Perforación, producción y efectos críticos del medio ambiente (sismo, oleaje, viento, corrientes, temperatura, etc.) como se muestra en la tabla I.

d) Optimización en capacidad y rapidez

En el análisis, de las plataformas marinas, como en la mayoría de los grandes problemas estructurales, el modelo matemático que debe ser resuelto es una serie de ecuaciones simultáneas de la forma.

$$Ax = c$$

donde

A = matriz de coeficientes

x = vector solución

CARGAS

ASIRACION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
	100 %																			
		100 %																		
			100 %																	
				100 %																
					100 %															
						100 %														
							100 %													
								100 %												
									100 %											
										100 %										
											100 %									
												100 %								
													100 %							
														100 %						
															100 %					
																100 %				
																	100 %			
																		100 %		
																			100 %	
																				100 %

c = vector de constantes

Entre los métodos más comunes para la solución de este problema matemático, están los que emplean técnicas de eliminación- utilizando únicamente el semiancho de banda de la matriz.

El ancho de banda está definido como la máxima diferencia entre el elemento de la diagonal principal y el último elemento diferente de cero en un mismo renglón de la matriz.

La capacidad de memoria requerida y la velocidad de solución- del sistema de ecuaciones es función del tamaño y ancho de -- banda de la matriz A. Para una matriz de un tamaño dado (número de grados de libertad), el tiempo requerido para resolver el sistema es directamente proporcional al cuadrado del -- ancho de banda.

Por ejemplo, una reducción del ancho de banda del 50% representa una reducción en el tiempo de solución del 75% y una -- disminución en la memoria del 50%, debido a lo cual, para lograr una optimización en la capacidad y en el tiempo de solución para un problema determinado será necesario buscar una -- forma de reducción del ancho de banda.

En el programa de análisis de las plataformas marinas, se -- utilizó el algoritmo de reducción de ancho de banda de Groene, en el que la idea básica, es mover los renglones y columnas -- de la matriz de rigidez, que forman un máximo de ancho de banda para que estén más cerca uno del otro.

Una breve descripción de los pasos que se siguen son los siguientes.

1. Encontrar el elemento a_{ij} , en la matriz triangular superior, que causa el mayor ancho de banda.
2. Tomar los renglones y columnas i y j y moverlos d renglones y d columnas más cerca uno del otro (donde d es función de $(j,i)/c$ y del número de iteraciones).
3. Si $d=0$ parar, en caso contrario repetir el paso 1

El parámetro c ha sido seleccionado de experiencias con el uso del algoritmo

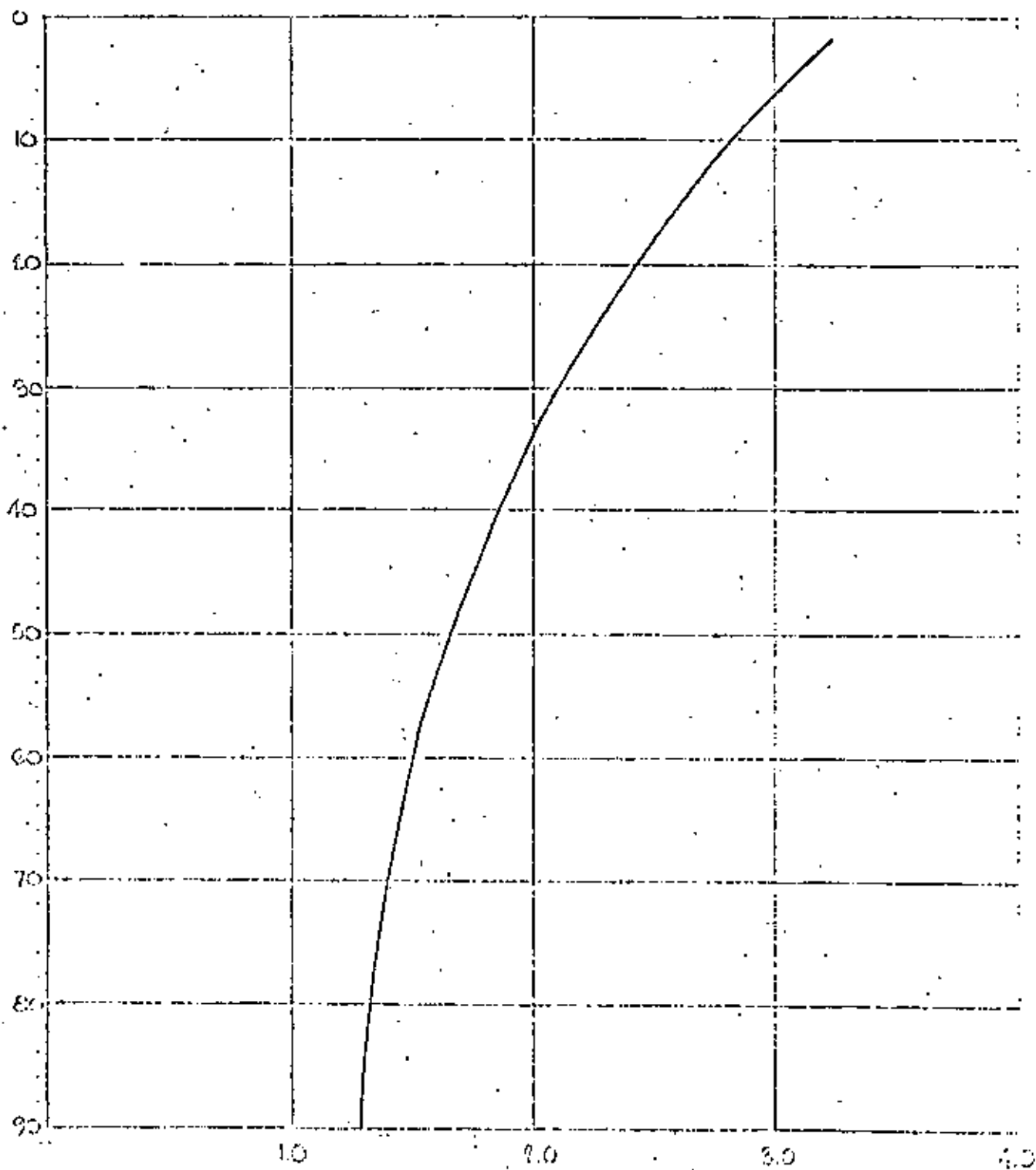
TEORIA DE STOKES 5° ORDEN

H = 17 mts.

T = 16 seg.

PROF. = 90.00 mts.

VELOCIDAD (mts.)



VELOCIDAD (mts.)

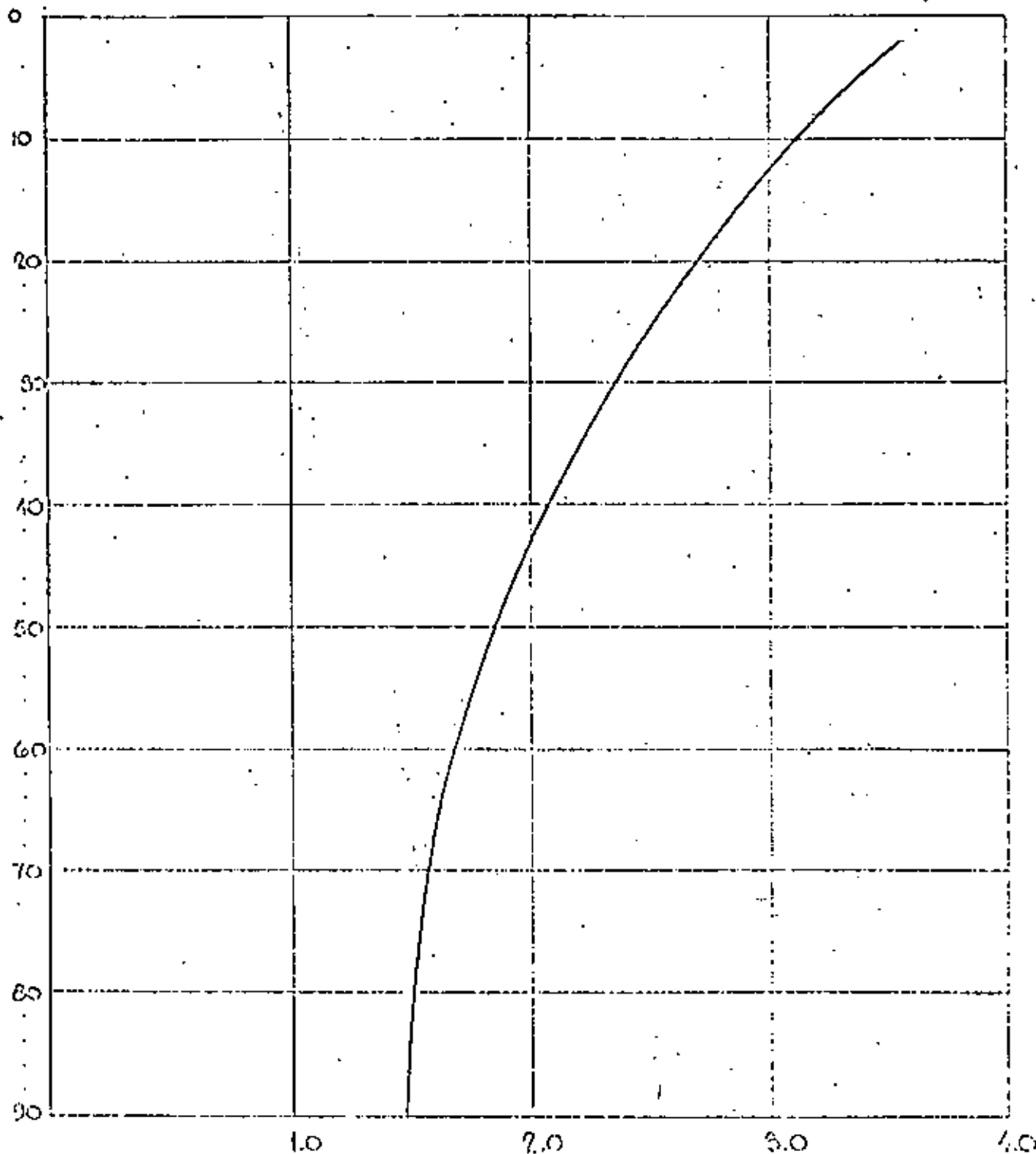
TEORIA LINEAL

H = 17 mts.

T = 16 seg.

PROF. = 90.00 mts.

PROFUNDIDAD (mts.)



VELOCIDAD
(mts/seg.)

TEORIA LINEAL

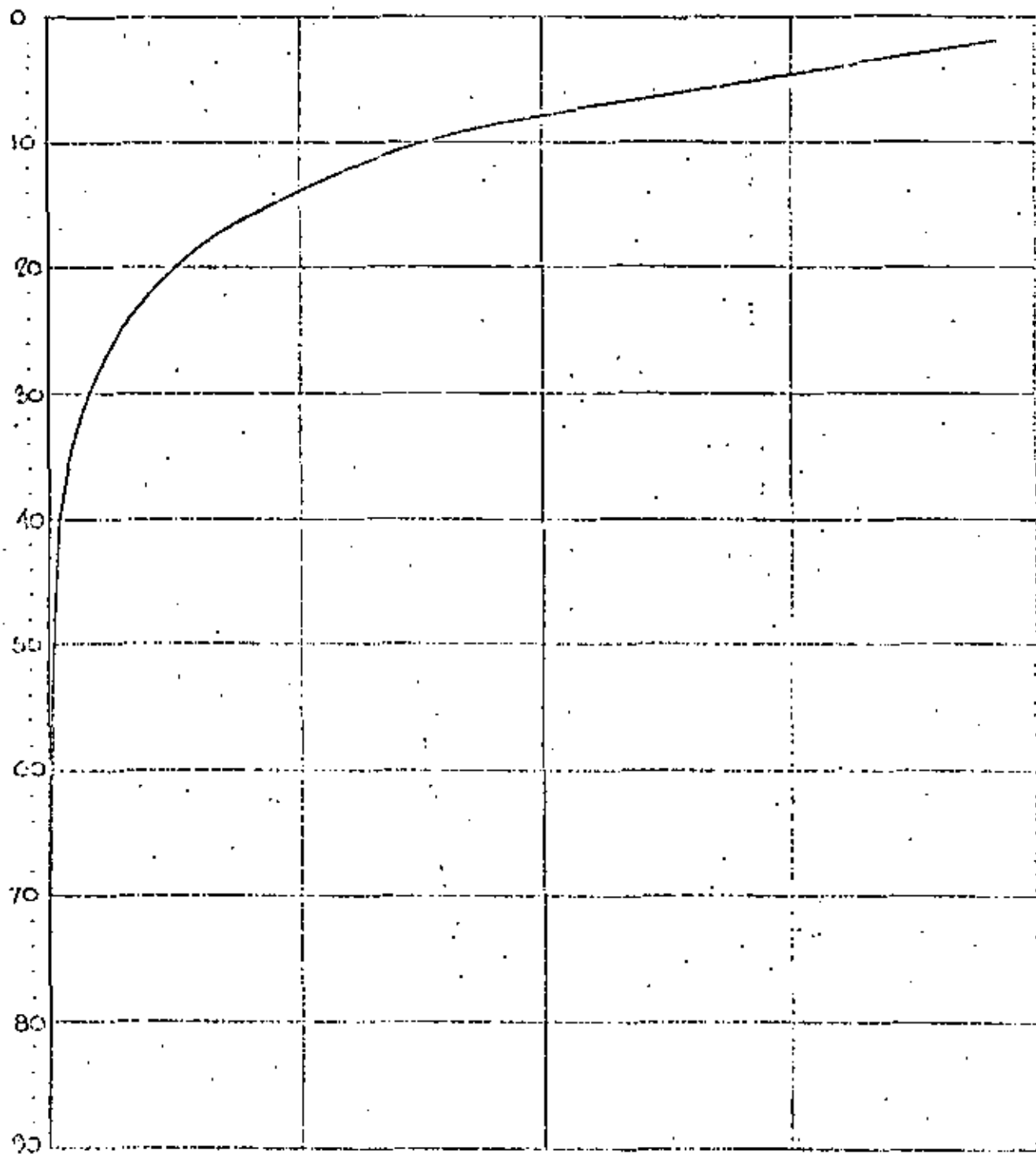
34

H = 4.6 mts.

T = 6 seg.

PROF = 90.00 mts.

ONDULACION (mts.)



0.5

1.0

1.5

2.0

VELOCIDAD (m/s)

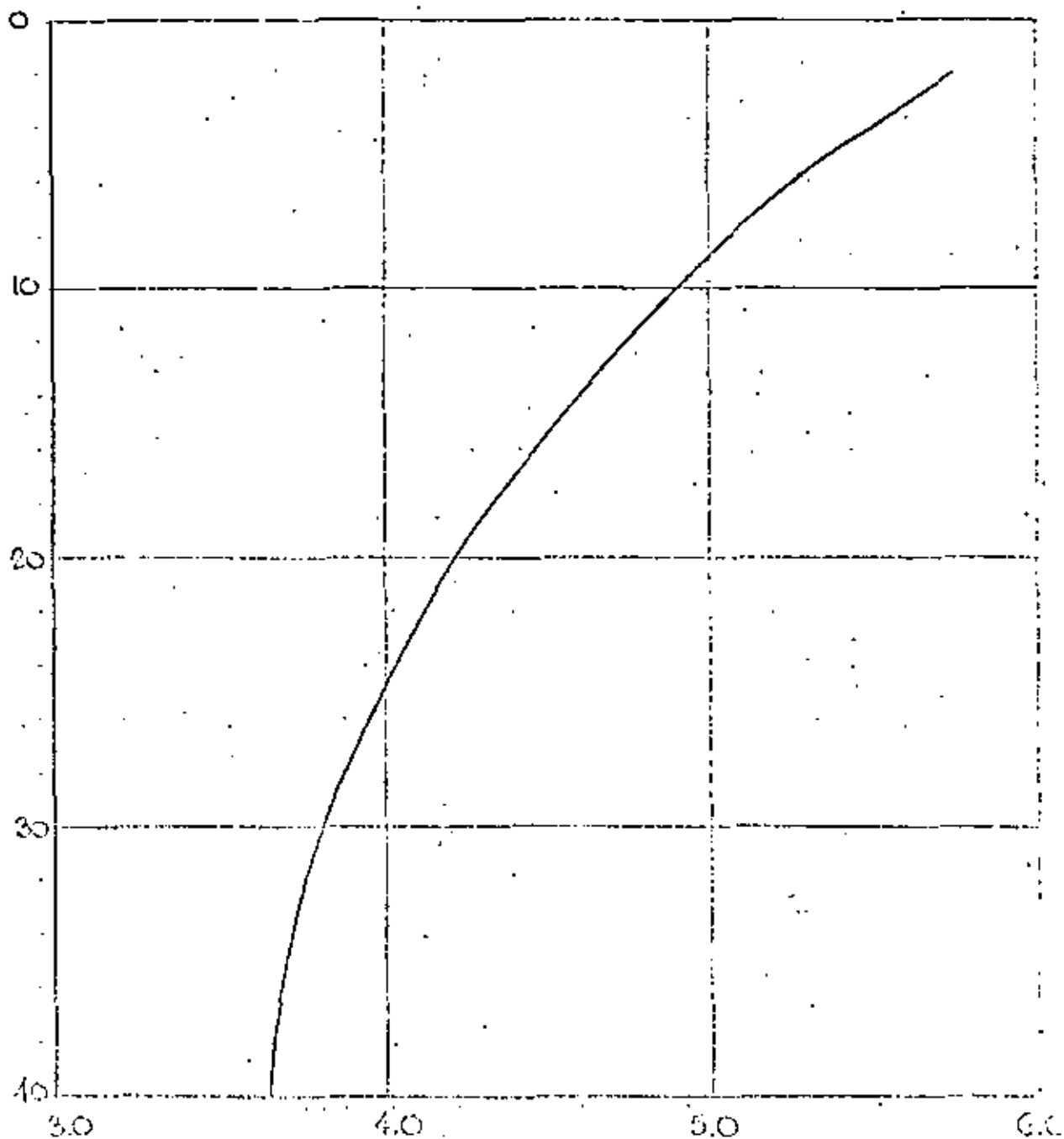
TEORIA DE STOKES 5º ORDEN

H = 17 mts.

T = 16 seg.

PROF. = 40.00 mts.

PROFUNDIDAD (mts.)

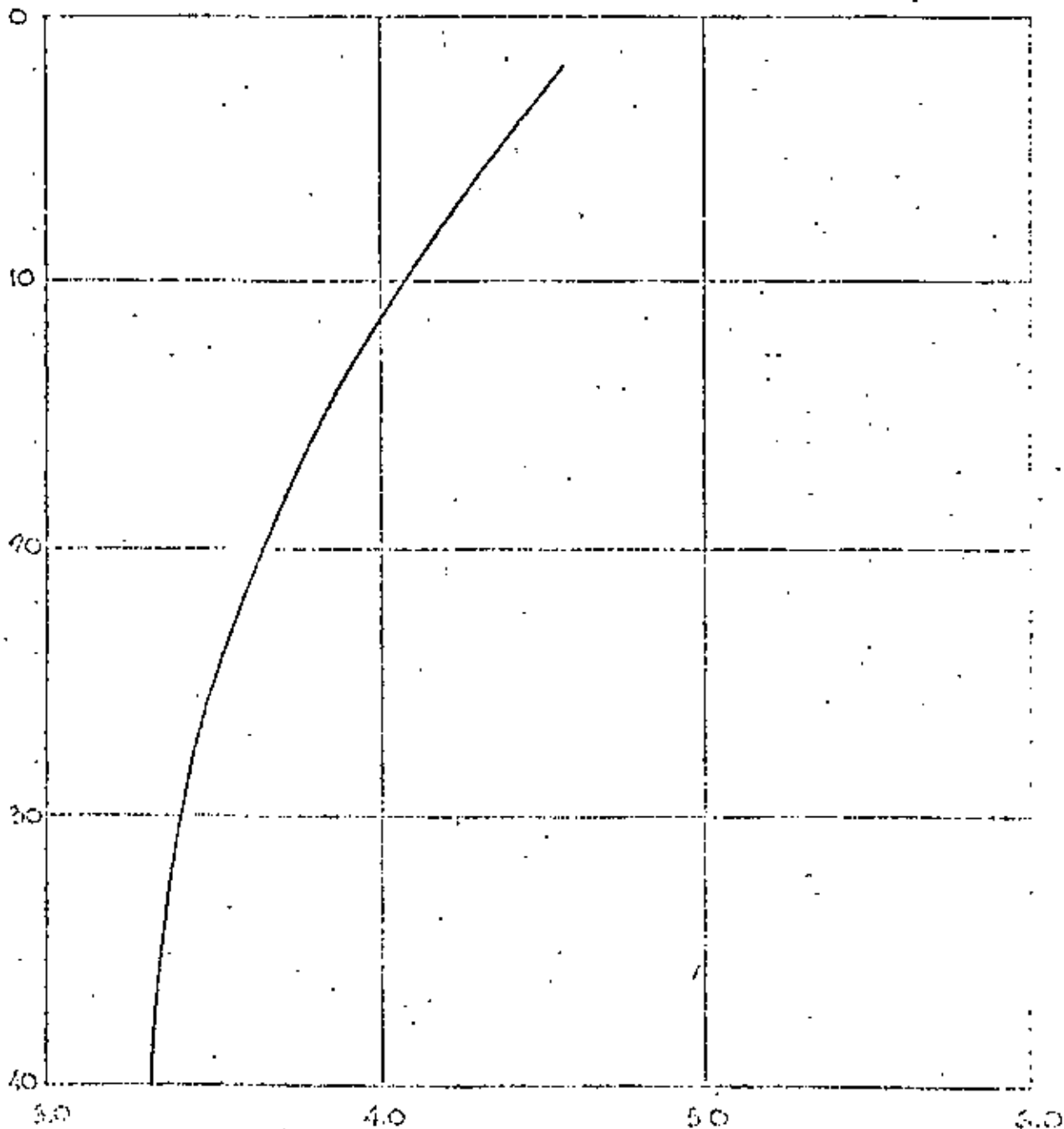


VELOCIDAD (mts.)

TEORIA LINEAL.

H = 17 mts. T = 16 seg. PROF. = 40.00 mts.

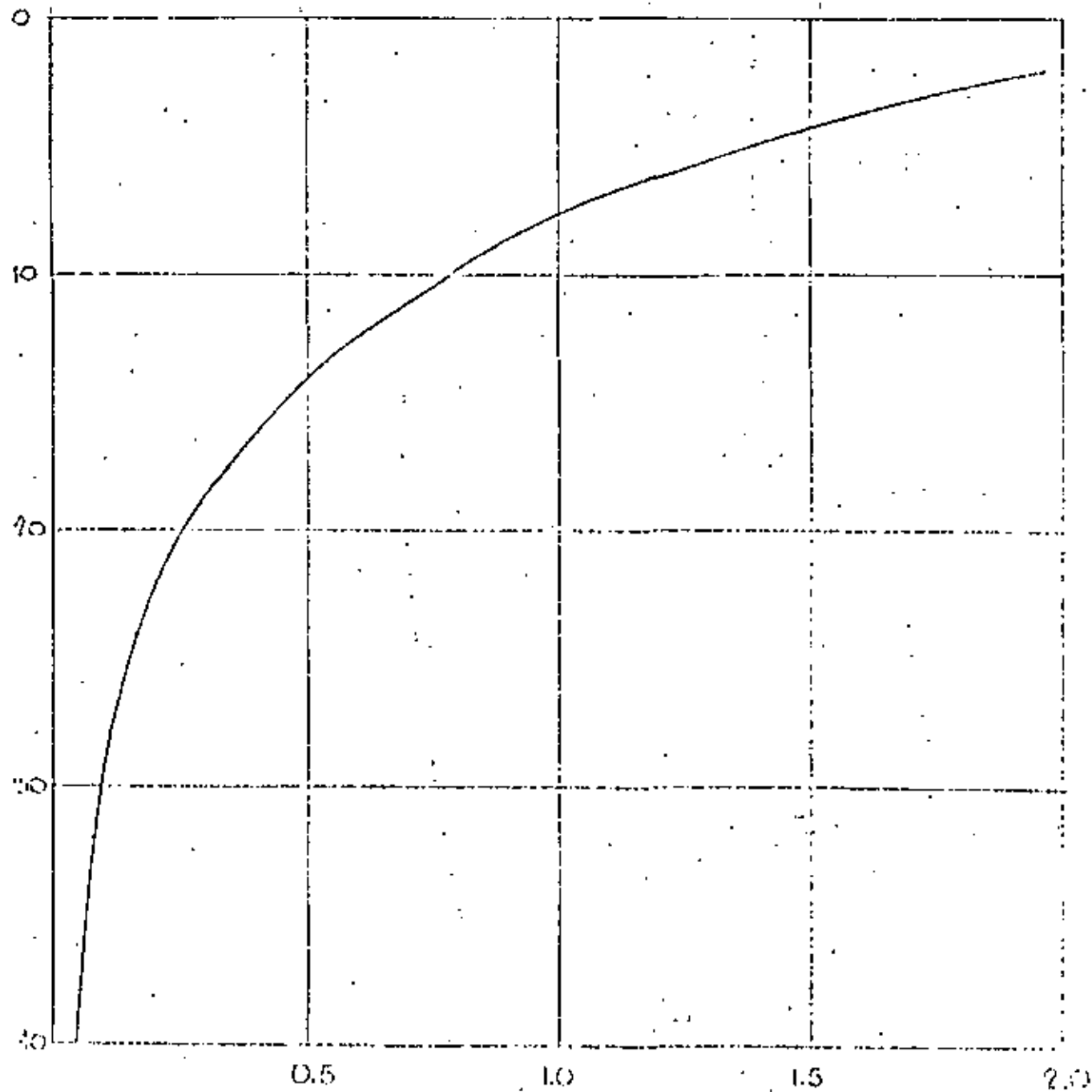
PROFUNDIDAD (mts.)



TEORIA LINEAL

H = 4.50 mts. T = 6 seg. PROF. = 40.00 mts.

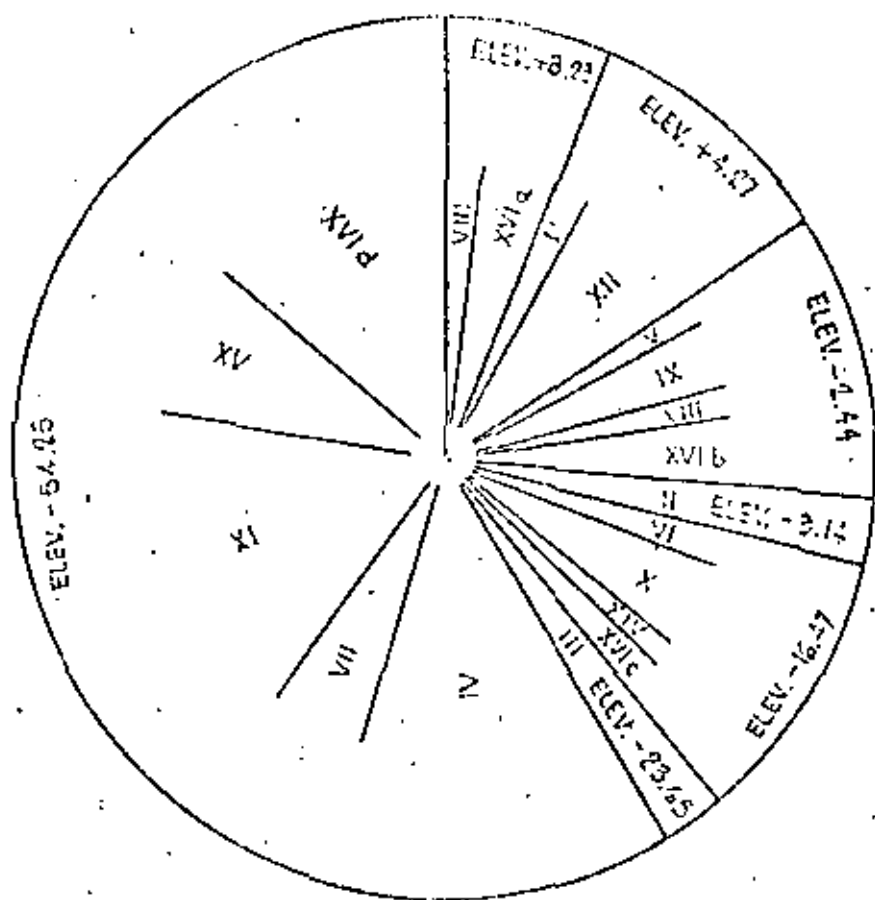
PROFUNDIDAD (mts.)



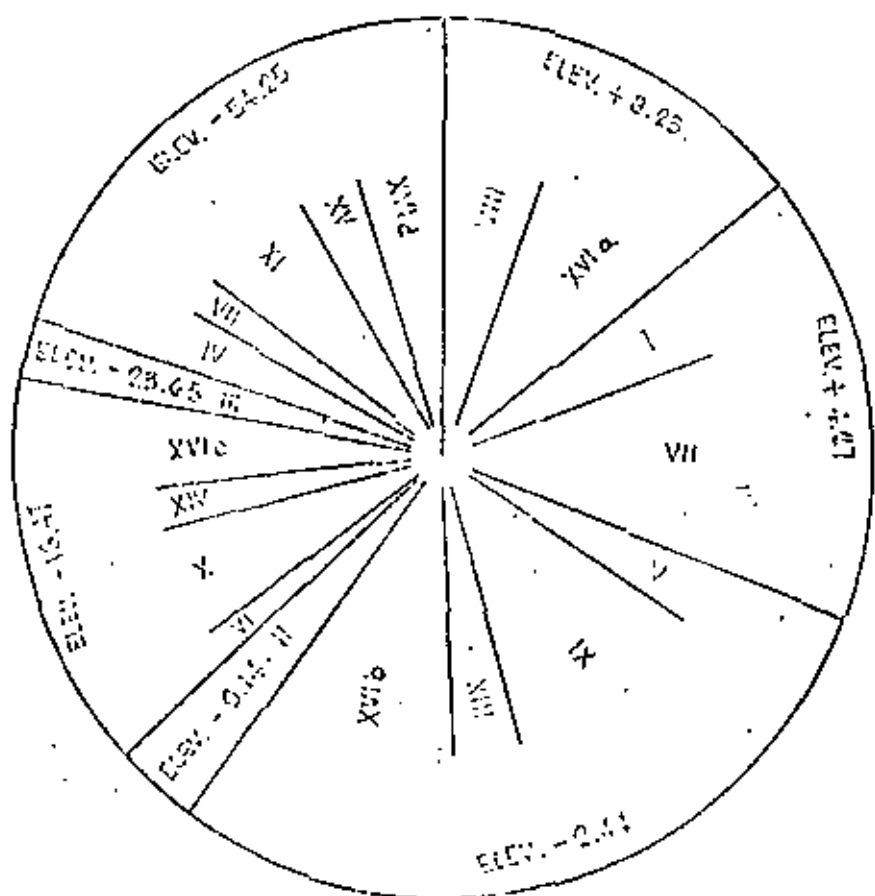
VELOCIDAD (m/s)

TABLA DE REFERENCIA DE AREAS Y FUERZA DE
OLEAJE

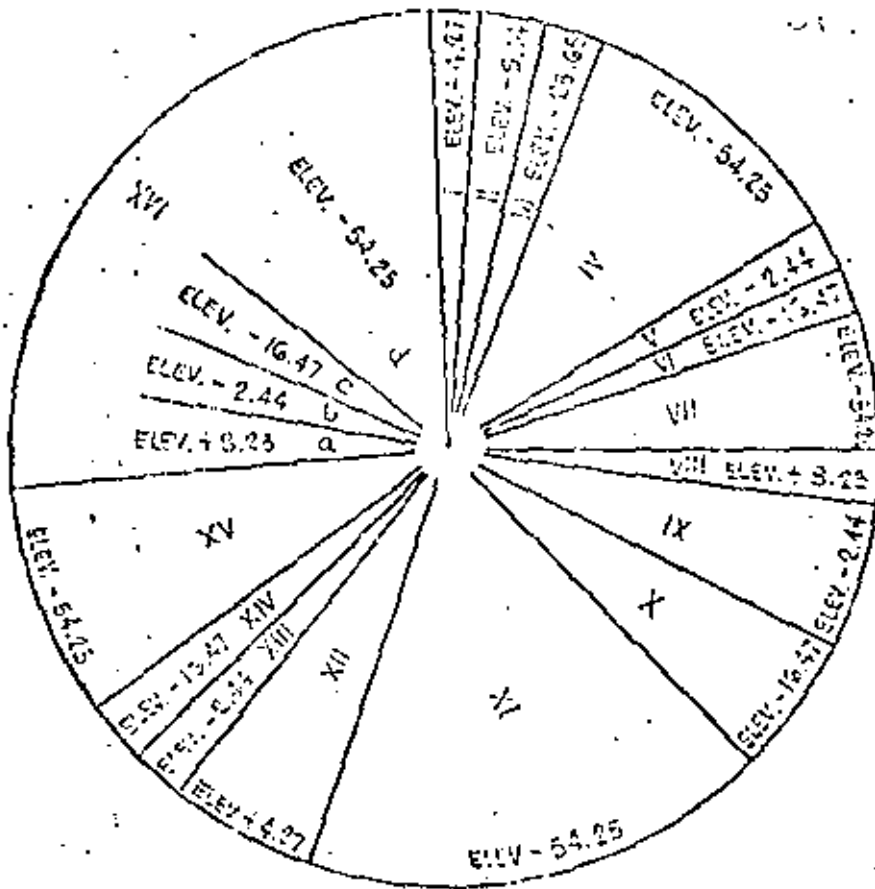
	DESCRIPCION	NIVEL m	AREA %	FUERZA %
I)	Miembros horizontales	+ 4.27	2.0	5.1
II)	Miembros horizontales	- 9.14	2.2	3.1
III)	Miembros horizontales	-23.65	2.4	1.9
IV)	Miembros horizontales	-38.10 a -71.93	10.5	3.1
V)	Miembros diagonales	+ 4.27 a - 9.14	1.6	3.1
VI)	Miembros diagonales - ejes 1,2,3 y 4	- 9.14 a -23.65	1.6	1.7
VII)	Miembros diagonales - ejes 1,2,3 y 4	-23.65 a -71.93	5.5	2.1
VIII)	Columnas Super Est.	+12.20 a + 4.27	1.7	5.5
IX)	Columnas Sub Est.	+ 4.27 a - 9.14	5.5	11.0
X)	Columnas Sub Est.	- 9.14 a -23.65	5.3	5.8
XI)	Columnas Sub Est.	-23.65 a -71.93	17.6	6.9
XII)	Atracadores y Defen- sas	+ 4.27	5.5	11.0
XIII)	Miembros diagonales - ejes A y B	+ 4.27 a - 9.14	1.8	3.7
XIV)	Miembros diagonales - ejes A y B	- 9.14 a -23.65	2.2	2.5
XV)	Miembros diagonales - ejes A y B	-23.65 a -71.93	9.0	3.5
XVI)	Conductores	+12.20 a + 4.27	3.9	12.1
	Conductores	+ 4.27 a - 9.14	3.8	7.5
	Conductores	- 9.14 a -23.65	5.1	4.5
	Conductores	-23.65 a -71.93	13.7	5.3



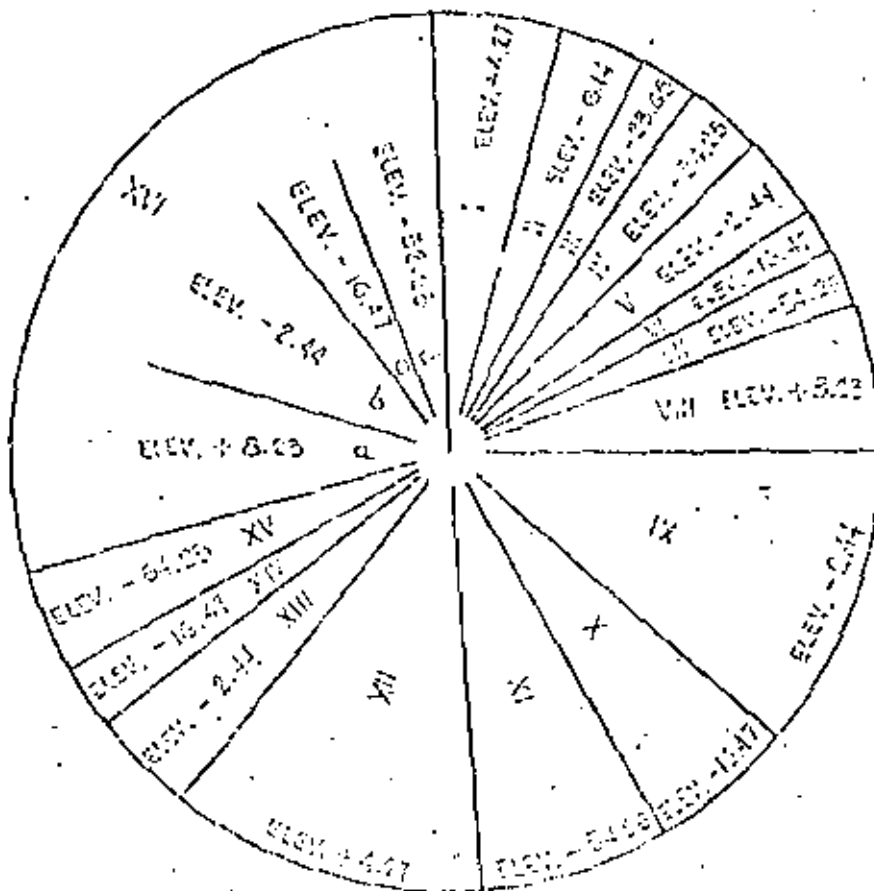
AREA EFECTIVA



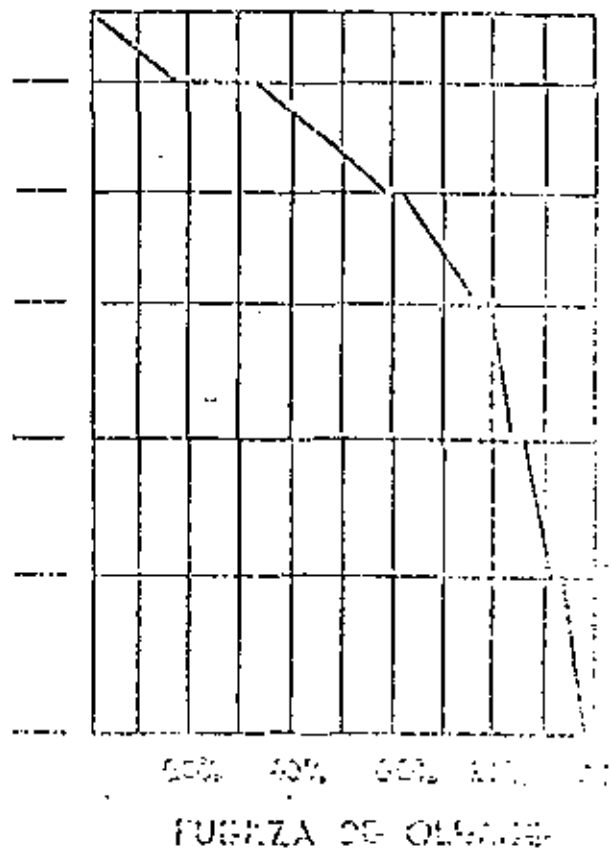
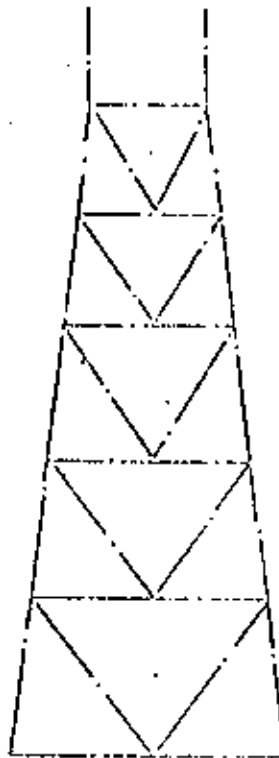
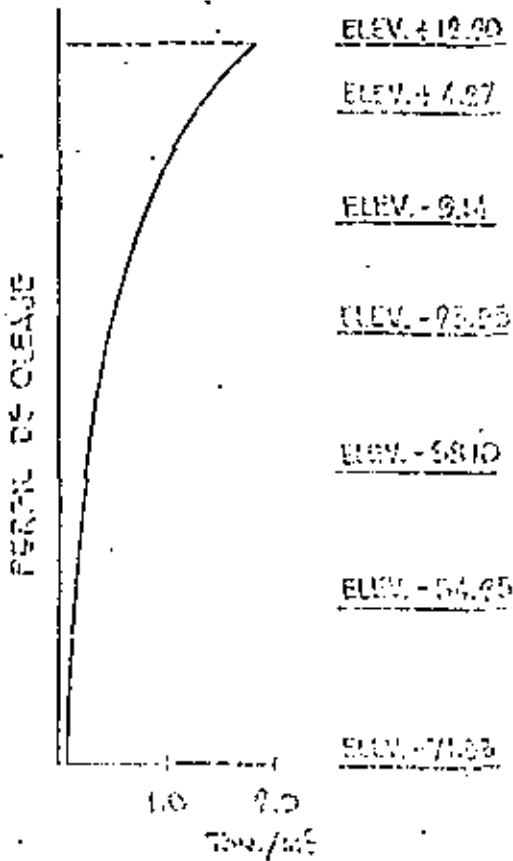
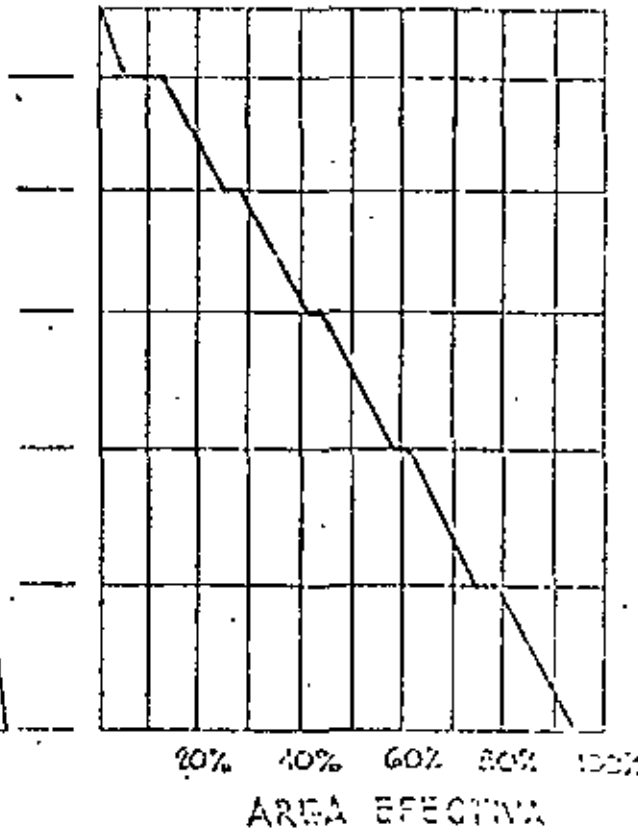
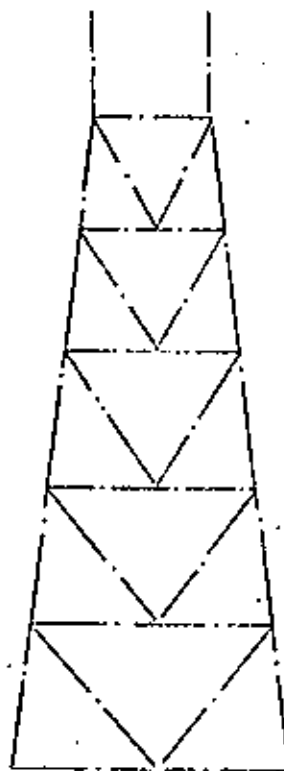
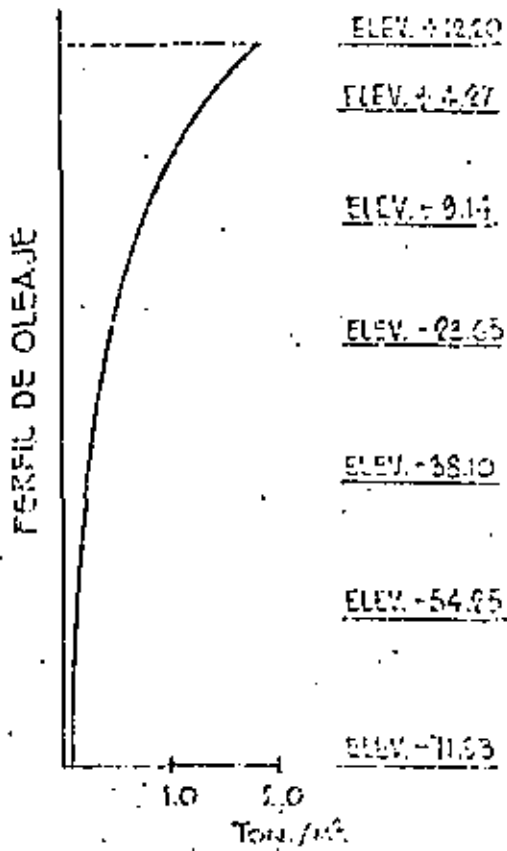
FUERZA DE OLAJE



AREA EFECTIVA



FUERZA DE OLFACIE



III.- DISÑO

Con la información de los elementos mecánicos que obran en los diferentes miembros de la estructura para las combinaciones de carga anteriormente señaladas, se alimenta el programa de diseño, el cual checa la escuadría de los miembros propuestos con las expresiones de diseño dadas por las especificaciones del A.P.I.-R.P.2.A., teniendo el programa la opción de que en aquellos miembros en que las formulas de interacción sobrepasen el valor de "1" se vuelva aplicar la formula de interacción con las dos escuadrías inmediatas superiores.

El diseño de las juntas se lleva a cabo de acuerdo con los lineamientos señalados por la sección 10 del código A.W.S. y la sección 2.22 del A.P.I.-R.P.2.A. El programa hace una selección de las juntas, separando aquellas en las cuales los diámetros de los miembros secundarios ocasionan que exista un traslape de los mismos y diseñando aquellas en las cuales no se presente traslape.

Para el diseño de las juntas en que se presenta un traslape de los miembros secundarios se realiza una selección de las juntas críticas y representativas y con estos datos se alimenta por separado otro programa de computadora en el cual hay que definir cual de los miembros secundarios pasa continuo y cual se traslapa, dado que es necesario conocer para el diseño la longitud de las curvas de interacción entre el miembro secundario y primario.

pal y entre los miembros secundarios.

Para aquellas juntas críticas como lo son en las que se localizan las orejas de levantamiento de la sub-estructura se utiliza un programa de elemento finito, este programa emplea un elemento de cascarón cuadrilátero de 5 nodos, utilizando el 5 nodo para definir la curvatura del elemento. Las expresiones desplazamiento deformación que se utilizan corresponden a la Teoría de cascarón delgado rebajado y la relación esfuerzo deformación se toma elástica-línea. Debido al tamaño del sistema de ecuaciones, obligado por la discretización, el ensamble y la solución de las ecuaciones se hace por bloques con el método de Gauss.

La generación de la malla se efectúa mediante una sub-rutina y con objeto de minimizar el ancho de banda resultante se utiliza el algoritmo de Greens.

Típicamente una discretización de una junta "T" resulta del orden de 400 elementos que conduce a un sistema de ecuaciones, -- después de aplicar las condiciones de frontera de 1600, siendo el tiempo de máquina para la solución de un caso de carga del orden de 30 minutos.

FATIGA...

La fatiga se puede definir como el daño, que ocasiona una fractura después de un número suficiente de fluctuaciones de esfuerzos.

El rango de esfuerzos se define como la amplitud máxima de ar -

tas fluctuaciones, en el caso de esfuerzos reversibles el rango de esfuerzos se calculará como la diferencia algebraica de los valores máximos de tensión y compresión, o la suma de esfuerzos cortantes de dirección opuesta en un punto dado donde las condiciones del medio ambiente involucran ciclos de esfuerzos con variaciones en magnitud y número de aplicaciones, la falla ocurrirá cuando la relación de daño acumulativo "D" alcance el valor de la unidad.

$$D = \sum \frac{n}{N}$$

n= Número de ciclos aplicado para un rango de esfuerzos dado

N= Número de ciclos a que se presenta la falla, en el rango de esfuerzos considerado.

Algunas especificaciones limitan la relación "D" a "0.33" cuando se utilizan curvas adecuadas de fatiga, lo cual corresponde a un factor de seguridad de 3 en la vida por fatiga. Una alternativa en el procedimiento de diseño por fatiga es la utilización en la sección 10 del código de especificaciones del A.S.T.M. y -- que consiste en utilizar curvas de fatiga trazadas por debajo de todos los puntos representativos de pruebas realizadas en modelos a escala natural, modelos idealizados, recipientes, etc. Es conveniente señalar el hecho de que la acumulación lineal de daño es consistente con el crecimiento de la fractura mecánica

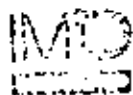
a la propagación de la grieta por fatiga.

La fluctuación de esfuerzos se definió en términos de rango de esfuerzos, el esfuerzo medio es ignorado. En muchas estructuras soldadas, generalmente no se conoce el punto cero, debido a la presencia de esfuerzos residuales ocasionados por el calentamiento de la soldadura y que pueden ser tan altos como " F_y ", en los puntos donde se localice una deformación plástica una nueva distribución de esfuerzos residuales se desarrolla, por lo que en una estructura o modelo a escala usualmente se mide el rango de esfuerzos, con el punto cero indefinido. La aproximación del rango de esfuerzos constante es una buena aproximación con los resultados de las pruebas en juntas tubulares en ciclos bajos de carga.

El criterio de fatiga, se presenta como un conjunto de curvas rango de esfuerzos-ciclos de falla. Cada curva corresponde a un tipo de junta clasificado en las tablas de acuerdo con la geometría y uso, las que se anexan a continuación.

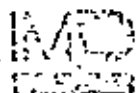
CONCLUSIONES

Se considera que el problema de análisis de plataformas marinas no ha sido satisfactoriamente resuelto en la actualidad y que va a llevar cierto tiempo resolverlo en su totalidad, por lo que se sugiere caminar paralelamente a la técnica extranjera para llegar a la solución de ella simultáneamente, pero -- con una técnica local nuestra.



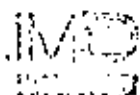
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- API. Recommended Practice for Planning Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. Seventh edition 1976.
- 2.- A.I.S.C. Specification for the Design, Fabrication & Erection of Structural Steel for Buildings. 1969.
- 3.- A.W.S. Structural Welding Code 1972.
- 4.- Welded Tubular Connections: An Investigation of Stresses in T Joints. By A.A. Toprac. and others. Welding Journal January 1966.
- 5.- "The Welded Tubular Joint Problem in Offshore Oil Structures Johnston L. P. First Conference on Drilling and Rock Mechanics. Austin, Texas 1963.
- 6.- Design of Piping Systems - The M.W. Kellogg Co. 2nd Edition - 1956.
- 7.- Estudio de las aplicaciones de Tubos con costura y sin ella, nuevos y de desecho, en diseño y construcción de estructuras. Carlos Inguette I.M.P. 1969
- 8.- Welded T-joint of Tubular Structural Members - Kurahara, Yo Shinko - Memoirs, Faculty of Engrg. Kumamoto Univ. Japan. Vol. XII No. 1 1964.
- 9.- Concept of tubular joint design. By Jack G. Bouckamp. Journal of the Structural Division A.S.C.E. April 1964.
- 10.- Research in Tubular Joints: Static and Fatigue Loads. A.A. Toprac, H. Nataka, H. Ezurewaby A.L. Kanoo. Offshore Technology Conference 1969.
- 11.- Tubular Joints under slow-cycle alternating loads. by J.G. Bouckamp. Symposium on the Effects of Repeated loading of



CONTINENTE NO.	NO. DE FOLIOS
FECHA:	
CLASIFICACION	

- materials and Structural Elements. México 1966.
- 12.- Analytical study of Tubular Tee-Joints. By. A. C. Scordelis and Jack G. Dowkamp Journal of the Structural Division. A.S.C.E. January, 1970.
 - 13.- Finite element. Analysis of Tubular Joints. Report No. 67-7 Department of Civil Engineering By Ojars Creste and Ray W Clough. University of California. Berkeley, California. 1967.
 - 14.- Thin Elastic Shells. Harry Kraus John Wiley & Sons Inc. 1957.
 - 15.- Analysis of T, Y and K welded Tubular connections. Technical Report P550-9 University of Texas.
 - 15.- Ultimate Strength Design of Tubular Joints J.B. Reber Jr. Offshore Technology Conference 1972.
 - 17.- Considerations in the Design of large size welded Tubular truss joints. J.G. Dow Kamp. A.I.S.C. National Engineering Conference Memphis Tenn. 1965.
 - 18.- Apuntes "Diseño de conexiones soldadas de miembros tubulares. Jorge Vázquez del Mercado I.M.P. 1972.
 - 19.- "Estructuras con miembros tubulares" Ponencia para el IX Congreso de Ingeniería Civil - 1973 Jorge Vázquez del Mercado.
 - 20.- Grossman Henry, Algorithm for Matrix Bandwidth Reduction, Journal of the Structural Division, January 1972.
 - 21.- Oceanographical Engineering.- Robert J. Wiegel, Prentice Hall, 1968
 - 22.- Offshore Technology Conference Preprints, Houston, Texas
 - 23.- Zienkiewicz, O. K. "The Finite Element Method in Engineering Science". Mc Graw Hill, (1971)
 - 24.- Kolbain Bell. "A Refined Triangular Element Plate Bending Finite Element". International Journal for Numerical Methods in Engineering (1968). Vol. 1.



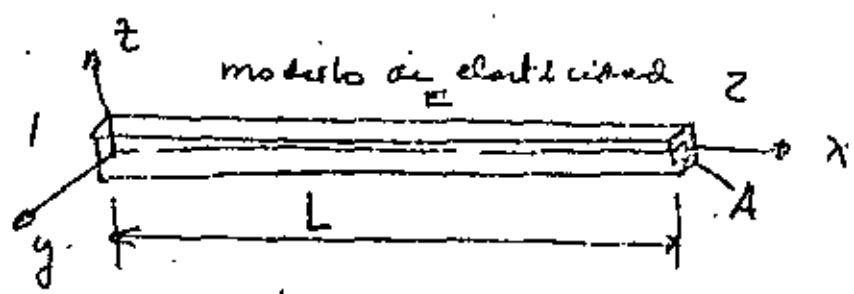
CONTRATO No. 1	411152
FECHA	
ESTADO	

- 25.- Clough, R.W. y Tocher, J.L. "Finite Element Stiffness Matrices for Analysis in Plante Bending". Proc. Conf. Matrix Methods in Structural Mechanics Wright Patterson Air Force Base, (1965). Ohio
- 26.- Przemieniecki, J.S. "Theory of Matrix Structural Methods". Mc Graw Hill, (1968).

FORMACION DE MATRICES DE RIGIDEZ EN ESTRUCTURAS

El ejemplo mas simple para la formacion de las matrices de rigidez se plantea en el trabajo de una barra a fuerza axial donde ademas con facilidad se obtiene el cambio en la matriz de rigideces debido a la seleccion de un sistema de referencia general diferente al particular de la barra.

- 1) Formacion de la matriz de rigideces referida a un sistema particular de la barra que sea lo mas comodo posible y que sea por convencion igual a todas las barras que pueden componer la estructura.



El sistema mostrado en la figura es el sistema elegido como sistema particular. Una necesidad inmediata a la eleccion de los ejes es definir extremos en ella que se llaman 1 y 2, lo cual implica que la barra sea un eje con direccion o sentido ($\overrightarrow{1-2}$) que puede simbolizarse poniendo una flecha que ira de 1 a 2.

Elegido el sistema particular y en extremos solo queda tener en cuenta sus propiedades mecánicas de deformación y fuerza lo que constituye en si la matriz de rigideces.

Para fuerzas axiales basta la ley de Hooke para formar la matriz de rigideces. Segun otra de llamadas al movimiento en 1 u_1 y en 2 u_2 se encuentra que

$$\sigma = E \epsilon.$$

pero $\sigma = \frac{P_1}{A}$ y $\epsilon = \frac{u_1 - u_2}{L}$ luego

$$\frac{P_1}{A} = E \left(\frac{u_1 - u_2}{L} \right) = \frac{E}{L} (u_1 - u_2)$$

$$P_1 = \frac{EA}{L} (u_1 - u_2)$$

Ahora por equilibrio $P_1 = -P_2 \rightarrow P_2 = -P_1$ o sea

$$P_2 = \frac{EA}{L} (u_2 - u_1)$$

Organizando estos resultados:

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{EA}{L} (u_1 - u_2) \\ P_2 &= \frac{EA}{L} (u_2 - u_1) \end{aligned} \right\} \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix}$$

$$\bar{P} = K \bar{u} \quad \text{Si } k = \frac{EA}{L}$$

Como puede observarse la matriz de rigideces generada es singular ya que su determinante es igual a cero. y por lo tanto no es invertible esto a nivel fisico significa que no a todos los estados de deformación corresponde

puede uno de los ejes z que puede existir en movimiento relativo tal relacionando u_1 y u_2 que no origine fuerzas, este movimiento en realidad es como si fuera el de un cuerpo rígido que en nuestro caso está definido por $u_1 = u_2$ como puede comprobarse si sustituimos los en la ecuación anterior

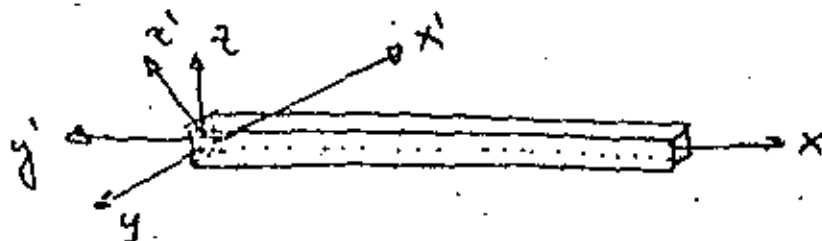
$$\begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k u_1 - k u_1 \\ k u_1 - k u_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Si al contrario se desea encontrar esta relación basta con ser iguales el sistema con $P_1 = P_2 = 0$ esto \Rightarrow :

$$\begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \rightarrow u_1 = u_2$$

En general todas las matrices de rigidez referidas al sistema particular de la base serán singulares y los totales de una estructura si no tiene el mismo suficiente de grado de libertad restringido.

Supongamos que ahora se quiere llevar esta matriz a un sistema de referencia en el espacio diferente del particular al cual llamaremos global de la estructura y se designa



como aparece en la figura en primas.

Respecto al nuevo sistema el eje de la barra desviada como medida unitaria \bar{n} tiene los ejes directores α β y γ . luego la transformación de desplazamientos sera:

$$\begin{bmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{1z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \\ \gamma \end{bmatrix} u_1; \quad \text{y} \quad \begin{bmatrix} u_{2x} \\ u_{2y} \\ u_{2z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \\ \gamma \end{bmatrix} u_2$$

Si a $\begin{bmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{1z} \end{bmatrix}$ se le llama \bar{u}_1 y a $\begin{bmatrix} u_{2x} \\ u_{2y} \\ u_{2z} \end{bmatrix} = \bar{u}_2$

y a $\begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \\ \gamma \end{bmatrix} = T$ luego $\bar{u}_1 = T u_1$ $\bar{u}_2 = T u_2$

y podemos construir una transformación mixta para los desplazamientos:

$$\begin{bmatrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = T_0 \bar{u}$$

3×1 6×2 2×1
6x1

en donde 0 significa la matriz $\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$ explicitamente.

$$\begin{bmatrix} \alpha & 0 \\ \beta & 0 \\ \gamma & 0 \\ 0 & \alpha \\ 0 & \beta \\ 0 & \gamma \end{bmatrix}$$

Por lo que respecta al equilibrio puede decirse lo siguiente:

$$P_1 = P_{1x}\alpha + P_{1y}\beta + P_{1z}\gamma \quad 53$$

$$P_2 = P_{2x}\alpha + P_{2y}\beta + P_{2z}\gamma \quad \text{etc.} \Rightarrow :$$

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha & \beta & \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha & \beta & \gamma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_{1x} \\ P_{1y} \\ P_{1z} \\ P_{2x} \\ P_{2y} \\ P_{2z} \end{bmatrix}$$

$$\bar{P} = T_0^t \bar{P}' \quad \text{etc.} \quad \text{and} \quad \bar{u}' = T_0 \bar{u}$$

constituyen el principio de conjugación que puede derivarse en general con el principio del trabajo virtual. Veamos una extensión de esto de la siguiente manera.

también es cierto que

$$u_1 = \alpha u_{1x} + \beta u_{1y} + \gamma u_{1z}$$

$$u_2 = \alpha u_{2x} + \beta u_{2y} + \gamma u_{2z}$$

etc. \Rightarrow :

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha & \beta & \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha & \beta & \gamma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{1z} \\ u_{2x} \\ u_{2y} \\ u_{2z} \end{bmatrix} = T_0^t \bar{u}'$$

$$\text{etc.} \Rightarrow \bar{u} = T_0^t \bar{u}'$$

entonces según el principio de conjugación de los desplazamientos que $\bar{P}' = T_0 \bar{P}$ y efectivamente desarrollando se tiene:

$$\begin{bmatrix} P_{1x} \\ P_{1y} \\ P_{1z} \\ P_{2x} \\ P_{2y} \\ P_{2z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha & 0 \\ \beta & 0 \\ \gamma & 0 \\ 0 & \alpha \\ 0 & \beta \\ 0 & \gamma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha P_1 \\ \beta P_1 \\ \gamma P_1 \\ \alpha P_2 \\ \beta P_2 \\ \gamma P_2 \end{bmatrix}$$

que si se cumple por equidistancia
la transformación entonces al sistema de referencia general sería

$$\text{se debe cumplir que } \bar{P} = K \cdot \bar{u}$$

pero si $\bar{u} = T_0^t \bar{u}'$ luego $\bar{P} = K T_0^t \bar{u}'$ y si se pro-
multiplica por T_0 se tiene $T_0 \bar{P} = T_0 K T_0^t \bar{u}'$ pero
 $T_0 \bar{P} = P'$ luego $P' = T_0 K T_0^t \bar{u}'$ luego finalmente la
matriz de rigidez transformada sería $T_0 K T_0^t$ que explícita-
mente sería:

$$K' = \begin{matrix} 6 \times 2 & 2 \times 2 & 2 \times 6 \\ \begin{bmatrix} \alpha & 0 \\ \beta & 0 \\ \gamma & 0 \\ 0 & \alpha \\ 0 & \beta \\ 0 & \gamma \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} \alpha & \beta & \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha & \beta & \gamma \end{bmatrix} \end{matrix}$$

que es una matriz de 6×6 y que es igual a:

55

$$K' = \begin{bmatrix} \alpha^2 & \alpha\beta & \alpha\gamma & -\alpha^2 & -\alpha\beta & -\alpha\gamma \\ \alpha\beta & \beta^2 & \beta\gamma & -\alpha\beta & -\beta^2 & -\beta\gamma \\ \alpha\gamma & \beta\gamma & \gamma^2 & -\alpha\gamma & -\beta\gamma & -\gamma^2 \\ -\alpha^2 & -\alpha\beta & -\alpha\gamma & \alpha^2 & \alpha\beta & \alpha\gamma \\ -\alpha\beta & -\beta^2 & -\beta\gamma & \alpha\beta & \beta^2 & \beta\gamma \\ -\alpha\gamma & -\beta\gamma & -\gamma^2 & \alpha\gamma & \beta\gamma & \gamma^2 \end{bmatrix} \quad k.$$

Otra cosa que vale la pena mencionar aunque sea dicho de paso es que $T_0^t T_0$ funciona como una matriz pseudo-inversa ya que esta multiplicación te compacta a una matriz identidad de 2×2

$$\begin{bmatrix} \alpha & \beta & \gamma & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha & \beta & \gamma \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha & 0 \\ \beta & 0 \\ \gamma & 0 \\ 0 & \alpha \\ 0 & \beta \\ 0 & \gamma \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha^2 + \beta^2 + \gamma^2 & 0 \\ 0 & \alpha^2 + \beta^2 + \gamma^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

La matriz mas comun para estructuras planas es la que funciona con dos grados de libertad por extremo debidos a deformación por flexión, que para generar un modelo sencillo es pativo de la sucesión de deformación de una barra recta.

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = 0 \quad \text{Sin carga intermedia.}$$

como solución es

56 $y = C_0 + C_1 X + C_2 X^2 + C_3 X^3$ son polinómicos de orden tres.

se sabe además que

$$\theta = \frac{dy}{dx} \text{ y que } \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \text{ esto } \Rightarrow \frac{M}{EI} = -\frac{d\theta}{dx}$$

$$\text{y que } V = \frac{dM}{dx}$$

por lo que

$$\theta = C_1 + 2C_2 X + 3C_3 X^2$$

$$M = -EI(2C_2 + 6C_3 X)$$

$$V = -EI(6C_3)$$

si se dan las condiciones iniciales por $x=0$ se pueden obtener los constantes C_0, C_1, C_2 y C_3

$$\left. \begin{aligned} y &= y_1 \\ \theta &= \theta_1 \\ M &= M_1 \\ V &= V_1 \end{aligned} \right\}$$

esto es:

$$y_1 = C_0$$

$$\theta_1 = C_1$$

$$M_1 = -2EI C_2 \rightarrow C_2 = -\frac{M_1}{2EI}$$

$$V_1 = -6EI C_3 \rightarrow C_3 = -\frac{V_1}{6EI}$$

por lo tanto por cualquier x .

$$y(x) = y_1 + \theta_1 x + \frac{M_1}{2EI} x^2 - \frac{V_1}{6EI} x^3$$

$$\theta(x) = \theta_1 - \frac{M_1 x}{EI} - \frac{V_1}{6EI} x^2$$

$$M(x) = M_1 + V_1 x$$

$$V(x) = V_1$$

Estado de par $x=L$ de la línea a los efectos de índices.
 2 longos

57

$$y_2 = y_1 + \theta_1 L - \frac{M_1 L^2}{2EI} - \frac{V_1 L^3}{6EI}$$

$$\theta_2 = \theta_1 - \frac{M_1 L}{EI} - \frac{V_1 L^2}{2EI}$$

$$M_2 = M_1 + V_1 L$$

$$V_2 = V_1$$

$$\begin{bmatrix} \bar{u}_2 \\ \bar{p}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & L & -\frac{L^2}{2EI} & -\frac{L^3}{6EI} \\ 0 & 1 & -\frac{L}{EI} & -\frac{L^2}{2EI} \\ 0 & 0 & 1 & L \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ \theta_1 \\ M_1 \\ V_1 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \bar{u}_2 \\ \bar{p}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{u}_1 \\ \bar{p}_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ 0 & \phi_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{u}_1 \\ \bar{p}_1 \end{bmatrix}$$

Para obtener la matriz de rigideces se despeja \bar{p}_1 y \bar{p}_2 en función de \bar{u}_1 y \bar{u}_2 esto es:

$$\bar{u}_2 = \phi_{11} \bar{u}_1 + \phi_{12} \bar{p}_1 \quad \text{longos}$$

$$\bar{p}_1 = \phi_{12}^{-1} \bar{u}_2 - \phi_{11}^{-1} \bar{u}_1$$

$$\bar{p}_2 = \phi_{22} \phi_{12}^{-1} \bar{u}_2 - \phi_{22} \phi_{11}^{-1} \bar{u}_1$$

o sea

$$\begin{bmatrix} \bar{p}_1 \\ \bar{p}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\phi_{11}^{-1} \phi_{12} & \phi_{12}^{-1} \\ -\phi_{22} \phi_{12}^{-1} \phi_{11}^{-1} & \phi_{22} \phi_{12}^{-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_2 \end{bmatrix}$$

o sea.
$$\begin{bmatrix} \bar{p}_1 \\ \bar{p}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_2 \end{bmatrix}$$
 58

por lo que. $k_{11} = -\varphi_{11}^{-1} \varphi_{11}$ $k_{12} = k_{21} = \varphi_{12}^{-1}$
 $k_{22} = \varphi_{22} \varphi_{11}^{-1}$

Efectuando operaciones se obtiene:

$$\begin{bmatrix} V_1 \\ M_1 \\ V_2 \\ M_2 \end{bmatrix} = \frac{2EI}{L^3} \begin{bmatrix} 6 & -3L & -6 & -3L \\ -3L & 2L^2 & 3L & L^2 \\ -6 & 3L & 6 & 2L \\ -3L & L^2 & 3L & 2L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ \theta_1 \\ y_2 \\ \theta_2 \end{bmatrix}$$

y la matriz de influencia será:

$$\begin{bmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 & 0 & 0 \\ \beta_1 & \beta_2 & 0 & 0 \\ \gamma_1 & \gamma_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & d_1 & d_2 \\ 0 & 0 & \beta_1 & \beta_2 \\ 0 & 0 & \gamma_1 & \gamma_2 \end{bmatrix}$$

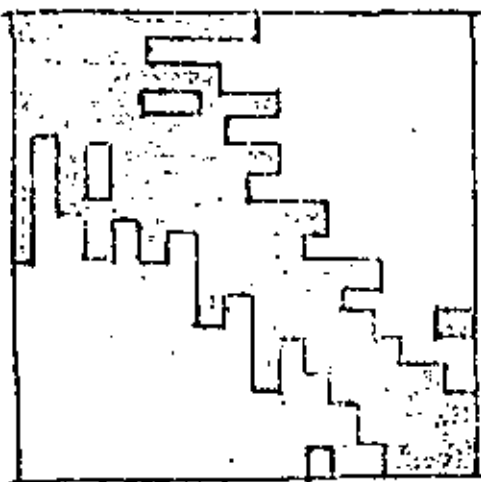
en la que $\begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \beta_1 \\ \gamma_1 \end{bmatrix}$ corresponden al eje y particular con

respecto a los ejes generales. y $\begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \beta_1 \\ \gamma_1 \end{bmatrix}$ del eje Z . 53

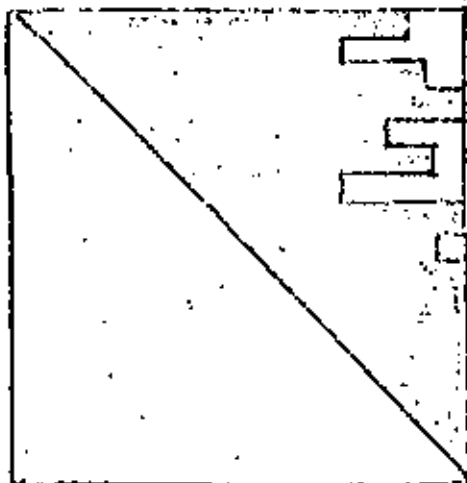
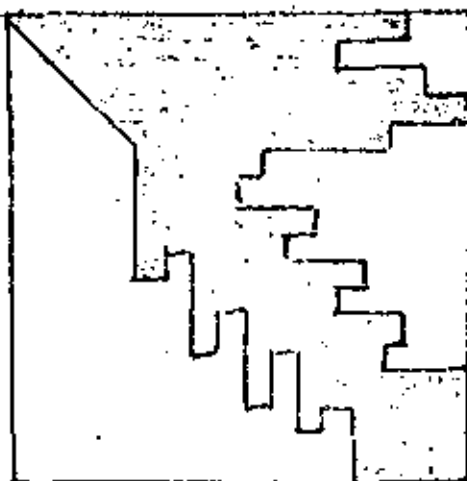
respecto a estos mismos ejes.

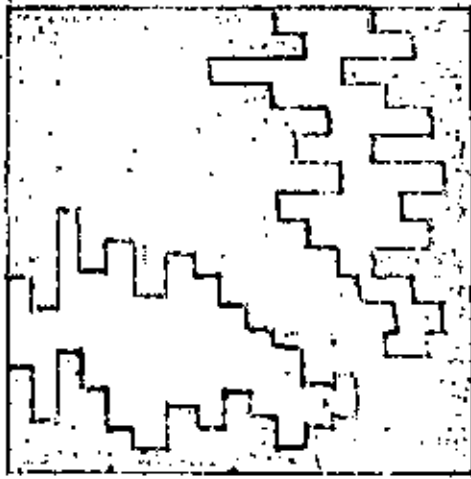
Y si la matriz está formada en el espacio la matriz de transformación sea $\begin{bmatrix} \lambda & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \lambda & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \lambda \end{bmatrix}$ en donde λ es la ma-

triz de valores propios de un sistema respecto a otro λ es de 3×3 o sea T es de 12×12 .

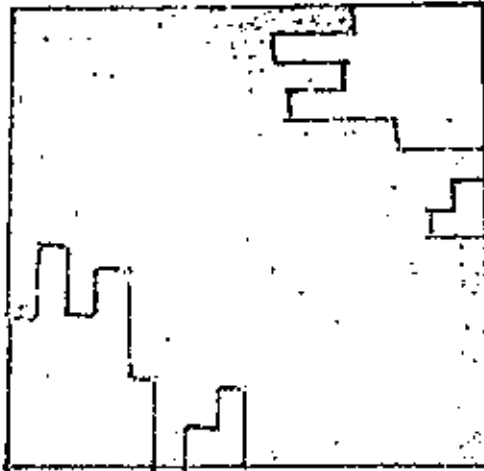


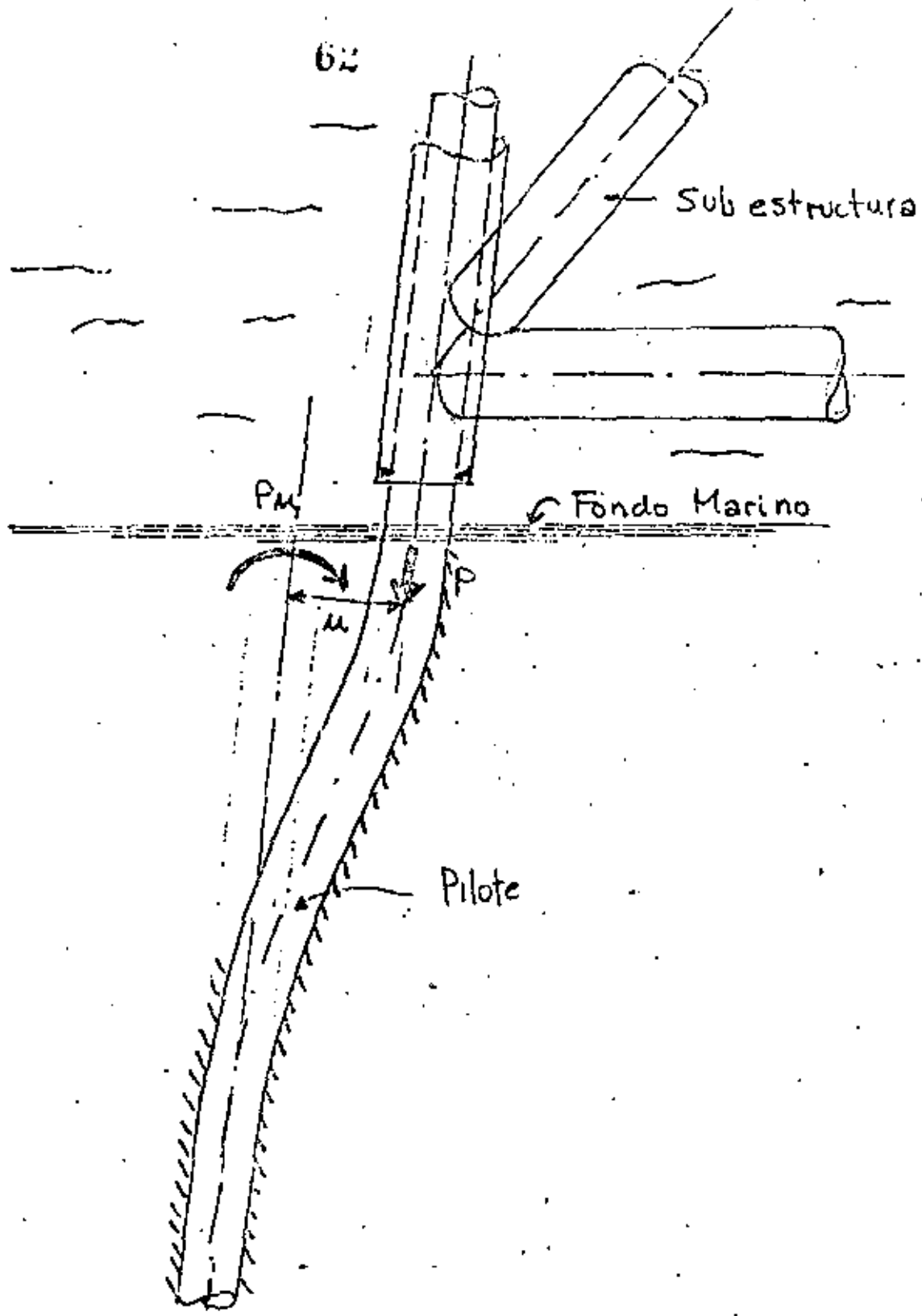
METODO DE
SOLUCION DEL
SISTEMA DE
ECUACIONES
POR
ELIMINACION
GAUSSIANA

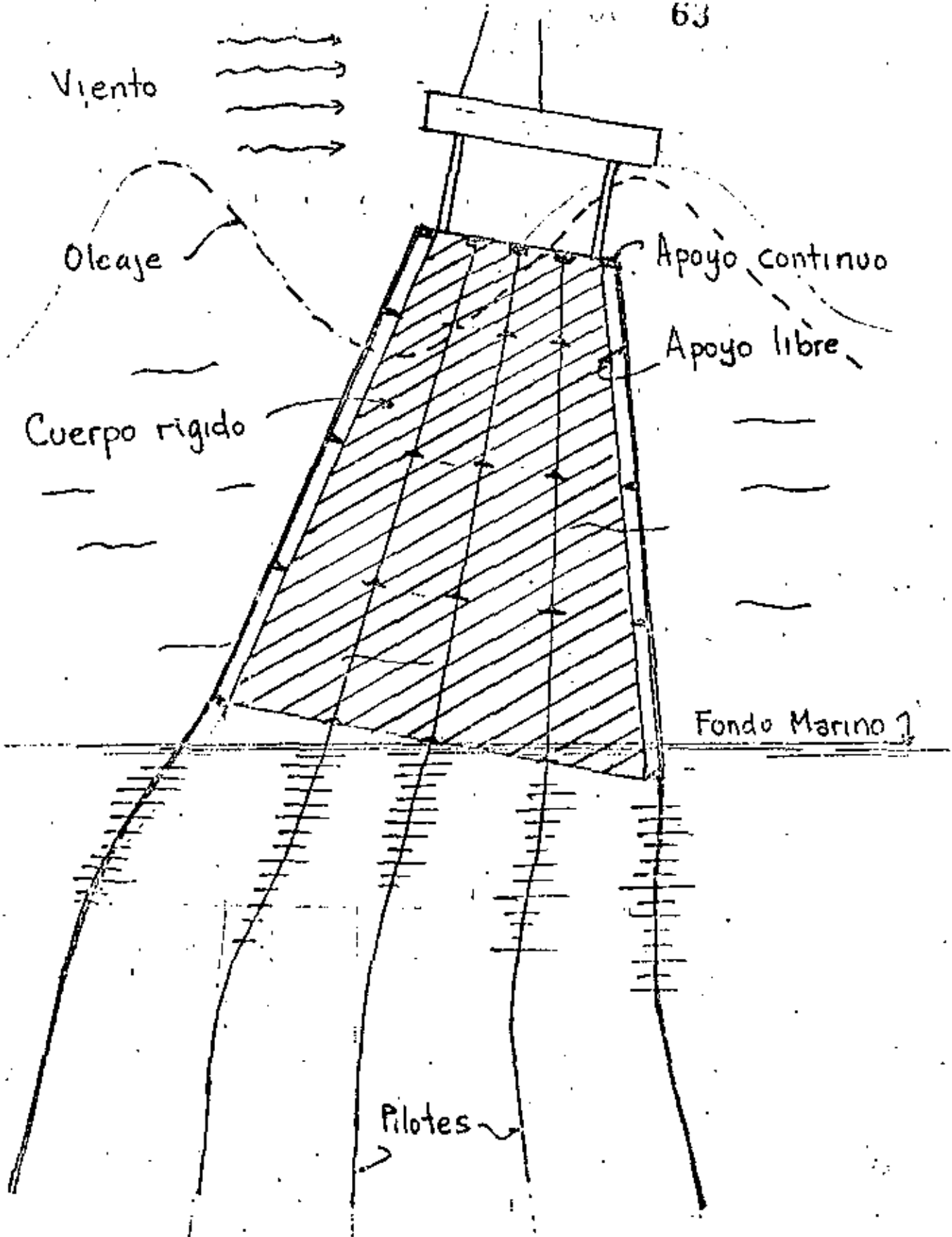




MINIMIZACION
ANCHO
DE
BANDA.







Viento

Oleaje

Cuerpo rígido

Apoyo continuo

Apoyo libre

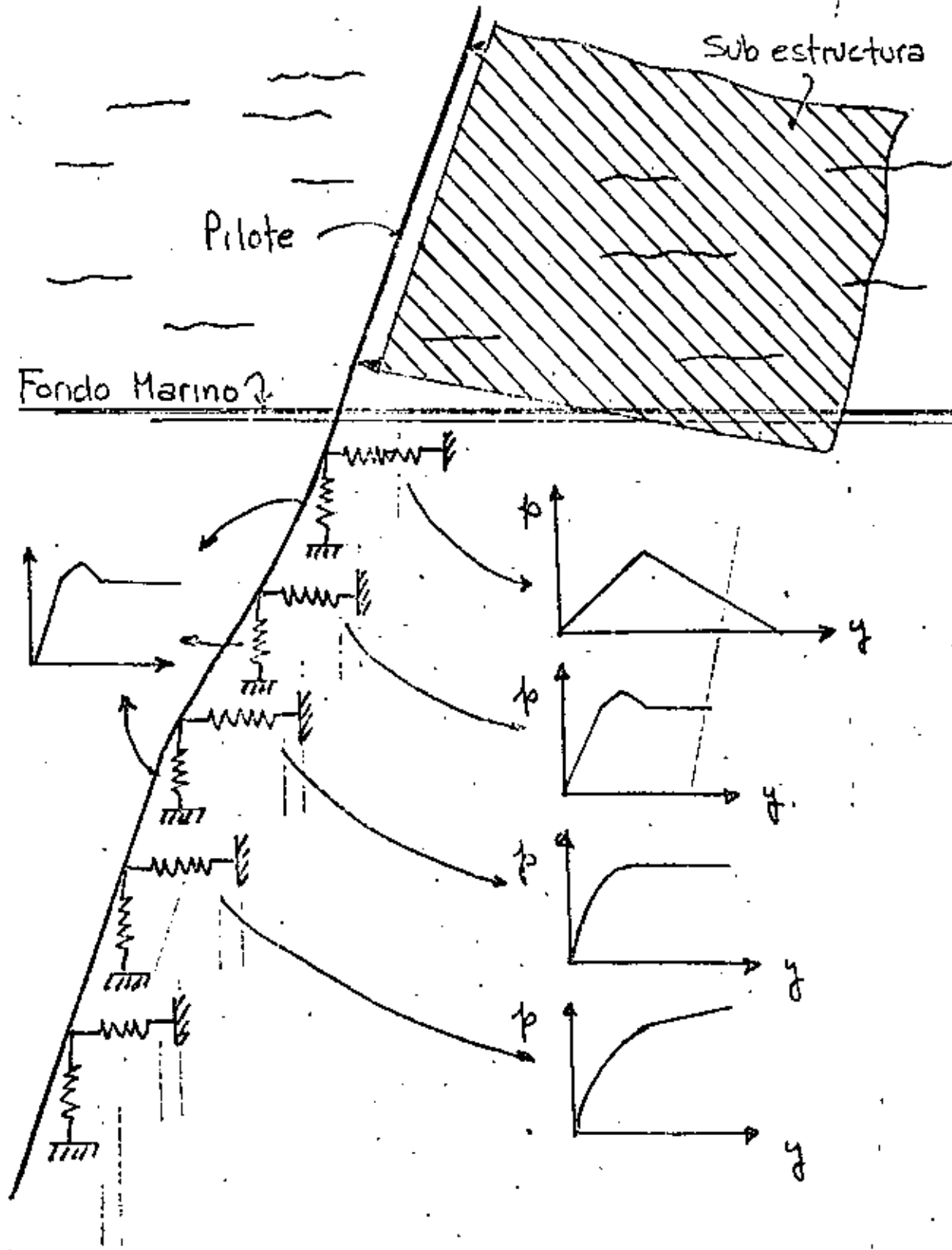
Fondo Marino

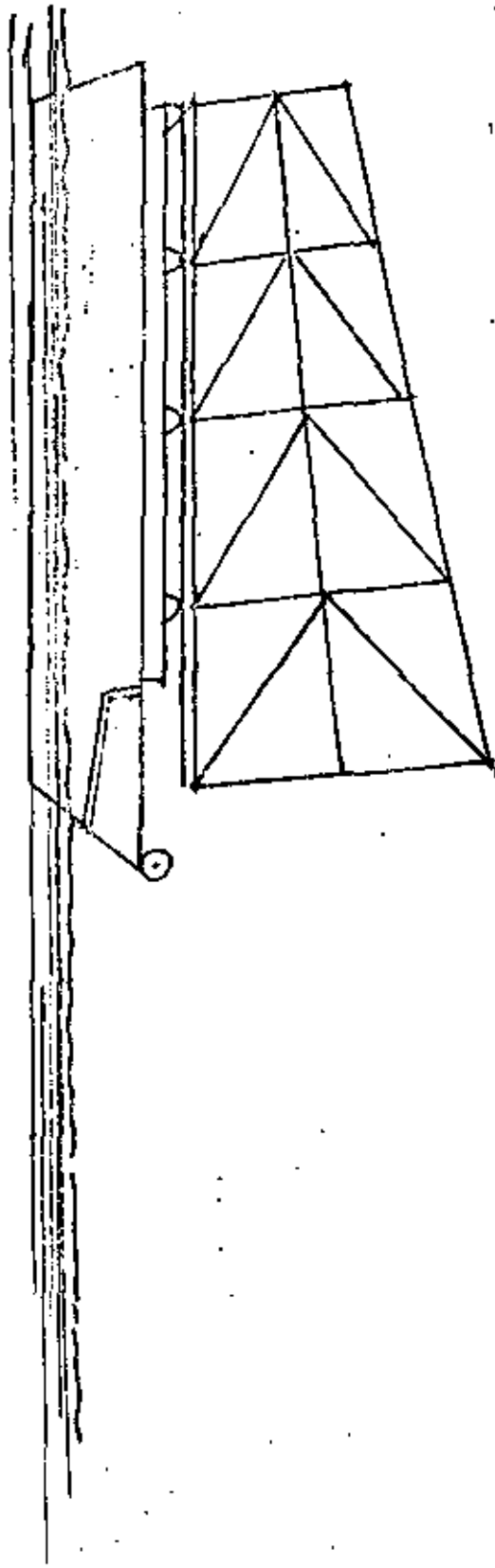
Pilotes

Sub estructura

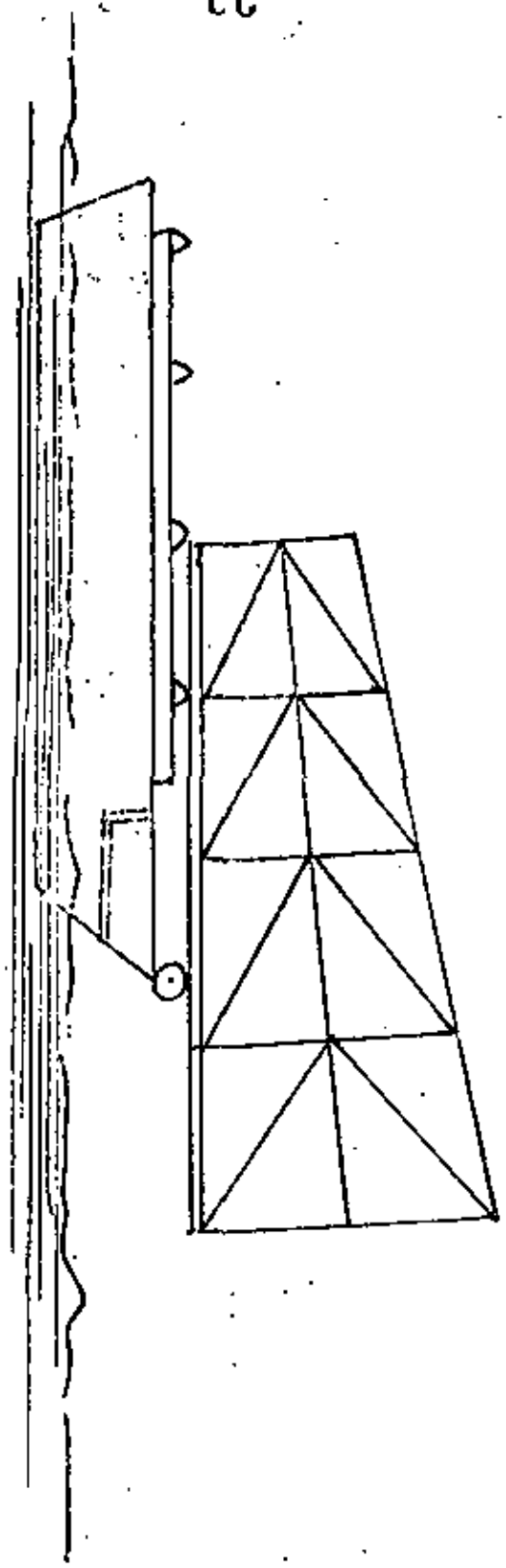
Pilote

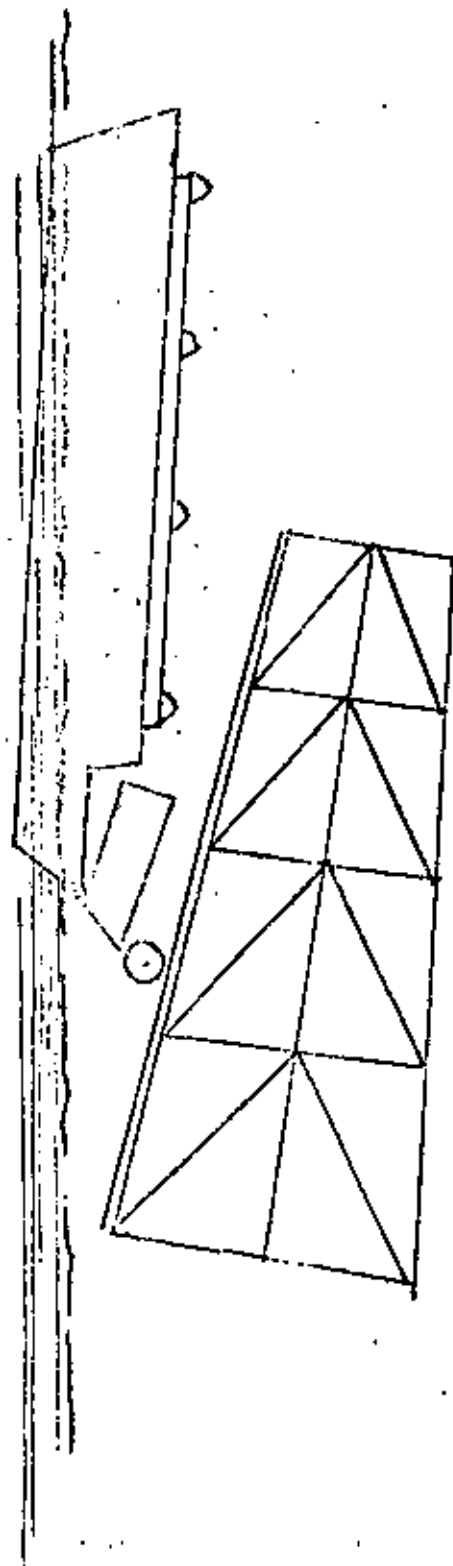
Fondo Marino

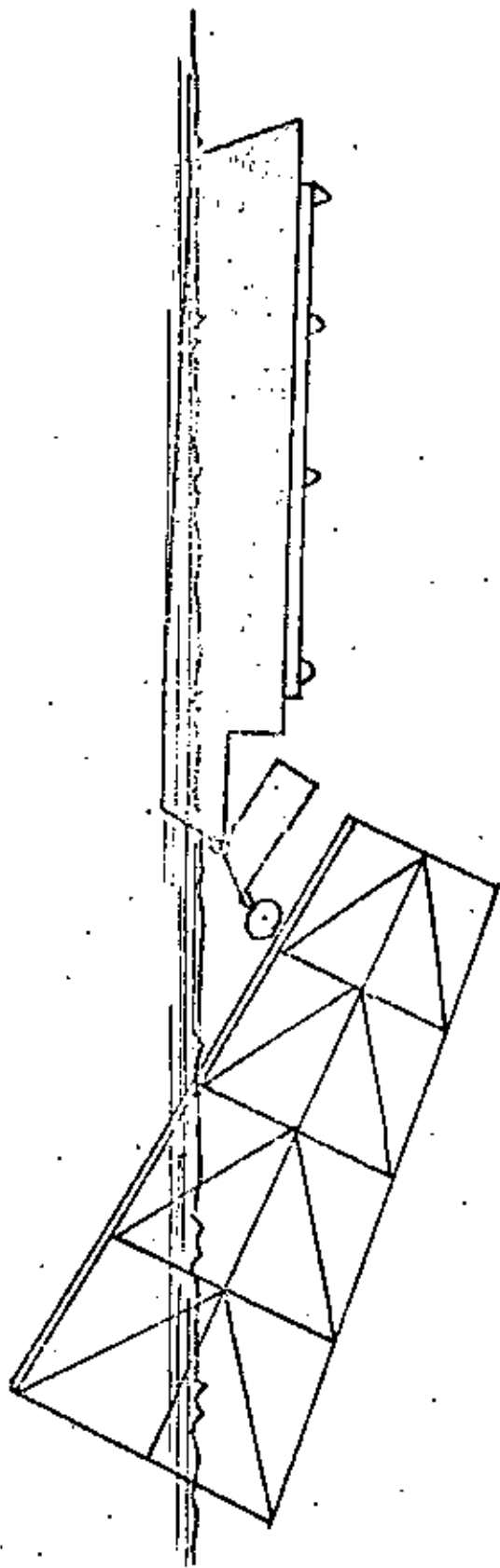


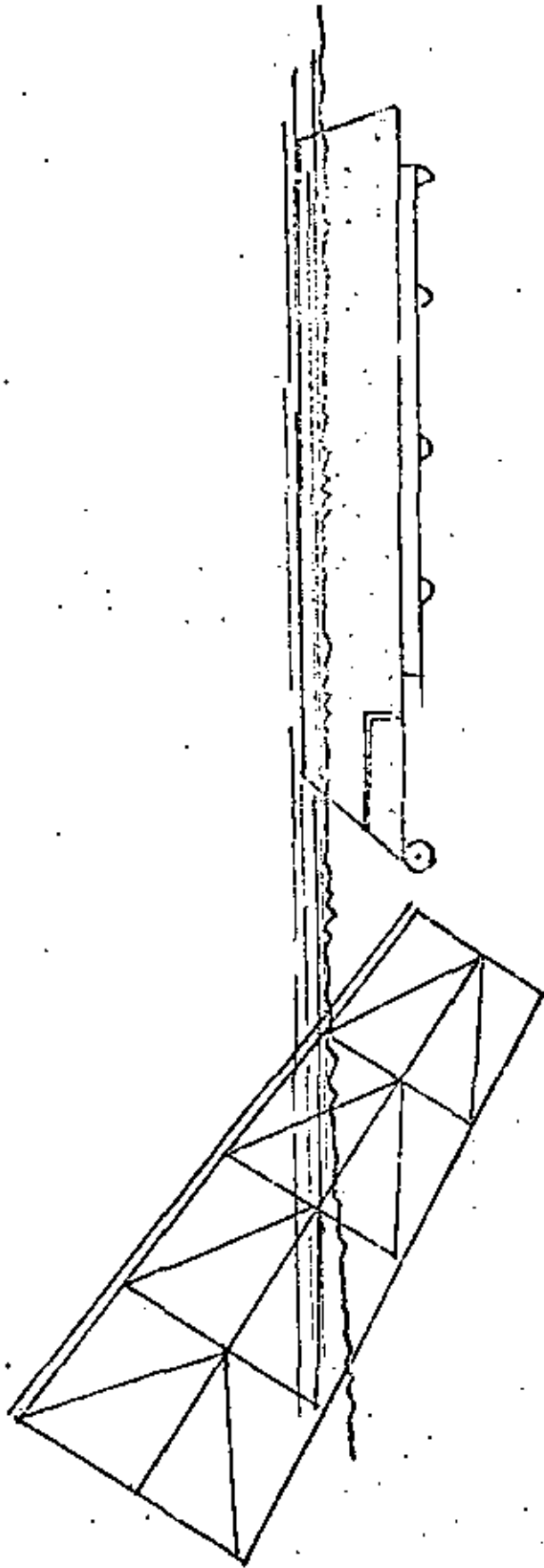


86









"REUNION NACIONAL DE INGENIEROS
CIVILES"

Villahermosa, Tabasco

La Aportación de la Ingeniería Civil a la Industria Petrolera

ANALISIS DE PLATAFORMAS DE PERFORACION MARINA

ING. JORGE LOPEZ RIOS

Av. de los Cien Metros No. 152, México 14, D. F.
Instituto Mexicano del Petróleo.

INTRODUCCION

Las plataformas marinas son una de las estructuras más complejas desde el punto de vista modelo matemático, y complicadas desde el punto de vista solicitaciones que se le puedan presentar a un estructurista, y por lo tanto interesantes ya que la tecnología para su solución está actualmente en plena evolución.

A este tipo de estructuras se le ha aplicado toda la técnica actual, tratando de resolverlas lo más adecuadamente posible, sin embargo como suele suceder el problema real es más complicado que su representación matemática y numérica.

Los resultados obtenidos de la aplicación de la tecnología actual, son únicamente índices de comportamiento de la plataforma, pero se puede decir que esta tecnología ha tenido una evolución explosiva en los últimos 10 años, modificando modelos matemáticos para representar estructuras, procesamiento de solicitaciones, aplicación de nuevas técnicas numéricas, etc. y se prevé que en algún futuro próximo el problema de modelación estará resuelto casi totalmente, aplicando un comportamiento matemático no lineal al modelo que representa la plataforma. En el caso de solicitaciones, el problema es de mayor envergadura, ya que el enfoque más racional para ellas, dado lo complicado del fenómeno, es un modelo de tipo estocástico, que debe calibrarse con los acontecimientos ocurridos en el lugar de interés, una cosa difícil de conce-

quir si consideramos que los sismos y huracanes son eventos raros y que además deben ser registrados en sitio.

Ante el desarrollo tan gigantesco de la tecnología extranjera en investigación básica, el papel del Instituto Mexicano del Petróleo ha sido tratar de estar a la altura de ella, haciendo investigación aplicada y adaptando esta tecnología a nuestras necesidades y recursos.

DESARROLLO ACTUAL Y FUTURO DEL ANALISIS EN EL INP

El análisis estructural consiste en seleccionar un modelo matemático que represente a la estructura física en sus efectos predominantes, el cual se alimenta con una sollicitación (entrada) obteniéndose una respuesta (salida). De estos tres elementos que componen un sistema pueden derivarse otros dos conceptos: síntesis e identificación de modelo, que a los estructuristas nos sirven para mejorar nuestras hipótesis en la representación de las sollicitaciones y modelos matemáticos.

a) Modelo Matemático

El desarrollo de la teoría matricial de estructuras se logró gracias al uso de las máquinas computadoras, y asociado a éste se planteó el problema de la solución eficiente de grandes sistemas algebraicos, que se vuelve crítico para plataformas marinas fijas

peón para un tirante de 90 M., se obtienen aproximadamente 600 nudos, que utilizando un modelo tridimensional de viga, generaría - 3600 grados de libertad, es decir 12.96 millones de términos en la matriz de rigideces, que ninguna computadora moderna tiene capacidad de almacenarlos en su memoria central, por lo que se deduce que es necesaria una técnica especializada para procesar este tipo de sistemas, tanto en almacenamiento en memoria periférica - como en la estrategia de solución.

El primer intento serio en el 1970 para resolver sistemas tan enormes como el mencionado fué atacarlo por el método llamado de "Subestructuras encañadas" que consiste en dividir la plataforma en secciones cuyo tamaño depende de la capacidad de la memoria central de la computadora que se está utilizando, para luego unir - dos subestructuras adyacentes y hacer una nueva subestructura, - hasta llegar a los extremos de la plataforma, para ahí imponer - las condiciones de frontera, y luego por un proceso inverso, encontrar todos los efectos en los puntos intermedios; con este procedimiento se logró resolver en una máquina IBM 1130 una estructura de 40 M. de tirante, con modelo tridimensional de armadura que representa tres grados de libertad por nudo.

Posteriormente se vió que los efectos de flexión debidos al oleaje eran tan importantes como los axiales por lo que se requirió - ampliar el modelo axial al más general que existe para la teoría

de pequeñas deformaciones, lo cuál implicaba un aumento de memoria de cuatro veces la requerida para modelo de armadura.

En este caso se recurrió a un programa generado en California, - llamado S.A.P. IV que tiene la grandísima ventaja de no invertir la matriz de rigideces, sino resolver muy eficientemente el sistema de ecuaciones propuestas; cuya magnitud depende del número de solicitaciones deseadas.

Este mismo programa tiene opción para análisis dinámico tanto para análisis modal, espectral ó el llamado "paso a paso", como para respuestas sísmicas con espectro, ó sismos tipo, respectivamente, teniendo la ventaja adicional de poder acoplar con movimiento de cuerpo rígido los nudos que se desee y obtener modelos más compactos con soluciones que consuman menos tiempo en la computadora, así como una información más condensada que pueda ser juzgada con facilidad.

Actualmente el modelo matemático es necesario sofisticarlo aún más debido a la interacción que existe entre el suelo, los pilotes y la subestructura, la cuál sería susceptible de representarse en el programa S.A.P. IV a no ser por dos hechos importantes, el primero la retro-alimentación de las fuerzas axiales en los pilotes que deben considerarse en un análisis de segundo orden que conduce a comportamientos no lineales, y el segundo el comportamiento histerético no lineal del suelo tanto para el apoyo

axial, como para el apoyo lateral del pilote.

Actualmente se trabaja en el IMP en este modelo habiéndose solucionado prácticamente mediante la simplificación de condensar los grados de libertad de la plataforma que se acoplan al pilote, mediante un movimiento de cuerpo rígido, que para fines prácticos represente a la plataforma. Los pilotes se suponen apoyados en resortes discretos no lineales tanto axiales como laterales que funcionan independiente según las hipótesis que presenta el A.P.I.

Este programa de computadora generado para resolver este problema procede, en forma incremental, y consume aproximadamente 30 minutos de tiempo total para resolver una plataforma de 40 M. de tirante y pilotes hincados a 60 M.

El planteamiento a futuro es el siguiente:

El modelo de suelo debe ser modificado a uno más racional que represente el semiespacio del suelo; es decir los resortes discretos deberán estar acoplados y ser de comportamiento no lineal, así como estudiar ciclos de carga y descargas en el suelo de modo de obtener el estudio de fatiga del material.

Es necesario mencionar aquí, que la tecnología en mecánica de suelos, tanto para su aplicación al conjunto pilote-estructura como para interpretar el estudio previo, así como la exploración misma del suelo, es diferente a la referente a tierra y que es necesari-

rio desarrollarla en nuestro medio con técnicos mexicanos aún con fines únicamente de supervisión.

En este mismo renglón de mecánica de suelos en el IMP se ha implementado un programa de computadora que analiza la energía necesaria para el hincado de un pilote de acuerdo a un modelo de ecuación de onda, con el fin de discriminar el tipo de martinete que deberá usarse en el lugar de instalación.

Otra investigación aplicada que está desarrollando el IMP referente al modelo de la plataforma y que puede tener significado para el análisis dinámico, es acoplar los efectos locales de juntas gobernadas por flexión del cascarón del tubo, a los efectos generales gobernados por esfuerzos membranales, lo cual modifica la matriz de rigideces de la estructura y por lo tanto fundamentalmente la respuesta dinámica.

b) Solicitaciones en Sitio

Las solicitaciones en una plataforma marina y casi en cualquier estructura industrial, pueden dividirse en ambientales, gravitacionales y de operación, pero para el caso de plataformas, las solicitaciones ambientales son críticas, por su desconocimiento tanto en magnitud como en ocurrencia y en representación analítica.

Los modelos populares son de carácter determinístico y con equivalencias dinámicas a estáticas, que son válidas en ciertos casos

en que no se interacciona considerablemente la estructura y la sollicitación.

Las sollicitaciones ambientales que consideramos más importantes, son: oleaje, viento, sismo y corrientes marinas, aunque en el caso de plataformas existen otras como las de transporte, lanzamiento, flotación y montaje que en algunas plataformas puedan ser importantes, en el IMP se está empezando a investigar en estos últimos aspectos.

b1) Oleaje y Vientos

El mar real no puede restringirse al comportamiento de leyes rígidamente determinísticas que suponen generación de movimientos armónicos planos. Sin embargo, la representación mediante este tipo de modelos, permite una buena simplificación en los cálculos, y los efectos medidos en laboratorio con olas generadas de características controladas, coincidentísimamente con las predicciones de la teoría.

Estos tipos de modelos son los que se han implementado en programa de computadora en el IMP, siendo los siguientes:

- 1) Teoría de Airy (lineal)
- 2) 5º Orden de Stokes

opcionales según las características del oleaje considerados.

La sollicitación de oleaje, se obtiene, convirtiendo las velo

ciudades y aceleraciones pronosticadas por la teoría, en fuerzas con componentes en tres direcciones según la fórmula de Morison, que son la acción del oleaje sobre la estructura.

El programa puede simular el paso del oleaje sobre la plataforma según una dirección elegida, y en un número de pasos previsto en fracciones del período. La respuesta proporcionada por el programa no prevé amplificaciones dinámicas, que en algunos casos puede tener importancia sobre todo en estructuras más ó menos flexibles.

Hablando en términos de olas armónicas podemos decir, que el oleaje que tiene mayor amplitud no necesariamente es el más crítico, ya que puede haber oleajes menores que incidan en la plataforma con mucho mayor frecuencia, creando en conjunto fenómenos de fatiga, que deberán tomarse en cuenta en el diseño.

Actualmente en el IMP se está trabajando en un programa de computadora, que se basa en los espectros de potencia de oleaje de mares aleatorios para pronosticar el factor de amplificación dinámico, y a su vez, encontrar los esfuerzos máximos con su frecuencia de ocurrencia y así poder diseñar contra fatiga.

Es necesario tratar en este párrafo la sollicitación de viento, porque el oleaje considerado es el generado por este elemento.

y aunque no acontezcan simultáneamente el oleaje y viento en el mismo sitio, se pueden establecer correlaciones estadísticas en cierta área característica tributaria del sitio.

El viento, se trata en el programa de oleaje según lo marca el API, y que es muy semejante al procedimiento señalado en cualquier código de construcción; sin planteamientos especiales por provenir de un huracán en altamar.

b2) Sismo

El problema de sollicitación sísmica para estructuras apoyadas en tierra, todavía no se encuentra completamente resuelto, sobre todo para estructuras complicadas como presas, túneles ó estructuras reticulares de gran tamaño y en cuanto intervienen diferentes medios, el problema se complica. En las estructuras terrestres por ejemplo, últimamente se está estudiando la interacción suelo-estructura y hay que imaginar cómo crece el problema al existir interacción no lineal entre estructura-pilotes-suelo-agua para plataformas marinas. El problema se encuentra en estudio manejado con toda la herramienta matemática y numérica de que se dispone en la actualidad, y por lo tanto todavía no hay respuestas categóricas.

Un modelo dinámico lineal aproximado ha elaborado el IMP, -

que consiste en condensar todos los grados de libertad de la plataforma a tres por nivel, dos movimientos horizontales y un giro, simulando los pilotes con resortes lineales energéticamente equivalentes.

Es preciso mencionar que al querer diseñar con un espectro sísmico, es necesario adaptar ó deducir uno para el lugar de interés, teniendo en cuenta las nuevas condiciones ambientales. Este estudio se ha efectuado en parte en nuestro país pero es necesario insistir en refinarlo de acuerdo a los acontecimientos que ocurran en el futuro.

b3) Corrientes Marinas

Las corrientes marinas están en general bien definidas y deben tomarse en cuenta con carácter permanente para cualquier combinación de solicitaciones que se haga para diseño, obteniéndose las cargas de presión del mismo modo que para el oleaje.

b4) Combinación de Solicitaciones Ambientales

El carácter aleatorio del oleaje, sismo y viento, forma una buena terna para crear un modelo probabilístico, que defina las combinaciones que deban usarse en el diseño, el cuál deberá considerar a los eventos aislados como procesos estocásticos y por consecuencia a sus combinaciones, llegándose a proponer el peso con que deba contribuir en cualquier combi

nación, para que la plataforma tenga la misma confiabilidad estructural en un cierto tiempo llamado la vida útil de la estructura.

En el IMP se trabaja actualmente en este tipo de criterio para racionalizar una tabla de combinaciones de cargas, que sirve para diseñar la plataforma que hasta ahora tiene carácter ingenieril intuitivo.

c) Solicitaciones de Traslado

Este tipo de solicitaciones se están estudiando en el IMP para lo cual se están desarrollando tres programas de computadora, uno que valore la flotación y las fuerzas producidas por ella, otro, las fuerzas y trayectorias del lanzamiento de la plataforma, del chalán al mar y finalmente un tercero que simule la operación de erección acuática y montaje de la plataforma.

Con los programas propuestos y los que se tienen habilitados, prácticamente se cubren las necesidades actuales para el desarrollo de explotación marina, en lo referente a análisis de plataformas marinas fijas.

d) Solicitaciones Gravitacionales y de Operación

Las solicitaciones gravitacionales y de operación que tienen carácter esencialmente determinístico, se analizarán con detalle en la siguiente parte de este trabajo llamado diseño.

Para finalizar ésta primera parte, es necesario mencionar que la calibración de nuestros modelos matemáticos y el conocimiento más realista de las solicitaciones depende de un programa de instrumentación, enfocado a estos aspectos que deberá llevarse a cabo en las plataformas existentes y en las nuevas.

SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE AVANCES TECNOLOGICOS Y CIENTIFICOS EN LA INDUSTRIA PETROLERA.

"DISEÑO DE PLATAFORMAS FIJAS DE PERFORACION MARINA"

(*) Jorge López Ríos

(*) Jorge Vázquez del Mercado M.

(*) Ingenieros de la Subdirección de Ingeniería de Proyecto, Instituto Mexicano del Petróleo

Este trabajo se divide en dos partes principales: análisis y diseño de plataformas, ya que en el desarrollo del cálculo -- rutinario así se efectúa, siendo el primer autor responsable del desarrollo del análisis y el segundo del diseño.

1 PARTE

ANALISIS

INTRODUCCION

Las plataformas marinas son una de las estructuras más complejas desde el punto de vista modelo matemático, y complicadas desde el punto de vista solicitaciones que se le puedan presentar a un estructurista, y por lo tanto interesantes ya que la tecnología para su solución está actualmente en plena evolución.

A este tipo de estructuras se le ha aplicado toda la técnica actual, tratando de resolverlas lo más adecuadamente posible, sin embargo como suele suceder el problema real es más complicado que su representación matemáticas y numérica.

Los resultados obtenidos de la aplicación de la tecnología -- actual, son únicamente índices de comportamiento de la plataforma, pero se puede decir que esta tecnología ha tenido una evolución explosiva en los últimos 10 años, modificando modelos matemáticos para representar estructuras, procesamiento de solicitaciones, aplicación de nuevas técnicas numéricas, etc. y se prevé que en algún futuro próximo el problema de modelación estará resuelto casi totalmente, aplicando un comportamiento matemático no lineal al modelo que representa la plataforma. En el caso de solicitaciones, el problema es de mayor envergadura, ya que el enfoque más racional para ellas, dado lo complicado del fenómeno, es un modelo de tipo estocástico, que debe calibrarse con los acontecimientos ocurridos en el lugar de interés, una cosa difícil de conseguir si consideramos que los sismos y huracanes son eventos raros y que además deben ser registrado en sitio.

Ante el desarrollo tan gigantesco de la tecnología extranjera en investigación básica, el papel del Instituto Mexicano del Petróleo ha sido tratar de estar a la altura de ella, haciendo investigación aplicada y adaptando esta tecnología a nuestras necesidades y recursos.

DESARROLLO ACTUAL Y FUTURO DEL ANALISIS EN EL IMP

El análisis estructural consiste en seleccionar un modelo matemático que represente a la estructura física en sus efectos predominantes, el cual se alimenta con una sollicitación (entrada) obteniéndose una respuesta (salida). De estos tres elementos que componen un sistema pueden derivarse otros dos conceptos; síntesis e identificación de modelo (ver. fig. 1), que a los estructuristas nos sirven para mejorar nuestras hipótesis en la representación de las sollicitaciones y modelo matemático.

a) Modelo Matemático

El desarrollo de la teoría matricial de estructuras se logró gracias al uso de las máquinas computadoras, y asociado a éste se planteó el problema de la solución eficiente de grandes sistemas algebraicos, que se vuelve crítico para plataformas marinas fijas pues para un tirante de 90 m., se obtienen aproximadamente 600 nudos, que utilizando un modelo tridimensional de viga, generaría 3600 grados de libertad, es decir 12.96 millones de términos en la matriz de rigideces, que ninguna computadora moderna tiene capacidad de almacenarlos en su memoria central, por lo que se deduce que es necesaria una técnica especializada para procesar este tipo de sistemas, tanto, en almacenamiento en memoria periférica como en la estrategia de solución.

El primer intento serio en el IMP para resolver sistemas tan enormes como el mencionado fue atacarlo por el método llamado de "Sub-estructuras encadenadas" (ref. 1) que consiste en dividir la plataforma en secciones cuyo tamaño -

depende de la capacidad de la memoria central de la computadora que se está utilizando, para luego unir dos Sub-estructuras adyacentes y hacer una nueva sub-estructura, hasta llegar a los extremos de la plataforma, para ahí imponer las condiciones de frontera, y luego por un proceso inverso, encontrar todos los efectos en los puntos intermedios; con este procedimiento se logró resolver en una máquina IBM 1130 una estructura de 40 m. de tirante, con modelo tridimensional de armadura que representa tres grados de libertad por nudo.

Posteriormente se vio que los efectos de flexión debidos al oleaje eran tan importantes como los axiales, por lo que se requirió ampliar el modelo axial al más general que existe para la teoría de pequeñas deformaciones, lo cual implicaba un aumento de memoria de cuatro veces la requerida para modelo de armadura.

En este caso se recurrió a un programa generado en California, llamado S.A.P. IV que tiene la grandísima ventaja de no invertir la matriz de rigideces, sino resolver muy eficientemente el sistema de ecuaciones propuestas, cuya magnitud depende del número de sollicitaciones deseadas.

Este mismo programa tiene opción para análisis dinámico tanto análisis modal espectral o el llamado "paso a paso" para respuestas sísmicas con espectro, o sismos tipo, respectivamente, teniendo la ventaja adicional de poder acoplar con movimiento de cuerpo rígido los nudos que se desee y obtener modelos más compactos con soluciones que consuman menos tiempo en la computadora, así como una información más condensada que pueda ser juzgada con facilidad.

Actualmente el modelo matemático es necesario sofisticarlo aún más debido a la interacción que existe entre el suelo, los pilotes y la sub-estructura, la cual sería susceptible de

representarse en el programa S.A.P. IV a no ser por dos hechos importantes, el primero la retro-alimentación de las fuerzas axiales en los pilotes que deben considerarse en un análisis de segundo orden que conduce a comportamientos no lineales, y el segundo el comportamiento histerético no lineal del suelo tanto para el apoyo axial, como para el apoyo lateral del pilote.

Actualmente se trabaja en este modelo habiéndose solucionado prácticamente mediante la simplificación de condensar los grados de libertad de la plataforma que se acoplan al pilote, mediante un movimiento de cuerpo rígido, que para fines prácticos represente a la plataforma. Los pilotes se suponen apoyados en resortes discretos no lineales tanto axiales como laterales que funcionan independiente según las hipótesis que presenta el A.P.I.

Este programa de computadora generado para resolver este problema procede, en forma incremental, y consume aproximadamente 30 minutos de tiempo total para resolver una plataforma de 40 m. de tirante y pilotes hincados a 60 m.

El planteamiento a futuro es el siguiente:

El modelo de suelo debe ser modificado a uno más racional que presente el semiespacio del suelo; es decir los resortes discretos deberán estar acoplados y ser de comportamiento no lineal, así como estudiar ciclos de carga y descargas en el suelo de modo de obtener el estudio de fatiga del material.

Es necesario mencionar aquí, que la tecnología en mecánica de suelos, tanto para su aplicación al conjunto pilote-estructura como para interpretar el estudio previo, así como la exploración misma del suelo, es diferente a la referente a tierra y que es necesario desarrollarla en nuestro medio con técnicos mexicanos aún con fines únicamente de supervisión.

En este mismo renglón de mecánica de suelos en estos momentos se está implementando un programa de computadora en el IMP que analiza la energía necesaria para el hincado de un pilote de acero a un modelo de ecuación de onda, con el fin de discriminar el tipo de martinete que deberá usarse en el lugar de instalación.

Otra investigación aplicada que está desarrollando el IMP referente al modelo de la plataforma y que puede tener -- significado para el análisis dinámico, es acoplar los efectos locales de juntas gobernadas por flexión del cascarón del tubo, a los efectos generales gobernados por esfuerzos membranales, lo cual modifica la matriz de rigideces de la estructura y por lo tanto fundamentalmente la respuesta dinámica.

b) SOLICITACIONES EN SITIO

Las solicitaciones en una plataforma marina y casi en cualquier estructura industrial, pueden dividirse en ambientales, gravitacionales y de operación, pero para el caso de plataformas, las solicitaciones ambientales son críticas, por su desconocimiento tanto en magnitud como en ocurrencia y en representación analítica.

Los modelos populares son de carácter determinístico y con equivalencias dinámicas a estáticas, que son válidas en ciertos casos en que no se interacciona considerablemente la estructura y la solicitación.

Las solicitaciones ambientales que consideramos más importantes, son: oleaje, viento, sismo y corrientes marinas, - aunque en el caso de plataformas existen otras como las de transporte, lanzamiento, flotación y montaje que en algunas plataformas pueda ser importantes, en el IMP se está empezando a investigar en estos últimos aspectos.

b1) Oleaje y Vientos

El mar real no puede restringirse al comportamiento de leyes rígidamente determinísticas que suponen generación de movimientos armónicos planos. Sin embargo, la representación mediante este tipo de modelos, permite una buena simplificación en los cálculos, y los efectos medidos en laboratorio con olas generadas de características controladas, coincide bondadosamente con las predicciones de la teoría.

Estos tipos de modelos son los que se han implementado en programa de computadora en el IMP, siendo los siguientes:

- 1) Teoría de Airy (lineal)
- 2) 3ª orden de Stokes
- 3) 5ª orden de Stokes

opcionales según las características del oleaje considerados.

La sollicitación de oleaje, se obtiene, convirtiendo las velocidades y aceleraciones pronosticadas por la teoría, en fuerzas con componentes en tres direcciones según la fórmula de Morison, que son la acción del oleaje sobre la estructura.

El programa puede simular el paso del oleaje sobre la plataforma según una dirección elegida, y en un número de pasos previsto en fracciones del período. La respuesta proporcionada por el programa no provee amplificaciones dinámicas, que en algunos casos puede tener importancia sobre todo en estructuras más o menos flexibles.

Hablando en términos de olas armónicas podemos decir, que el oleaje que tiene mayor amplitud no necesariamente es el más crítico, ya que puede haber oleajes menores que incidan en la plataforma con mucho mayor frecuencia, creando en conjunto fenómenos de fatiga, que deberán tomarse en cuenta en el diseño.

Actualmente en el IMP se está trabajando en un programa de computadora, que se basa en los espectros de potencia de oleaje de mares aleatorios para pronosticar el factor de amplificación dinámico, y a su vez, encontrar los esfuerzos máximos con su frecuencia de ocurrencia y así poder diseñar contra fatiga.

Es necesario tratar en este párrafo la sollicitación de viento, porque el oleaje considerado es el generado por este elemento, y aunque no acontezcan simultáneamente el oleaje y viento en el mismo sitio, se pueden establecer correlaciones estadísticas en cierta área característica tributaria del sitio.

El viento, se trata en el programa de oleaje según lo marca el API, y que es muy semejante al procedimiento señalado en cualquier código de construcción; sin planteamientos especiales por provenir de un huracán en altamar.

b2) Sismo

El problema de sollicitación sísmica para estructuras apoyadas en tierra, todavía no se encuentra completamente resuelto, sobre todo para estructuras complicadas como presas, túneles o estructuras reticulares de gran tamaño y - en cuanto intervienen diferentes medios, el problema se --complica. En las estructuras terrestres por ejemplo, últimamente se está estudiando la interacción suelo-estructura y hay que imaginar cómo crece el problema al existir --interacción no lineal entre estructura-pilotes-suelo-agua para plataformas marinas. El problema se encuentra en estudio manejado con toda la herramienta matemática y numérica de que se dispone en la actualidad, y por lo tanto - todavía no hay respuestas categóricas.

Un modelo dinámico lineal aproximado ha elaborado el IMP, que consiste en condensar todos los grados de libertad de la plataforma a tres por nivel, dos movimientos horizontales y un giro, simulando los pilotes con resortes lineales energéticamente equivalentes.

Es preciso mencionar que al querer diseñar con un espectro sísmico, es necesario adaptar o deducir uno para el lugar de interés, teniendo en cuenta las nuevas condiciones - ambientales, y creo que este trabajo correspondería en México al Instituto de Ingeniería de la UNAM.

b3) Corrientes Marinas

Las corrientes marinas están en general bien definidas y deben tomarse en cuenta con carácter permanente para cualquier combinación de sollicitaciones que se haga para diseño, obteniéndose las cargas de presión del mismo modo que para el oleaje.

b4) Combinación de sollicitaciones ambientales

El carácter aleatorio del oleaje, sismo y viento, forma una buena terna para crear un modelo probabilístico, que defina las combinaciones que deban usarse en el diseño, el cual deberá considerar a los eventos aislados como procesos estocásticos y por consecuencia a sus combinaciones, -

llegándose a proponer el peso con que deba contribuir en cualquier combinación, para que la plataforma tenga la misma confiabilidad estructural en un cierto tiempo llamado la vida útil de la estructura.

En el IMP se trabaja actualmente en este tipo de criterio para racionalizar una tabla de combinaciones de cargas, - que sirve para diseñar la plataforma que hasta ahora tiene carácter ingenieril intuitivo.

c) Solicitaciones de traslado

Este tipo de solicitaciones como se mencionó en un principio, se están empezando a estudiar en el IMP para lo cual se piensan desarrollar tres programas de computadora, uno que valore la flotación y las fuerzas producidas por ella, otro, las fuerzas y trayectorias del hundimiento de la plataforma, del challán al mar y finalmente un tercero que simule la operación de erección acuática y montaje de la plataforma.

Con los programas propuestos y los que se tienen habilitados, prácticamente se cubren las necesidades actuales para el desarrollo de explotación marina, en lo referente a análisis de plataformas marinas fijas.

d) Solicitaciones gravitacionales y de operación.

Las solicitaciones gravitacionales y de operación que tienen carácter esencialmente determinístico, se analizarán con detalle en la siguiente parte de este trabajo llamado diseño.

Para finalizar esta primera parte del análisis, es necesario - mencionar que la calibración de nuestros modelos matemáticos y el conocimiento más realista de las solicitaciones depende de un programa de instrumentación, enfocado a estos aspectos que deberá llevarse a cabo en las plataformas existentes y en las nuevas.

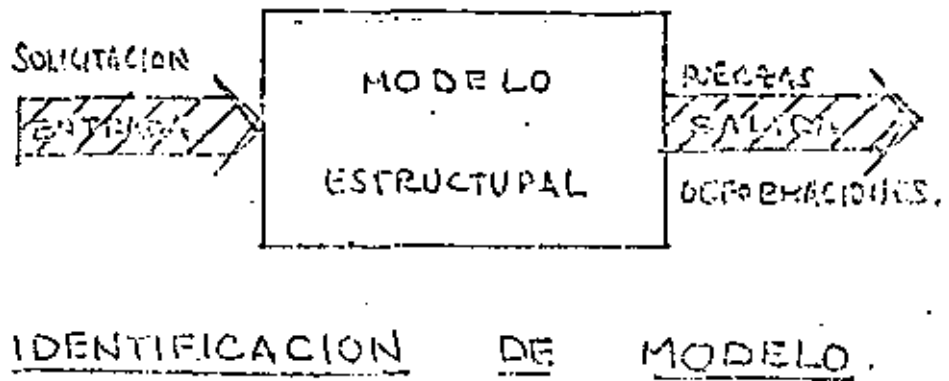
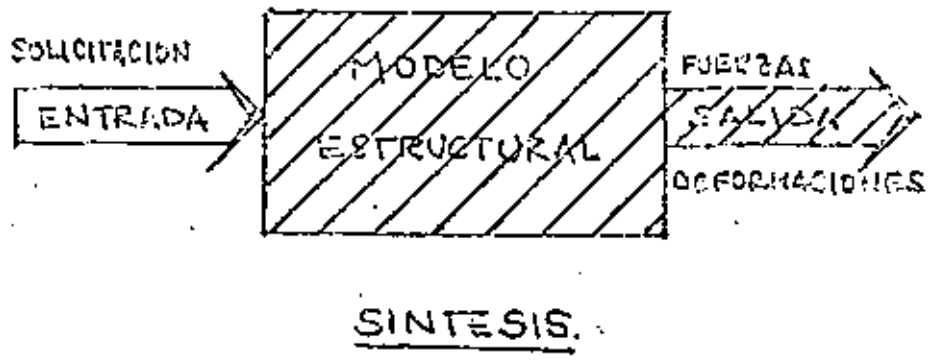
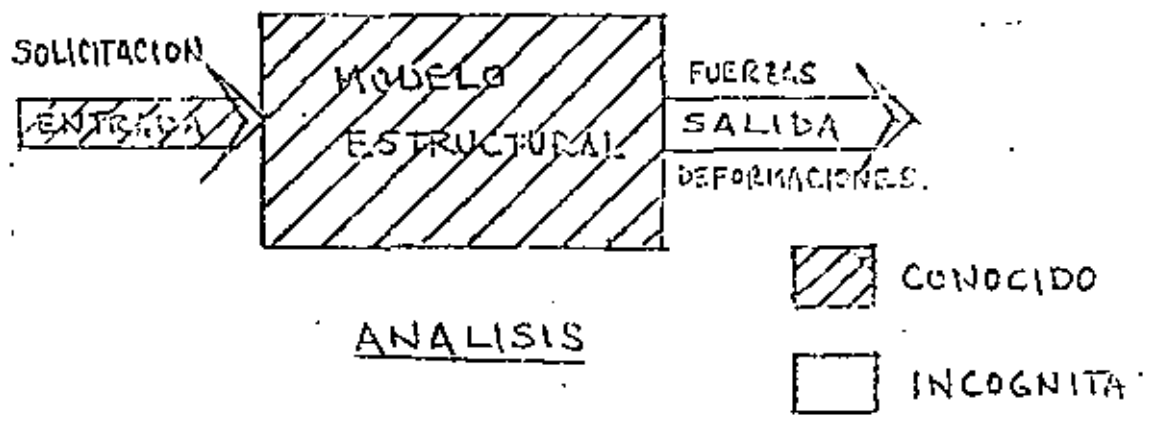
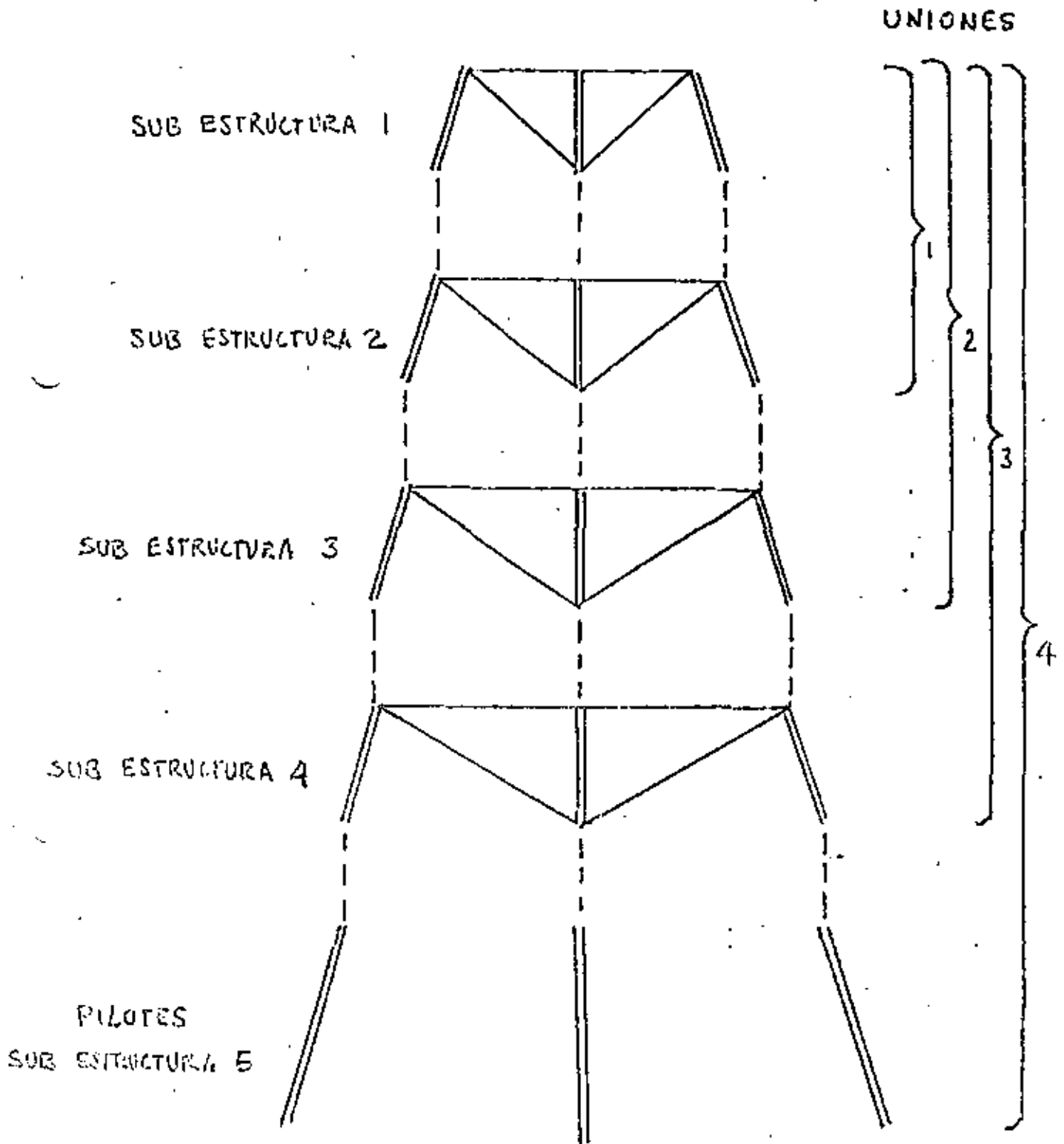
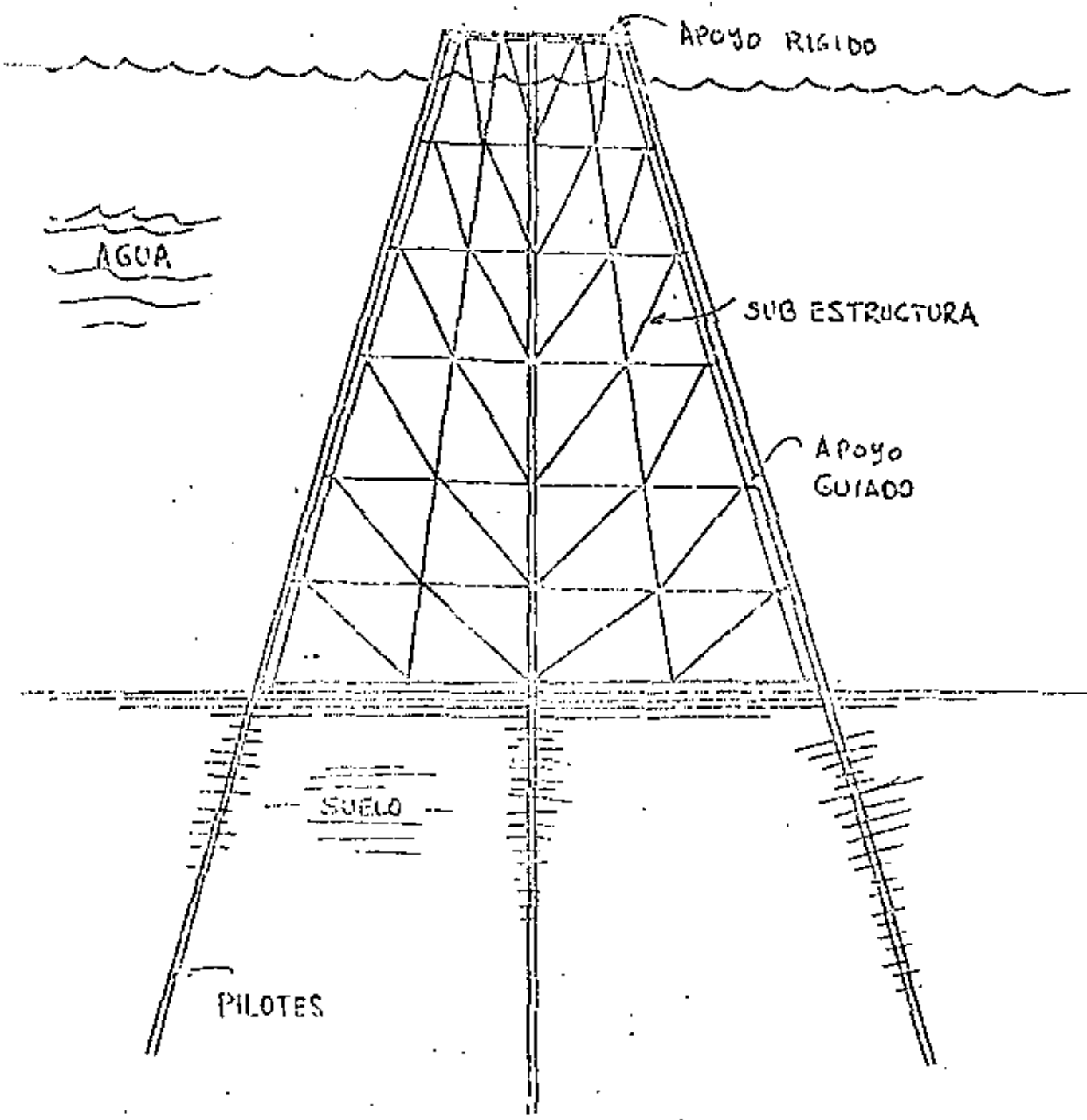
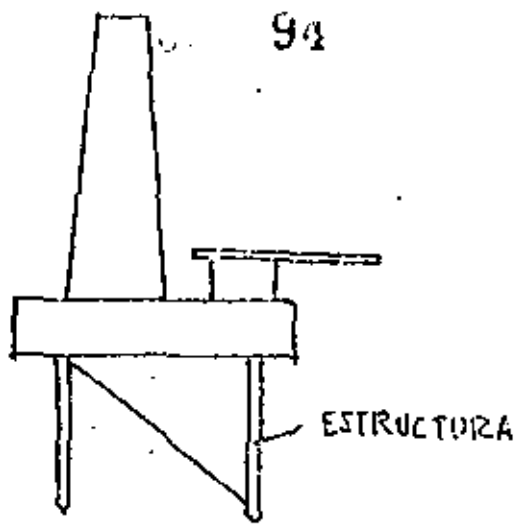


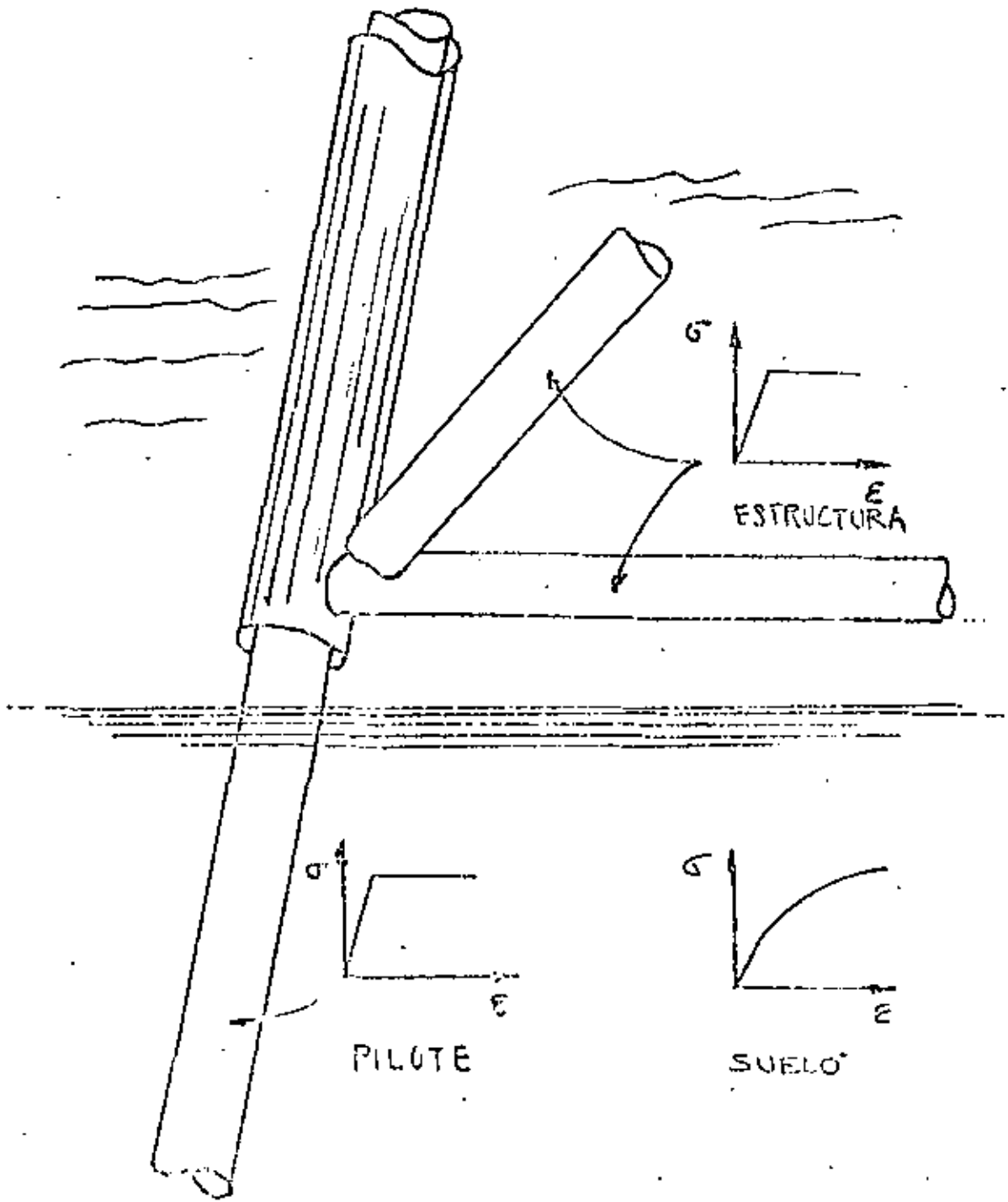
FIG 1

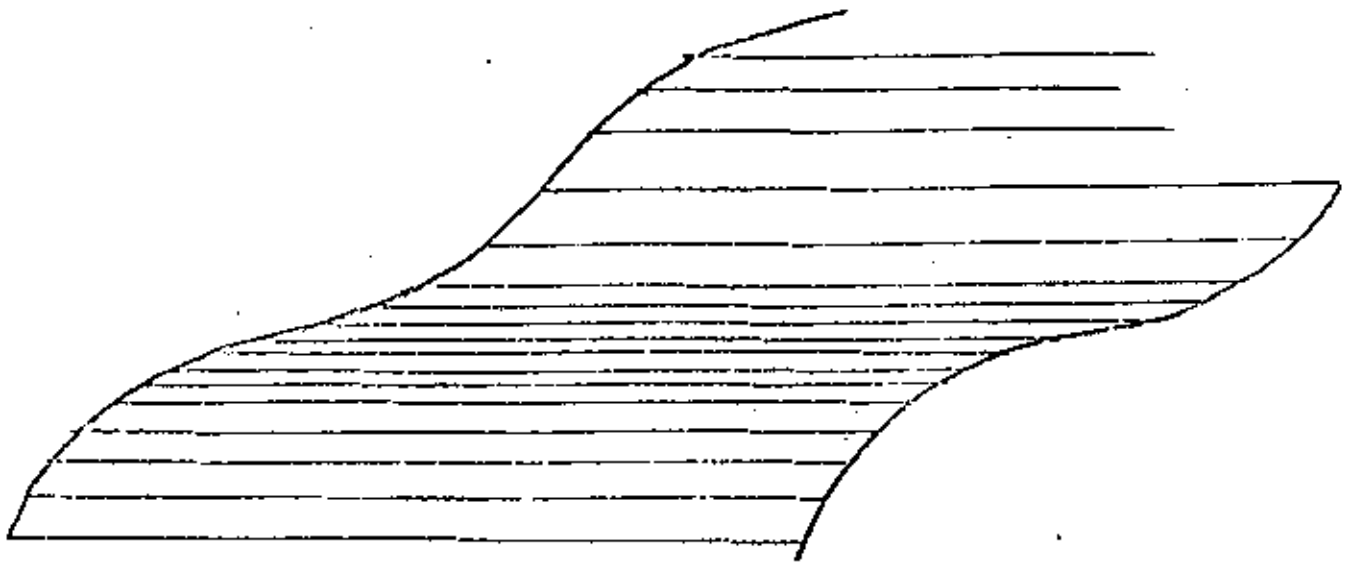


METODO DE SUB ESTRUCTURAS ENCADENADAS.

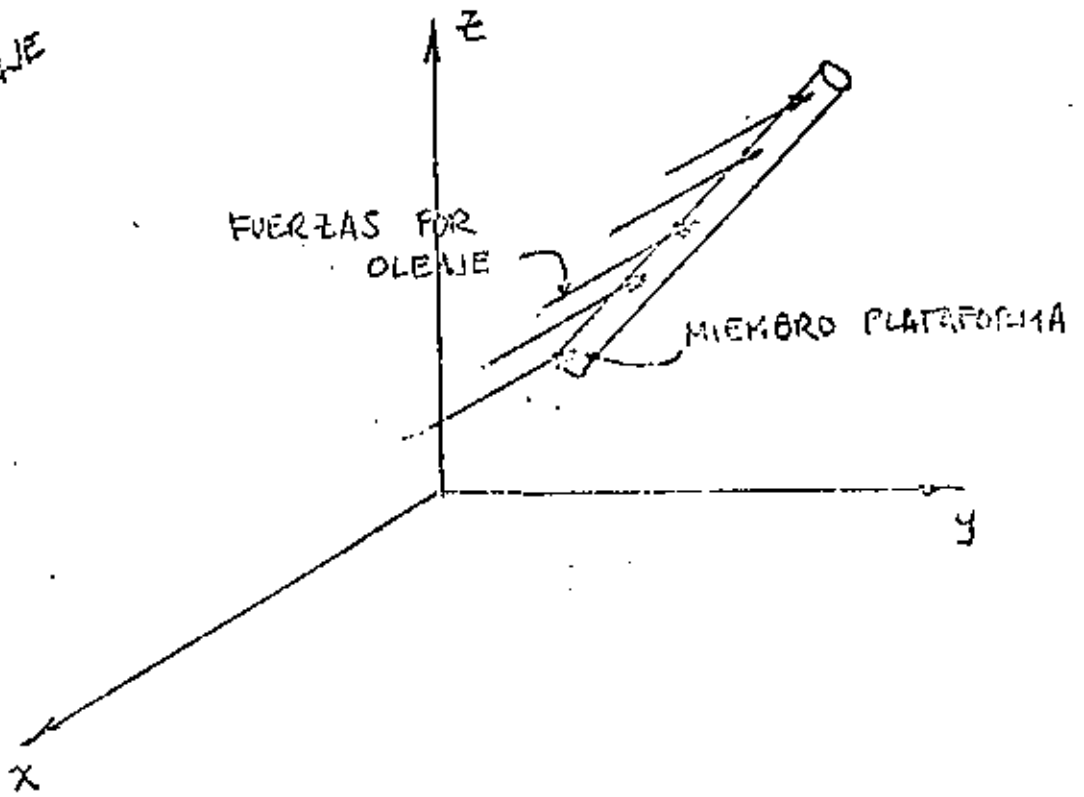


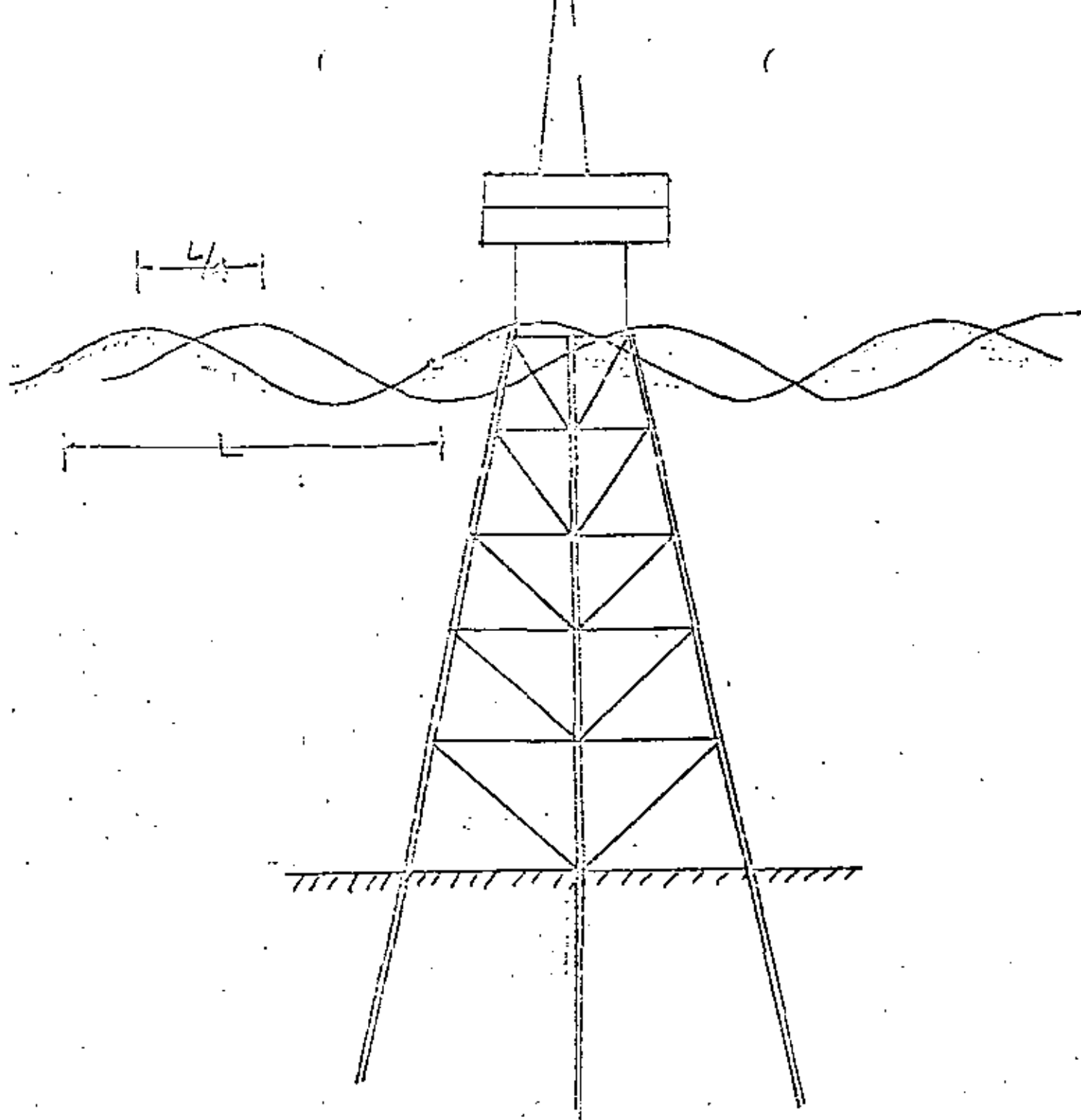
MODELO ESTRUCTURAL DE PLATAFORMA



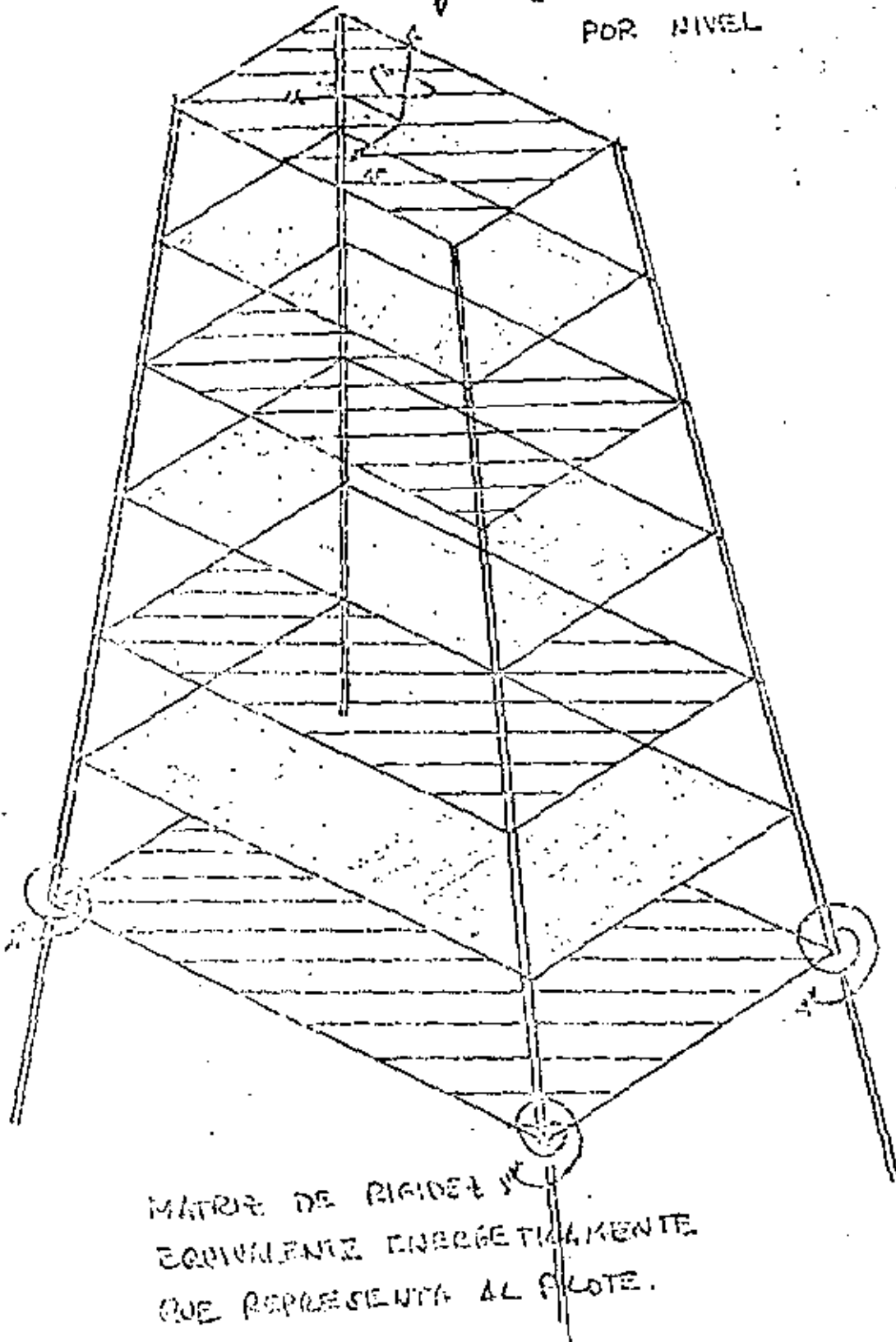


~~TRONCO DE OLEAJE~~
TRONCO DE OLEAJE





3 GRADOS DE LIBERTAD
POR NIVEL



MODELO DINAMICO

**PRIMER CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA ESTRUCTURAL -
ANALISIS ESTRUCTURAL DE PILOTES DE TRABAJO COMBINADO
POR FRICCION Y PUNTA.**

(*) Jorge López Ríos

INTRODUCCION

Las plantas petroquímicas y de proceso de petróleo se encuentran en su mayoría situadas en las costas de nuestro territorio, cuyo suelo generalmente está constituido por mantos potentes de arcilla, compresible, en donde las cimentaciones de equipo, edificios y recipientes propios de la industria hay que apoyarlos en pilotes que trabajan combinadamente por fricción y punta.

El análisis tradicional de estos elementos se hace considerando un mecanismo de falla, o sea un diseño al límite en el cual se logra movilizar simultáneamente la resistencia lateral y de punta totales del pilote sin considerar deformaciones en ningún punto del proceso; este mecanismo es el equivalente a un movimiento de cuerpo rígido del pilote.

Este modelo tan simplista obliga a los estructuristas a analizar las estructuras apoyadas en pilotes a emplear modelos al límite, si se quiere ser compatible con el criterio de última resistencia, creando un mecanismo de falla simultáneo.

La práctica usual, sin embargo, ni siquiera llega a esta sutileza y, en general, se emplean criterios híbridos, suponiendo inconscientemente modelos diferentes para pilotes y estructuras, llegándose como resultado final en la mayoría de los casos a un sobre-diseño, según el coeficiente de seguridad adoptado.

En este trabajo se pretende emplear un modelo que aunque todavía es elemental por su comportamiento lineal, toma en cuenta fuerzas y deformaciones simultáneamente.

En los casos reales, si el coeficiente de seguridad ha sido lo suficientemente grande, el comportamiento es prácticamente lineal a un nivel de un 30% a un 50% de la carga de falla, pudiéndose emplear para el comportamiento del suelo el módulo secante o tangente, como se puede ver en la Fig. 1.

(*) Subdirección de Ingeniería de Proyecto
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO

De este punto en adelante, el comportamiento es radicalmente diferente, pudiéndose decir que el problema es lineal, solo por incrementos, o sea no-lineal.

El modelo lineal está constituido por un pilote deformable axialmente embebido en un suelo de comportamiento lineal, representado por un resorte continuo uniformemente repartido, tipo winkler.

El tratamiento analítico se basa en la solución de un sistema de dos ecuaciones diferenciales ordinarias de primer orden, una de equilibrio y otra de compatibilidad para partiendo de ellas llegar a la matriz de rigideces del sistema, incluyendo el apoyo elástico del suelo; este procedimiento tiene la ventaja de poder seccionar el pilote en el número de partes que el analista desee e incluirle diferentes propiedades según la estratigrafía del suelo.

Las ecuaciones mencionadas son:

$$\frac{d\mu}{dx} = - \frac{N}{EA} \quad (1)$$

$$\frac{dN}{dx} = - k_N \mu \quad (2)$$

en las que

μ = deformación total en cualquier punto del pilote

N = fuerza axial en el pilote en donde se está midiendo μ

k_N = constante de resorte a deformaciones axiales del suelo uniformemente repartido a lo largo del pilote.

Este sistema puede resolverse mediante sustitución, llegándose a la ecuación diferencial

$$\frac{d^2\mu}{dx^2} - \frac{k_N}{EA} \mu = 0 \quad (3)$$

cuya ecuación característica es

$$p^2 - \frac{k_N}{EA} = 0 \quad (4)$$

siendo sus raíces

$$p_1 = \sqrt{\frac{k_N}{EA}} \quad p_2 = -\sqrt{\frac{k_N}{EA}}$$

Si $\lambda = \sqrt{\frac{k_N}{EA}}$ la solución de la ecuación (3) será:

$$\mu = C_1 \operatorname{Sh} \lambda x + C_2 \operatorname{Ch} \lambda x \quad (5)$$

$$N = -EA \frac{d\mu}{dx} \quad 10i$$

$$= -EA (\lambda C_1 \operatorname{ch} \lambda x + \lambda C_2 \operatorname{sh} \lambda x)$$

Para valorar las constantes C_1 y C_2 , se imponen las condiciones iniciales siguientes:

$$\text{en } x=0 \quad \begin{cases} \mu = \mu_1 \\ N = N_1 \end{cases}$$

$$\mu_1 = C_2 \quad \text{y} \quad N_1 = -EA \lambda C_1 \rightarrow C_1 = -\frac{N_1}{\lambda EA}$$

por lo tanto

$$\mu(x) = -\frac{N_1}{EA} \operatorname{sh} \lambda x + \mu_1 \operatorname{ch} \lambda x \quad (7)$$

$$N(x) = -\lambda EA \left[-\left(\frac{N_1}{\lambda EA}\right) \operatorname{ch} \lambda x + \mu_1 \operatorname{sh} \lambda x \right]$$

$$N(x) = N_1 \operatorname{ch} \lambda x - \lambda EA \mu_1 \operatorname{sh} \lambda x \quad (8)$$

El sistema (7) - (8), puede ponerse en la siguiente forma matricial

$$\begin{bmatrix} \mu(x) \\ N(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \operatorname{ch} \lambda x & -\frac{\operatorname{sh} \lambda x}{\lambda EA} \\ -\lambda EA \operatorname{sh} \lambda x & \operatorname{ch} \lambda x \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mu_1 \\ N_1 \end{bmatrix} \quad (9)$$

en forma simbólica

$$\bar{e}(x) = T(x) \cdot \bar{e}_1$$

$T(x)$ es la matriz de transición del sistema y tiene que cumplir con la propiedad $T(0) = I_2$ que en efecto se cumple. Si se hace $x = L$

$$\begin{bmatrix} \mu_2 \\ N_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \operatorname{ch} \lambda L & -\frac{\operatorname{sh} \lambda L}{\lambda EA} \\ -\lambda EA \operatorname{sh} \lambda L & \operatorname{ch} \lambda L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mu_1 \\ N_1 \end{bmatrix} \quad (10)$$

en donde $\mu_2 = \mu(L)$ y $N_2 = N(L)$

De este sistema puede encontrarse la matriz de rigideces de elemento, - despejando los términos de carga en función de los de deformación

$$\mu_2 = \operatorname{ch} \lambda L \mu_1 - \frac{\operatorname{sh} \lambda L}{\lambda EA} N_1 \quad (11)$$

$$N_1 = \lambda EA \operatorname{ch} \lambda L \mu_1 - \frac{\lambda EA}{\operatorname{sh} \lambda L} N_2$$

$$N_1 = \lambda EA \operatorname{cth} \lambda L u_1 - \frac{\lambda EA}{\operatorname{Sh} \lambda L} u_2$$

$$N_2 = -\lambda EA \operatorname{Sh} \lambda L u_1 + \operatorname{Ch} \lambda L \left[\lambda EA \operatorname{cth} \lambda L u_1 - \frac{\lambda EA}{\operatorname{Sh} \lambda L} u_2 \right]$$

$$N_2 = -\lambda EA \frac{\operatorname{Sh}^2 \lambda L - \operatorname{Ch}^2 \lambda L}{\operatorname{Sh} \lambda L} u_1 - \lambda EA \operatorname{cth} \lambda L u_2 \quad (12)$$

$$N_2 = \lambda EA \frac{1}{\operatorname{Sh} \lambda L} u_1 - \lambda EA \operatorname{cth} \lambda L u_2 \quad (12)$$

Como la matriz de rigideces relaciona elementos internos o externos, deberá cambiarse el signo a esta última expresión

$$N_2 = \lambda EA \left[-\frac{1}{\operatorname{Sh} \lambda L} u_1 + \operatorname{cth} \lambda L u_2 \right]$$

matricialmente se puede representar como

$$\begin{bmatrix} N_1 \\ N_2 \end{bmatrix} = \lambda EA \begin{bmatrix} \operatorname{cth} \lambda L & -\frac{1}{\operatorname{Sh} \lambda L} \\ -\frac{1}{\operatorname{Sh} \lambda L} & \operatorname{cth} \lambda L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} \quad (13)$$

o sea que simbólicamente

$$\bar{p} = K \bar{a}$$

siendo

$$K = \lambda EA \begin{bmatrix} \operatorname{cth} \lambda L & -\frac{1}{\operatorname{Sh} \lambda L} \\ -\frac{1}{\operatorname{Sh} \lambda L} & \operatorname{cth} \lambda L \end{bmatrix}$$

Como comprobación de la misma, podemos sacar el límite de todos los términos, cuando $\lambda L \rightarrow 0$, ésto se efectuará con la regla de L'Hopital, ya que se trata de límites de cocientes y desde luego

$$\lim_{\lambda L \rightarrow 0} K(\lambda L) = K(\text{estática})$$

$$\lim_{\lambda L \rightarrow 0} \frac{EA}{\lambda} (\lambda L \operatorname{cth} \lambda L) = \frac{EA}{L} \lim_{x \rightarrow 0} \frac{x \operatorname{Ch} x}{\operatorname{Sh} x}$$

$$= \frac{EA}{L} \lim_{x \rightarrow 0} \frac{x \operatorname{Sh} x + \operatorname{Ch} x}{\operatorname{Ch} x} = \frac{EA}{L} y$$

$$\lim_{\lambda L \rightarrow 0} \frac{EA}{L} \frac{\lambda L}{\text{Sh} \lambda L} = \lim_{x \rightarrow 0} \frac{EA}{L} \frac{x}{\text{Sh} x}$$

$$= \frac{EA}{L} \lim_{x \rightarrow 0} \frac{1}{\text{Ch} x} = \frac{EA}{L}$$

$$\lim_{\lambda L \rightarrow 0} \lambda EA \begin{bmatrix} \text{Ch} \lambda L & -\frac{1}{\text{Sh} \lambda L} \\ -\frac{1}{\text{Sh} \lambda L} & \text{Ch} \lambda L \end{bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (14)$$

Esta matriz de rigideces acoplada para cualquier número de tramos - puede resolverse con un programa estándar de solución de sistemas de ecuaciones y encontrar deformaciones y elementos mecánicos en cualquier punto del pilote.

Podemos analizar varios casos teóricos en los cuales se supondrá por simplicidad que el estado de suelo es uniforme y homogéneo.

1er caso

El estrato es infinito, cuando $\lambda L \rightarrow \infty$ $\text{Ch} \lambda L \rightarrow 1.0$ y $\frac{1}{\text{Sh} \lambda L} \rightarrow 0$ luego, de acuerdo a la Fig. 2

$$EA \lambda \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{bmatrix}$$

$$P_1 = P = EA \lambda u_1 \rightarrow u_1 = \frac{P}{\lambda EA}$$

evidentemente $u_2 = 0$ y consecuentemente $P_2 = 0$, en el infinito. Variación de la fuerza normal y deformaciones para este caso, según se vio será:

$$\begin{bmatrix} u(x) \\ N(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{Ch} \lambda x & -\frac{\text{Sh} \lambda x}{\lambda EA} \\ -\lambda EA \text{Sh} \lambda x & \text{Ch} \lambda x \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{P}{\lambda EA} \\ P \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$u(x) = \frac{P}{\lambda EA} [\text{Ch} \lambda L - \text{Sh} \lambda L] = \frac{P}{\lambda EA} \left[\frac{e^{\lambda x} + e^{-\lambda x}}{2} - \frac{e^{\lambda x} - e^{-\lambda x}}{2} \right]$$

$$u(x) = \frac{P}{\lambda EA} e^{-\lambda x} \quad (16) \quad y$$

$$N(x) = P [-\text{Sh} \lambda x + \text{Ch} \lambda x] = P e^{-\lambda x} \quad (17)$$

Para estas gráficas, ver Fig. 3.

Si se pudiera decir que cuando $N = 0.1P$ el pilote puede considerarse infinito, valoremos esta X_{crit} .

$$0.1P = P e^{-\lambda x}$$

$$e^{-\lambda x} = 0.1$$

104

$$e^{\lambda x} = 10$$

$$\lambda x = \frac{1}{\log_{10} e}$$

$$x_{crit} = \frac{1}{\lambda} \frac{1}{\log_{10} e}$$

$$x_{crit} = 2.30 \sqrt{\frac{EA}{KN}} \quad (18)$$

2o. caso

El pilote está embebido en un suelo elástico y su trabajo de punta se representa por un resorte elástico, K_p , Fig. 4.

Se puede acoplar la matriz de rigideces del tramo con fricción y el resorte de punta en la forma usual se tiene

$$\lambda EA \begin{bmatrix} \operatorname{cth} \lambda L & -\frac{1}{\operatorname{sh} \lambda L} \\ -\frac{1}{\operatorname{sh} \lambda L} & \operatorname{cth} \lambda L + \frac{K_p}{\lambda EA} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P \\ 0 \end{bmatrix} \quad (19)$$

Puede observarse que el término $K_p/\lambda EA$ es abstracto y lo designaremos de aquí en adelante por k .

El sistema de ecuaciones por resolver será:

$$\lambda EA \operatorname{cth} \lambda L u_1 - \frac{\lambda EA}{\operatorname{sh} \lambda L} u_2 = P \quad (20)$$

$$-\frac{1}{\operatorname{sh} \lambda L} u_1 + (\operatorname{cth} \lambda L + k) u_2 = 0 \quad (21)$$

despejando de (21)

$$u_2 = \frac{u_1}{\operatorname{sh} \lambda L (\operatorname{cth} \lambda L + k)} = \frac{u_1}{\operatorname{ch} \lambda L + k \operatorname{sh} \lambda L} \quad (22)$$

sustituyendo en (20)

$$\lambda EA \operatorname{cth} \lambda L u_1 - \frac{\lambda EA}{\operatorname{sh} \lambda L} \frac{u_1}{\operatorname{ch} \lambda L + k \operatorname{sh} \lambda L} = P$$

$$\lambda EA \left(\operatorname{cth} \lambda L - \frac{1}{\operatorname{sh} \lambda L (\operatorname{ch} \lambda L + k \operatorname{sh} \lambda L)} \right) u_1 = P$$

$$\frac{\lambda EA}{\operatorname{sh} \lambda L} \left(\frac{\operatorname{ch}^2 \lambda L + k \operatorname{ch} \lambda L \operatorname{sh} \lambda L - 1}{\operatorname{ch} \lambda L + k \operatorname{sh} \lambda L} \right) u_1 = P$$

$$\frac{\lambda EA}{\text{Sh} \lambda L} \left(\frac{1 + \text{Sh}^2 \lambda L + k \text{Ch} \lambda L \text{Sh} \lambda L - 1}{\text{Ch} \lambda L + k \text{Sh} \lambda L} \right) u_1 = P$$

$$\lambda EA \left(\frac{\text{Sh} \lambda L + k \text{Ch} \lambda L}{\text{Ch} \lambda L + k \text{Sh} \lambda L} \right) u_1 = P$$

$$u_1 = \frac{P}{\lambda EA} \frac{\text{Ch} \lambda L + k \text{Sh} \lambda L}{\text{Sh} \lambda L + k \text{Ch} \lambda L} \text{ y de acuerdo a (22)}$$

$$u_2 = \frac{P}{\lambda EA} \frac{1}{\text{Sh} \lambda L + k \text{Ch} \lambda L}$$

Por lo tanto, la fuerza total en la punta será:

$$P_{\text{punta}} = k_p u_2 = \frac{k_p P}{\lambda EA} \frac{1}{\text{Sh} \lambda L + k \text{Ch} \lambda L}$$

es ilustrativo verificar que porcentaje de la fuerza superior llega a la punta del pilote, al cual llamaremos q .

$$q = \frac{k}{\text{Sh} \lambda L + k \text{Ch} \lambda L}$$

Se vé que este parámetro depende de las rigideces relativas de suelo y pilote y de su longitud.

Como usualmente en pilotes λL tiende a ser grande, es decir, que $e^{-\lambda L}$ sea menor o igual a 0.05 $e^{\lambda L}$, lo cual se verifica para un valor $\lambda L = 1.5$ se puede desprestigiar la componente $e^{-\lambda L}$ en las funciones $\text{Sh} \lambda L$, y $\text{Ch} \lambda L$ llegándose a la expresión simplificada

$$q = \frac{k}{e^{\lambda L}/2 + k e^{\lambda L}/2} = \frac{2k}{e^{\lambda L}(1+k)} = e^{-\lambda L} \frac{2k}{1+k}$$

que es el producto de dos términos, uno que depende de la longitud y otro de las rigideces relativas de contacto lateral del suelo de la punta y del pilote en sí. Una manera racional para comparar la rigidez lateral contra la punta, sería encontrar la constante de resorte total de fricción y compararla con la de punta, a esta relación le asignaremos la letra m

$$m = \frac{k_p}{k_l L}$$

Veamos la aplicación a un caso práctico

Se tiene un pilote cuadrado de 35 cms. por lado y 20 mts. de longitud, se sabe que para estos elementos hincados en arcilla K_N anda del orden de 70 Kgs/cm² y $K_p = 50\ 000$ Kgs/Cm, luego

$$m = \frac{50\ 000}{70 \times 2000} = 0.357$$

Suponiendo para el pilote un módulo de elasticidad de 200 000 Kg/Cm² y una área de 1347 cm², incluyendo el refuerzo

$$\lambda = \sqrt{\frac{70}{1347 \times 200\ 000}} = 0.000509$$

$$\lambda L = 1.019$$

$$k = \frac{50\ 000}{137\ 125} = 0.364$$

$$Sh \lambda L = 1.205$$

$$Ch \lambda L = 1.566 \quad k Ch \lambda L = 0.570$$

$$q = \frac{0.315}{1.775} = 0.177 \approx 18\%$$

utilizando la fórmula simplificada

$$q = \frac{2 \times 0.264}{1.364} \times 0.261 = 0.192 \approx 19\%$$

que puede observarse es bastante aproximada.

Se puede concluir que para los valores propuestos realmente en los primeros incrementos de carga el pilote tiende a trabajar únicamente por fricción.

Como el Ingeniero Estructuralista lo que desea para su modelo de cimentación es poder acoplar una rigidez condensada del pilote a su parte superior, ésta sería:

$$k_{cond} = \lambda EA \frac{Sh \lambda L + k Ch \lambda L}{Ch \lambda L + k Sh \lambda L}$$

que para el caso tratado sería la siguiente

$$k_{cond} = 137\ 125 \cdot \frac{1.205 + 0.569}{1.566 + 0.132} = 121\ 327$$

De pruebas hechas en pilotes de esta sección, hincados aproximadamente a esta profundidad en arcilla en Pajaritos, Ver., se han medido las deformaciones y cargas obteniéndose un módulo secante muy parecido del anterior para carga inicial.

Otra forma de valorar los parámetros K_n y K_p es basándose en una prueba de pilote a compresión y extracción como en el siguiente ejemplo.

Prueba de un pilote cuadrado de 45 x 45 cms., efectuada en Salina - Cruz, Oax., hincado a 9 mts. de profundidad. K_{cond} a extracción 200 Tons/cm y K_{cond} a compresión 500 Ton/cm.

En la K_{cond} de extracción $k = 0$, luego

$$K_{cond} = \lambda EA \frac{Sh \lambda L}{Ch \lambda L} = \lambda L \frac{Sh \lambda L}{Ch \lambda L} \frac{EA}{L}$$

$$K_{cond} = K_c \quad y \quad EA/L = k_0$$

$$0 = Ch \lambda L - \lambda L Sh \lambda L \frac{k_0}{K_c}$$

se tiene que resolver esta ecuación trascendente para obtener λL y de ahí K_n

$$K_c = 200\,000 \text{ Kgs/cm} \quad K_0 = \frac{EA}{L} = \frac{200\,000 \times 2228}{900}$$

$$= 495\,111 \text{ Kgs/cm}$$

$$0 = Ch \lambda L - 2.47 \lambda L Sh \lambda L$$

$$\lambda L \approx 0.68 \quad \lambda = \frac{0.68}{900} = 0.000756$$

$$0.000000571 = \frac{K_n}{2228 \times 200\,000}$$

$$K_n = 254 \text{ Kgs/cm}^2$$

ahora a compresión

$$E_{00} 000 = \lambda EA \frac{Sh \lambda L + k Ch \lambda L}{Ch \lambda L + k Sh \lambda L}$$

$$\lambda EA = 0.000756 \times 200 000 \times 2228 = 336 874 \text{ Kgs/cm}$$

$$Sh \lambda L = 0.734$$

$$Ch \lambda L = 1.240$$

$$1.48 (1.24 + 0.734k) = 0.734 + 1.24k$$

$$1.83 + 1.086k = 0.734 + 1.24k$$

$$1.096 = 0.154 k \quad k = 7.11$$

$$K_p = 7.11 \times 336 874 = 2 395 174 \text{ Kgs/cm}$$

En este caso

$$q = \frac{7.11}{0.734 + 8.816} = 0.744 \approx 75\%$$

Aún en este caso de un pilote corto, muy robusto y un resorte muy rígido en la punta, el porcentaje en la punta del pilote es menor del que pudiera uno predecir a simple vista.

El comportamiento real de un pilote para todo el rango de carga, hasta la falla es no-lineal, pero el modelo expuesto puede adaptarse a esa necesidad en forma incremental, valorando las constantes de resorte para cada incremento a partir de pruebas de carga a compresión y extracción.

El problema es que aún considerando la cimentación de comportamiento lineal, al acoplar los pilotes el problema total se convierte en no-lineal con las consiguientes complicaciones e inversión de tiempo en el análisis.

CONCLUSIONES

1. Los modelos de diseño al límite de pilotes tan comúnmente empleados, no son compatibles con los de cimentación que utilizan frecuentemente los Ingenieros Estructuristas.
2. El modelo de pilote desarrollado en este trabajo tiene compatibilidad con los modelos elásticos para cimentaciones y predice el comportamiento del conjunto.
3. Este modelo de pilote puede llegar a ser mucho más realista si se le asigna un comportamiento no-lineal y se trata por incrementos.

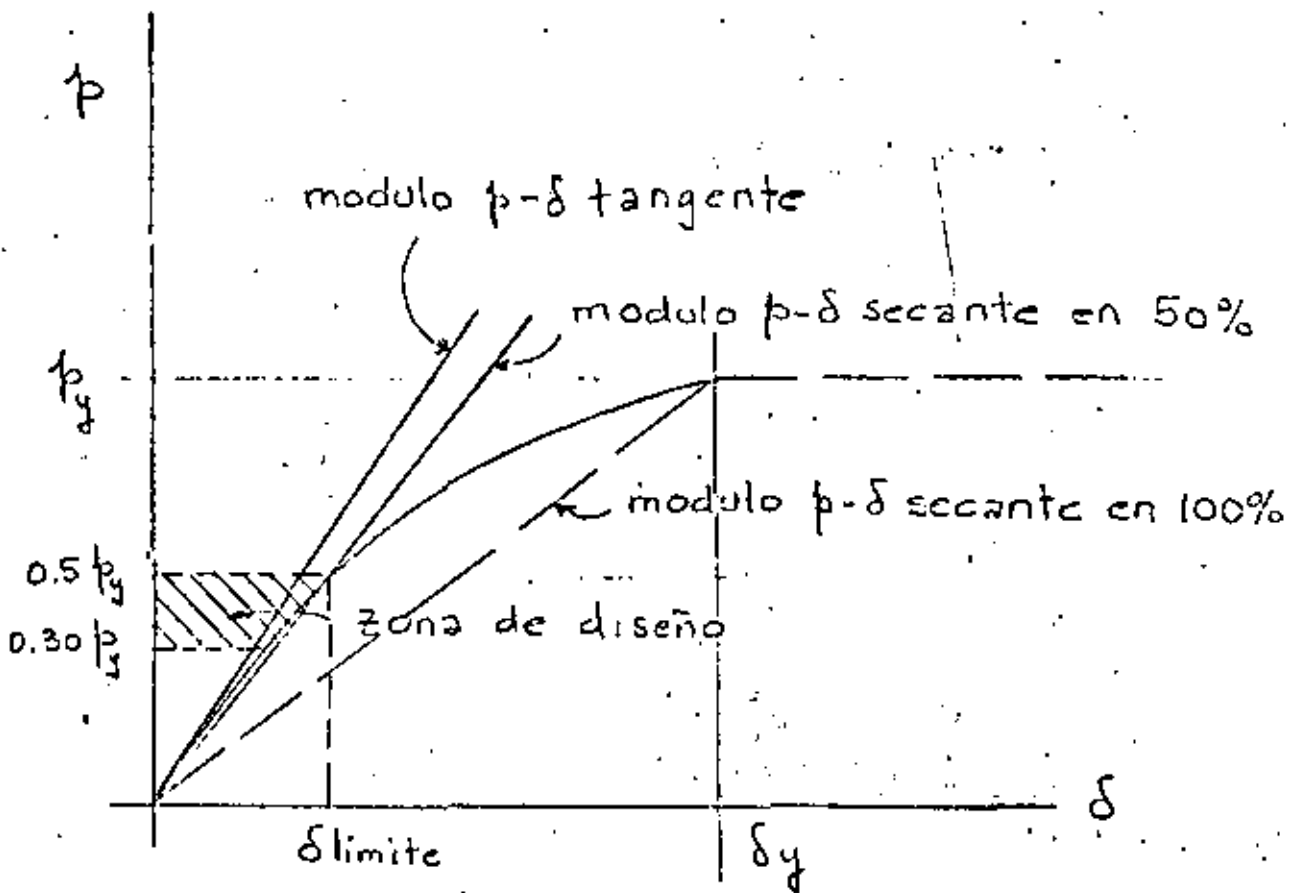


FIGURA 1

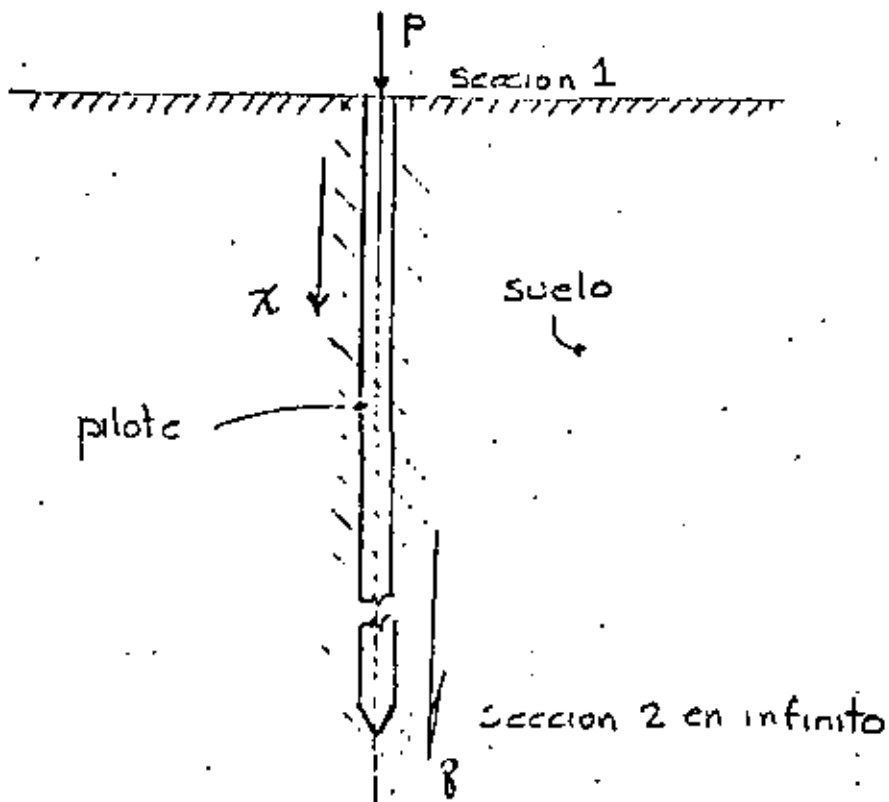
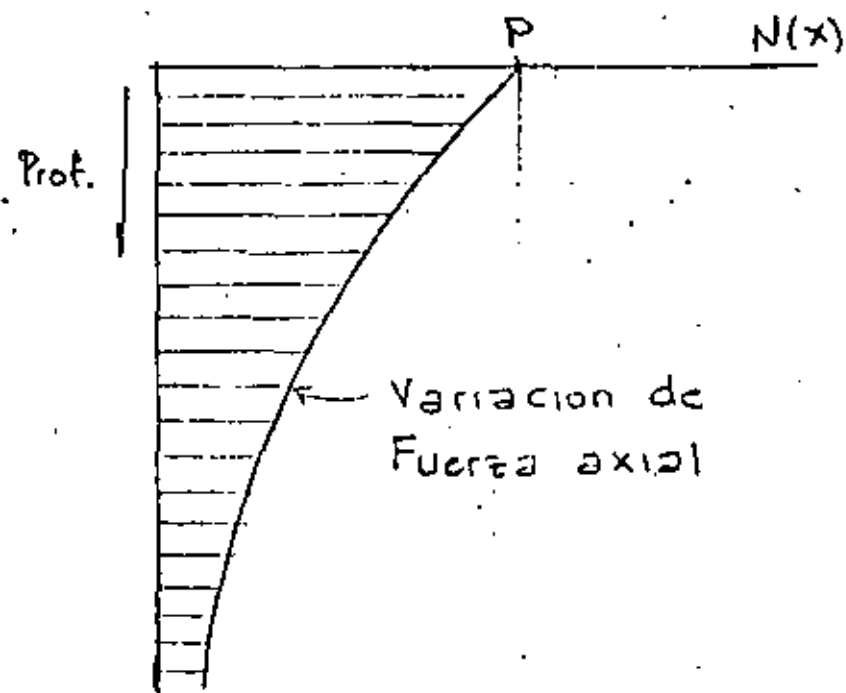
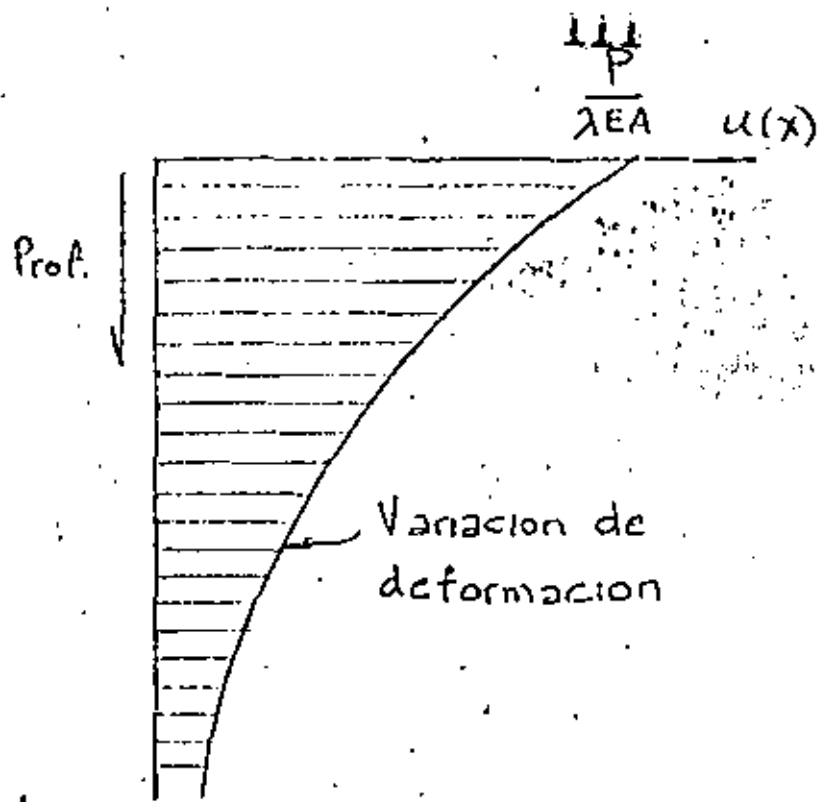


FIGURA 2



F I G U R A 3

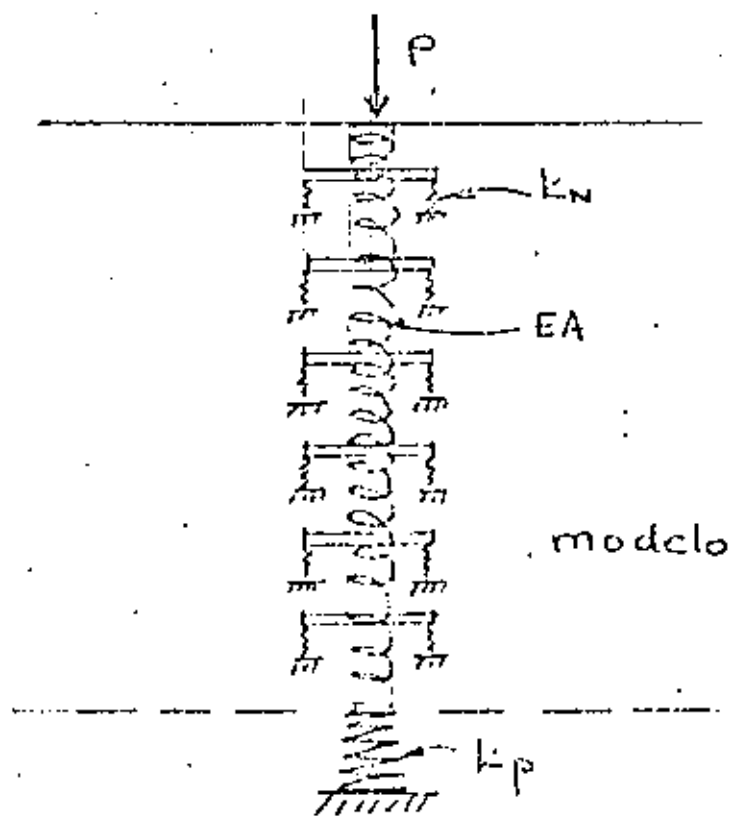
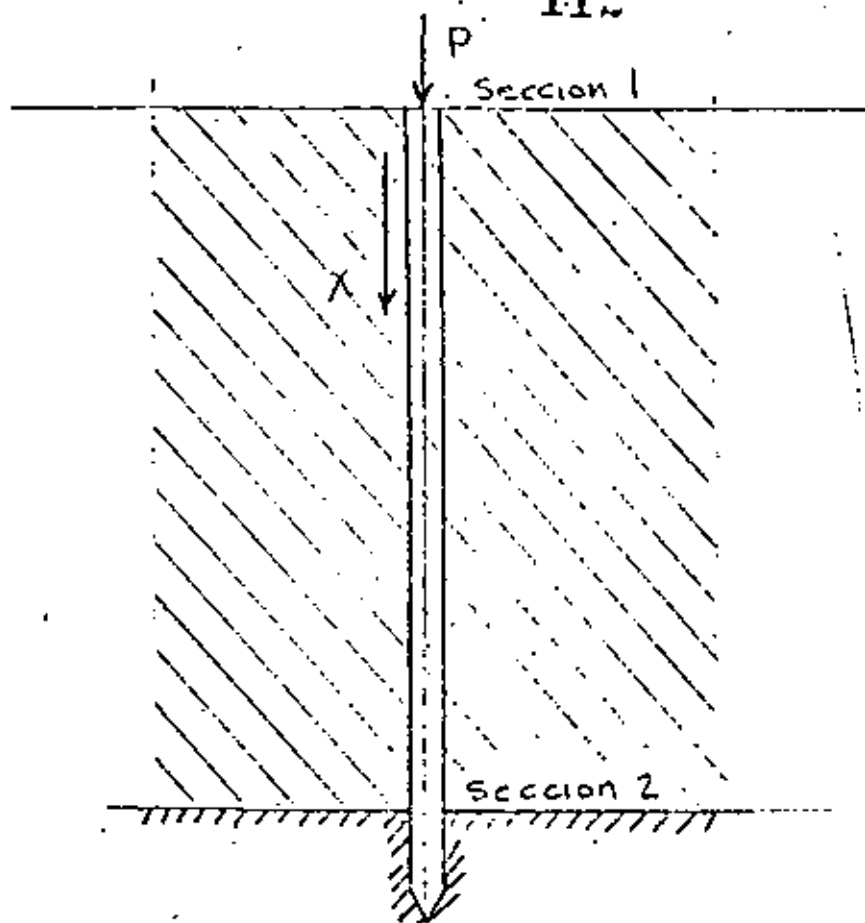


FIGURA 1

X CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL

INTERACCION ESTATICA NO-LINEAL ENTRE ESTRUCTURAS Y PILOTES

Jorge López Ríos
Marcial Soto Miranda

Subdirección de Ingeniería de Proyecto del Instituto Mexicano del
Petróleo

X CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL

INTERACCION ESTATICA, NO-LINEAL ENTRE ESTRUCTURAS Y PILOTES

Jorge López Ríos

Marcial Soto Miranda

1.- INTRODUCCION

La revolución que significó en el análisis de estructuras el uso de la computadora, llegó a modificar radicalmente en unos cuantos años las raquíticas teorías lineales que se habían desarrollado durante cuatro siglos, haciéndolas prácticas y aplicables a problemas rutinarios de estructuras que de otra manera quedaban en una presentación académica en las escuelas de enseñanza superior. El análisis matricial quedó prácticamente desarrollado el siglo pasado con Cayley, Hamilton y Sylvester, pero no se había aplicado al análisis lineal de sistemas por ser impráctico ya que no se contaba con la ayuda de las computadoras. La primera aplicación de esta técnica se desarrolló en sistemas eléctricos, de donde, por analogía se extrapoló a estructuras reticulares, por lo que su aplicación fué inmediata y su desarrollo explosivo.

En el campo de las estructuras reticulares se logró integrar una teoría lineal de pequeñas deformaciones a nivel general, aplicable tanto a problemas estáticos como dinámicos.

Al visualizar la generalidad de las teorías matricia -

les lineales al principio se trató, dado su atractivo, de extrapolar estas técnicas a los problemas del medio continuo, con principios varacionales y luego con métodos más generales de las matemáticas abstractas, que tuvieron sus antecedentes en Ritz y Galerkin, originándose las técnicas del elemento finito.

A partir de este momento las ambiciones de análisis lineal de los Ingenieros más o menos estaban colmadas, pero al tratar de diseñar optimamente los Estructuristas, se percataron que este tipo de modelos únicamente predecía el comportamiento inicial de las estructuras y que era tan conservadora su extrapolación a deformaciones medias y grandes, que para un diseño racional sencillamente era inaplicable aún con --- aproximaciones probabilísticas. Por esta razón, se empezaron a estudiar modelos más congruentes con la realidad, los cuales se han englobado en la palabra "no lineal", sin tener otra característica que la que indica su nombre.

La no-linealidad puede ser expresada en los problemas del medio continuo de dos maneras, la primera geométrica y la segunda en el comportamiento del material. Estos problemas pueden tratarse por separado o de conjunto, según la representación que quiera darse al modelo.

Obviamente, cualquier problema no-lineal es una sucesión de estados lineales como una buena aproximación, lo --

cual puede intuirse de problemas elementales no lineales. Los métodos más comunes para resolver este tipo de problemas son los incrementales y decrementales que se basan en soluciones lineales por incrementos. Existen otros tipos de métodos ampliamente desarrollados de tipo iterativo más generales que los anteriores, por ejemplo el de Newton, pero son necesarios requisitos más estrictos para su convergencia por un lado y por otro, no dan una idea física del proceso como sucede en los incrementales o decrementales. Por otro lado, en los métodos muy generales, como por ejemplo, los métodos de Newton, es necesario conocer matemáticas abstractas avanzadas como son las derivadas en el sentido de Frechet, lo que los hace impopulares.

2.- PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA

Cuando se pretende incluir el suelo en el análisis de una cimentación, el modelo más elemental es simularlo mediante resortes independientes. Este modelo fué ideado por Winkler el siglo pasado. Casi al mismo tiempo, al resolver Bousinesq el problema estático de un semi-espacio elástico, se encontró que las distribuciones de esfuerzos para condiciones de deformación dadas, como puede ser una placa rígida, distaban mucho de las supuestas anteriormente, al grado de obtenerse esfuerzos infinitos en las esquinas de contacto con el suelo, debido a que al considerar el medio continuo se ve afecta-

do, por lo menos en teoría, hasta el infinito. Al pretender modelar más realmente al suelo, se introdujeron modelos elásticos pero con resortes acoplados (modelo de Bousinesq), los cuales trabajan con resortes equivalentes a áreas tributarias. Dentro de este mismo grado de aproximación pueden mencionarse los modelos ideados por Vlasov, que se manejan con modelos equivalentes tratados variacionalmente.

Uno de los principales defectos de estos modelos elásticos, es que en la práctica muy pocos suelos se comportan linealmente, a no ser que los niveles de esfuerzo sean muy pequeños, siendo esta una situación poco frecuente en cimentaciones, salvo las cimentaciones de maquinaria, donde el problema dinámico domina el diseño.

En la mayoría de los suelos, tratándose de cualquier material cohesivo o granular, las curvas esfuerzos-deformaciones son, en el mejor de los casos, curvas de segundo grado y en general tienen leyes exponenciales. Por lo tanto, la interacción suelo-estructura solo se verá representada con modelos de suelo no-lineales acoplados a estructuras que pueden o no ser lineales.

En el caso muy especial de cimentaciones piloteadas se puede decir que quien gobierna las deformaciones es el suelo, volviéndose a generar leyes no lineales de comportamiento esfuerzo-deformación. Por otro lado, el comportamiento de --

los pilotes es muy susceptible a cargas horizontales por lo que la no linealidad se manifiesta notablemente.

En un conjunto de pilotes que sostiene a una estructura, el fenómeno de la no linealidad no es muy importante, ya que si lo que se pretende encontrar son las fuerzas internas en la estructura, la hipótesis de empotramiento en los pilotes funciona razonablemente. Si el propósito es tener idea de las deformaciones, entonces si no puede recurrirse a simplificaciones tan burdas como el empotramiento. Por otro lado, la interacción de una estructura elástica con un pilote no lineal tiene como resultado un comportamiento no-lineal entre fuerzas y desplazamientos. En este trabajo se explica primero el procedimiento incremental para atacar el problema no lineal y se presenta el modelo que se empleó para un caso en particular, comparandose los resultados de los dos enfoques lineal y no lineal para poder enjuiciar los dos planteamientos racionalmente.

3.- SOLUCION DEL PROBLEMA

Para resolver el problema planteado que consiste en suponer que el comportamiento del suelo es no lineal y se desea hacer su acoplamiento al pilote, acoplado posteriormente éste a la estructura, se dan a continuación varios métodos posibles que se aplicarán dependiendo de la magnitud del problema en lo referente a número de miembros.

El primer método consiste en plantear todo el sistema estructural por resolver incluyendo los pilotes y el suelo (Fig. 1), como pueden ser retículas de cimentaciones no muy grandes y estructuras con un número pequeño de cruces y niveles que no agoten la memoria central de la computadora en la cual se trabajará el problema. Se requiere de un programa que resuelva problemas lineales con los grados de libertad deseados, de los cuales se seleccionan los que serán no-lineales y se darán sus leyes de comportamiento. La solución del problema se hace mediante incrementos lo suficientemente pequeños para considerar que el modelo dentro de ellos es lineal. De esta manera el resultado final es una sucesión de estados lineales con diferentes características elástico lineales.

El segundo método consiste en aplicar el método de sub-estructuras, si la estructura que va a acoplarse al suelo o a los pilotes es de gran tamaño. Se considera a la estructura total dividida en dos partes: la estructura propiamente dicha y el modelo de suelo o pilotes; esto tiene la gran ventaja que si la estructura de acoplamiento se considera de comportamiento lineal sus características permanecen constantes durante todo el proceso de análisis (Fig. 2). El modelo de suelo y pilotes se considera en su totalidad y de esta manera permanece presente en todo el proceso de análisis.

El tercer método consiste nuevamente en emplear el método de sub-estructuras, solo que en este caso se condensan estructura y suelo a la frontera de interés, que es la unión de suelo o pilotes con la estructura lineal. En este caso, la matriz de rigideces condensada que representa al suelo y los pilotes se obtiene para cada incremento ya que es diferente en cada uno de ellos. Por lo tanto, se obtienen respuestas escalonadas que sumadas dan la configuración final de fuerzas y desplazamientos.

4.- EJEMPLO DE APLICACION

El ejemplo escogido para la aplicación de los conceptos anteriores es una estructura de una plataforma marina acoplada a pilotes, cuya profundidad es de 40 metros. El pilote se ha dividido en 5 tramos donde se concentran resortes de comportamiento no-lineal con una ley parabólica de esfuerzo-deformación (Fig. 4), la cual se ha escogido con el vértice en δ_y para que el modulo K sea nulo y de ahí en adelante poder extrapolar un comportamiento plástico. Por otro lado, la tangente en el origen representaría el comportamiento lineal con K_0 , además, la curva queda definida con K_0 y puesto que δ_y puede deducirse a partir de la suposición que en este punto está el vértice
$$\delta_y = \frac{K_0 \delta y}{2}$$

Los datos para los resortes (Fig. 5), son los si -

quientes:

RESORTE	K_0 en Ton/cm.	δy en cm.
1	10	5
2	20	4
3	50	3
4	60	2
5	80	1

La estructura es metálica lo mismo que los pilotes, como es usual en el caso de plataformas.

Los únicos resortes no lineales que se consideraron en el suelo son los horizontales por ser los más críticos y - para no complicar demasiado el ejemplo, pero de hecho puede suponerse cualquier grado de libertad, inclusive a lo largo del pilote para simular el trabajo del pilote por fricción.

En la fig. 5 se presentan los datos de estructura y pilotes y en las figs. 6 y 7 los resultados del proceso incremental conforme se ha cargado la estructura.

CONCLUSIONES:

- 1.- Como puede apreciarse en las gráficas comparativas presentadas, el análisis no lineal predice deformaciones y momentos flexionantes muy superiores a los del lineal para el análisis estático de interacción suelo-estructura.
- 2.- Si se diseña un pilote con el criterio tradicional del análisis lineal y un coeficiente de seguridad, es posible que este último sea insuficiente para responder a solicitaciones laterales eventuales durante su vida útil.
- 3.- Además de verse afectado el pilote por el comportamiento no lineal del suelo, la estructura también sufre estos efectos que para el caso del ejemplo presentado ocurren hasta el nivel -6.50m. aproximadamente, es decir, casi toda la estructura.
- 4.- Es recomendable, para un estudio posterior, acoplar los resortes no lineales como acontece en la realidad y estudiar la etapa de descarga y su influencia en la estructura analizada.

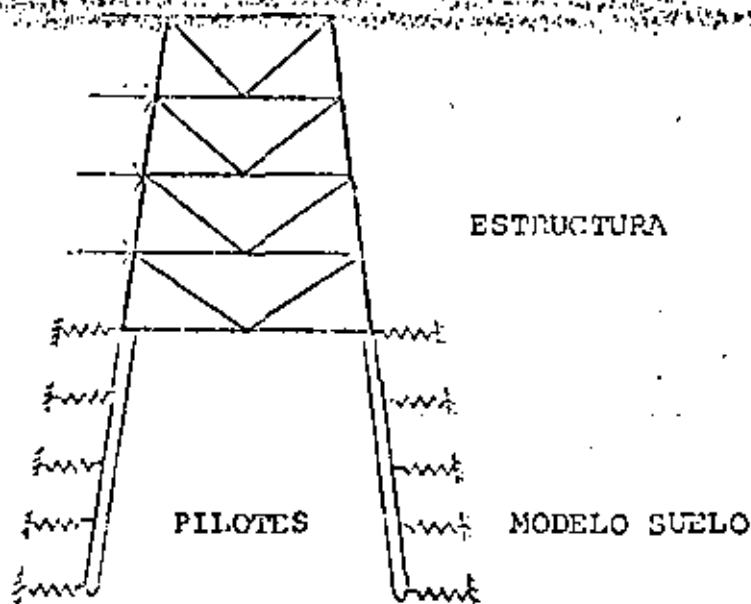


Fig. (1)

Método 1

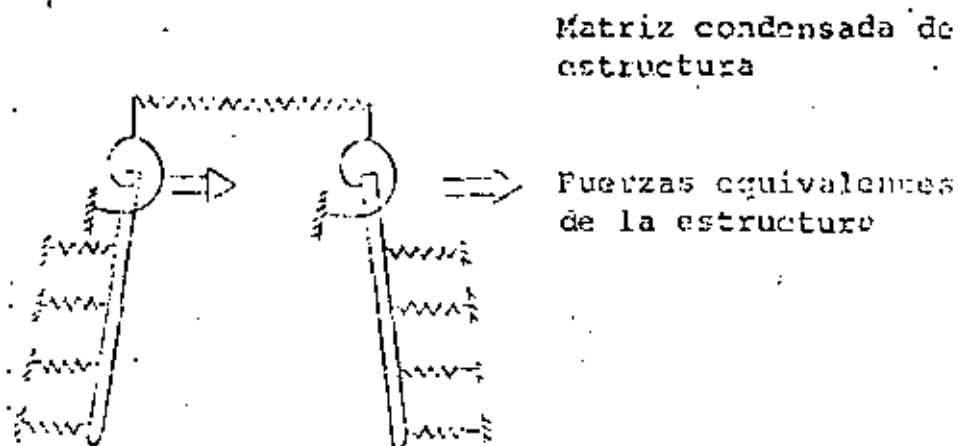
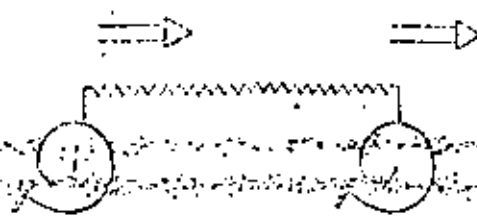


Fig. (2)

Método 2



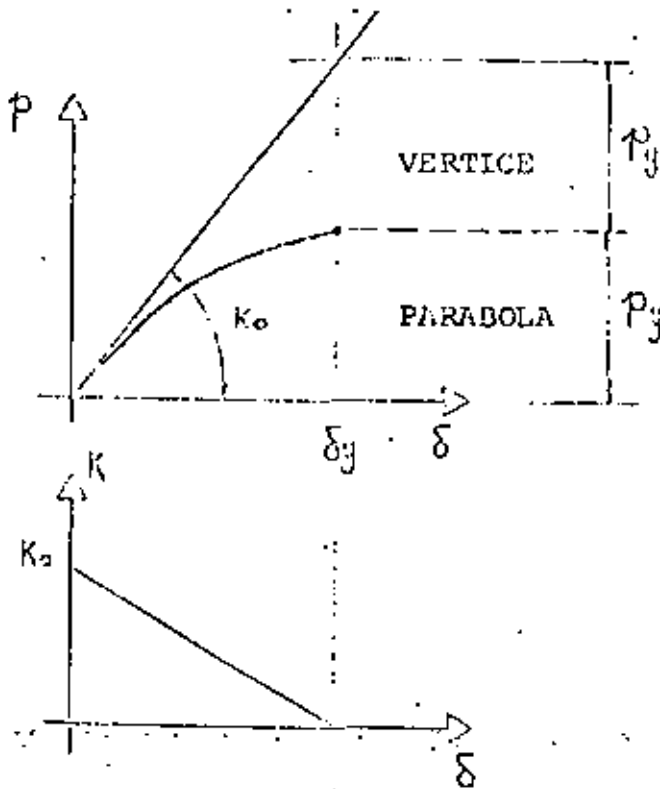
Matriz condensada lineal de estructura



Matriz condensada no lineal de pilotes

(Fig. 3)

Método 3



$$p_y = \frac{K_0 \delta_y}{2}$$

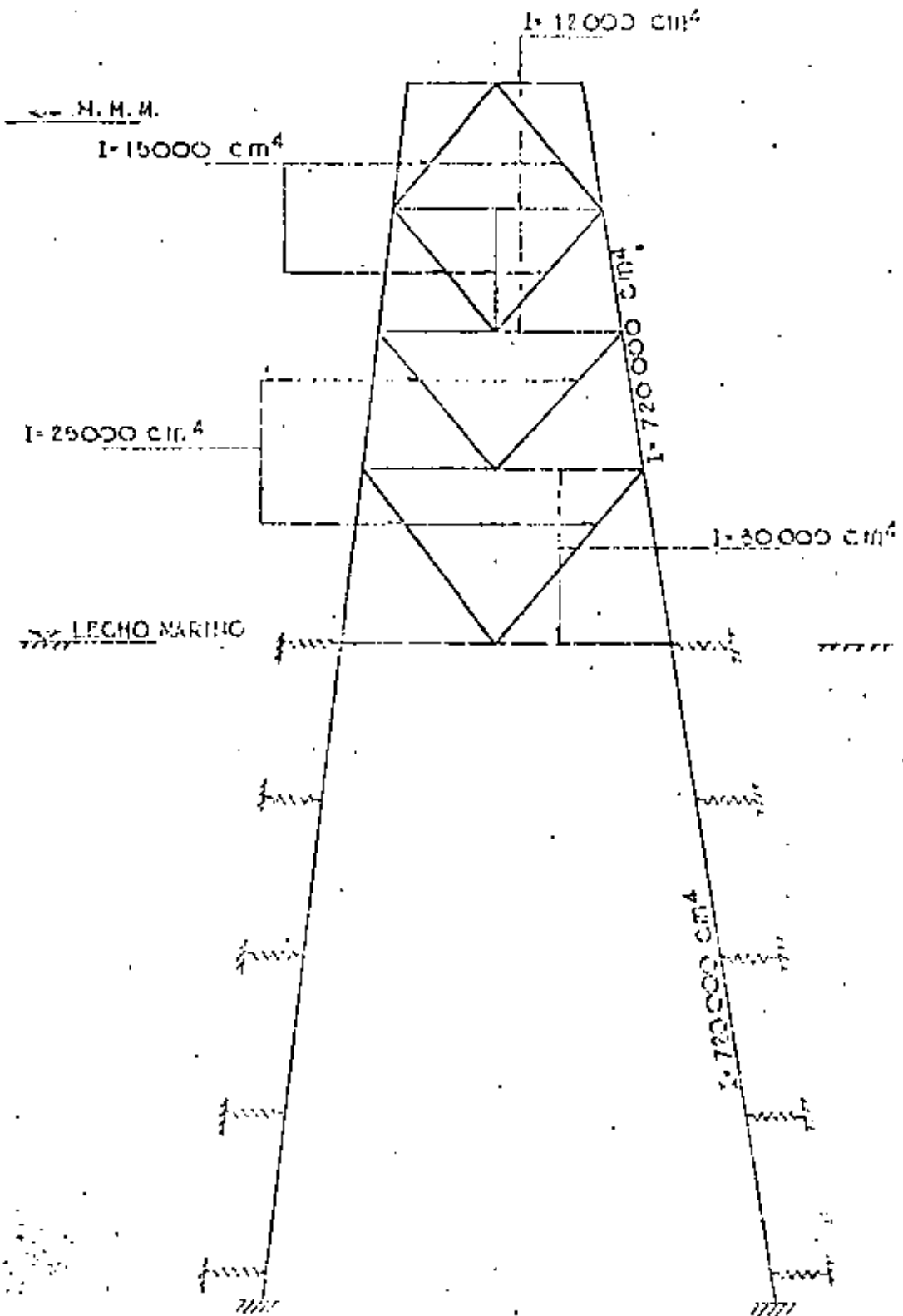
Ecuación de la curva $p-\delta$

$$p = K_0 \delta \left(1 - \frac{\delta}{2\delta_y} \right)$$

Ecuación de la curva $k-\delta$

$$k = K_0 \left(1 - \frac{\delta}{\delta_y} \right)$$

(Fig. 4)



CARACTERÍSTICAS DEL EJEMPLO
(PLATAFORMA MARINA PILOTEADA)

(Fig. 5)

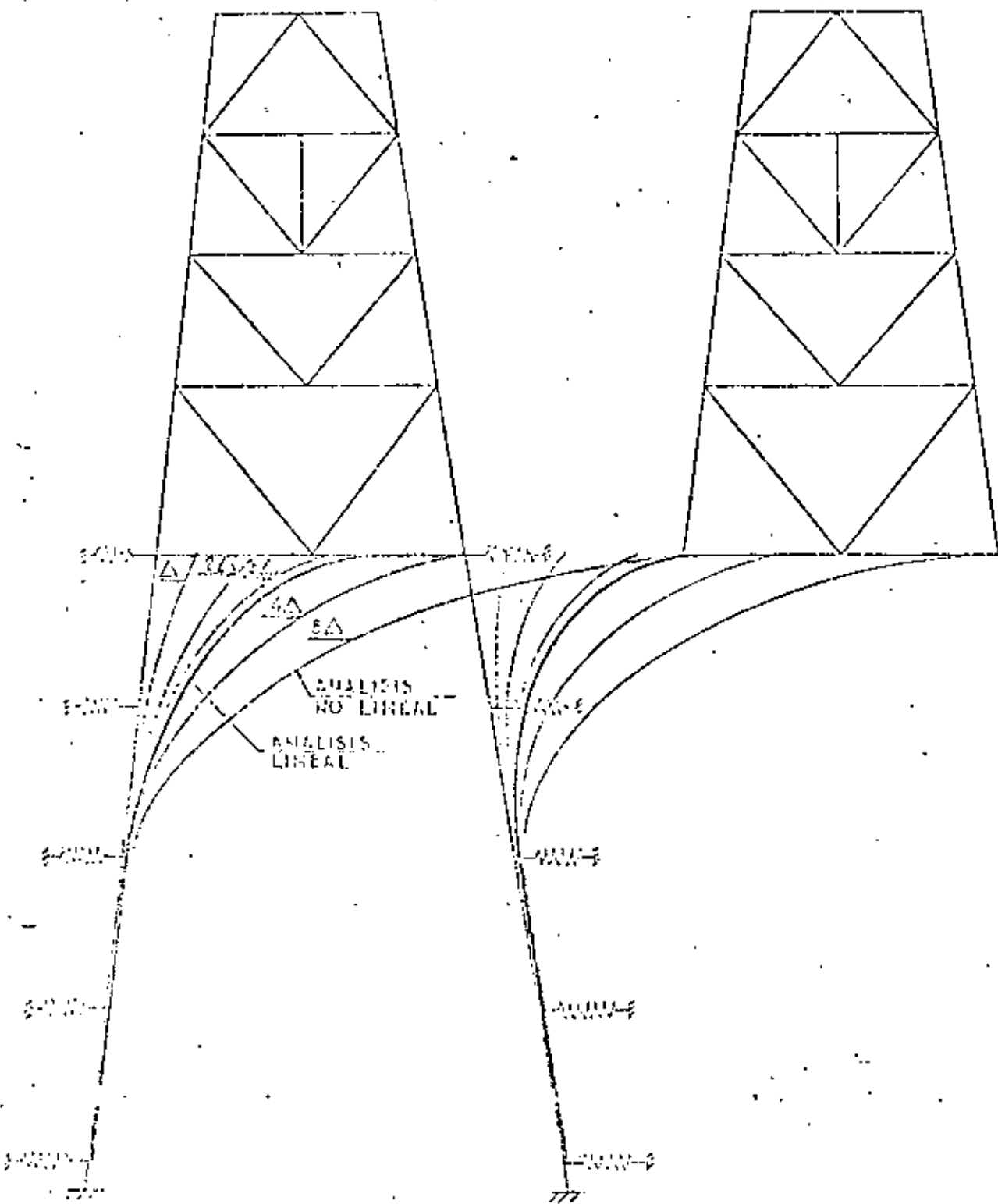


DIAGRAMA DE DESPLAZAMIENTOS EN PILES

(Fig. 6)

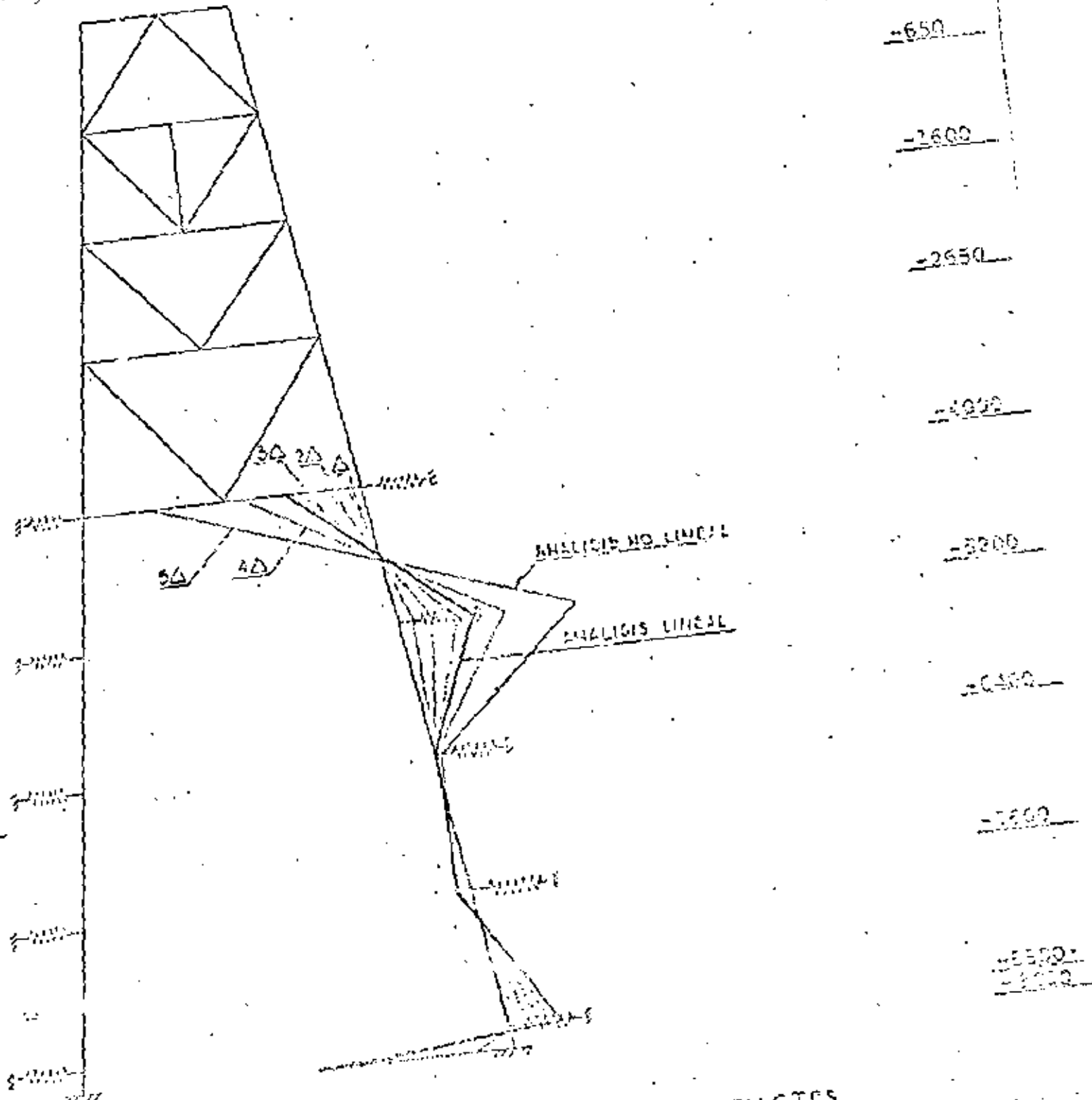


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN PILOTES (Fig. 7)

XI CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL
DEL 26 AL 30 DE NOVIEMBRE DE 1979.

EFFECTO DE LA NO-LINEALIDAD DEL SUELO EN EL COMPORTAMIENTO DE
PILOTES PARA PLATAFORMAS MARINAS.

Jorge López Ríos. (*)

(*) Subdirección de Ingeniería de Proyecto del Instituto Mexicano
del Petróleo.

"EFECTO DE LA NO LINEALIDAD DEL SUELO EN EL COMPORTAMIENTO DE PILOTES PARA PLATAFORMAS MARINAS".

(*) Jorge López Ríos.

INTRODUCCION

Las plataformas marinas que se han instalado en la Sonda de Campeche, son estructuras reticulares formadas con tubos de acero, soldados en las juntas a canutos de mayor espesor, -- que tienen el fin de disminuir los esfuerzos de penetración que los tubos incidentes sobre los transversales le proporcionan (ver fig. 1). La retícula tiene como base los tubos llamados piernas de la subestructura, que servirán de guía a la instalación de los pilotes, que serán la unión entre la plataforma y el suelo (ver fig. 2). A diferencia de la mayoría de las estructuras piloteadas, el apoyo principal de la subestructura sobre los pilotes se encuentra localizado en la parte superior; por lo que se puede decir que la subestructura "cuelga" de los pilotes; no así la estructura que sirve para transmitir las cargas de destino directamente sobre los pilotes. Al marcarse la diferencia anterior el trabajo de los pilotes, es radicalmente diferente al resto de las estructuras piloteadas convencionales de tierra.

(*) Subdirección de Ingeniería de Proyecto del Instituto Mexicano del Petróleo.

El conjunto de pilotes, tiende a ser convergente con el fin de obtener estabilidad del conjunto, mediante el trabajo axial del pilote unicamente, sin embargo al plantear el problema tridimensional con los seis componentes de desplazamiento, y sus correspondientes elementos mecánicos, se observa que existen fuerzas cortantes y momentos flexionantes relativamente grandes, que hay que soportar en la interfase donde el pilote penetra en el lecho marino, lo cual obliga al aumentar el espesor de la pared del pilote, en una profundidad suficiente para que este efecto local se halla disipado. Como el pilote es prefabricado, es necesario que se hincque lo especificado en el análisis, logrando que los espesores previstos queden en las cotas donde se requieren; esto da origen a que tenga que revisarse el hincado del pilote, con diferentes martinets para garantizar la penetración total especificada en el suelo.

Los análisis convencionales para estructuras se hacen suponiendo modelos de comportamiento elástico-lineal incluyendo al suelo, lo cual es válido para esfuerzos y deformaciones pequeñas, dentro de los límites razonables de coeficientes de seguridad que se acostumbran. En los pilotes de plataformas marinas del criterio anterior ya no es aplicable, ya que por un lado las deformaciones ya no pueden considerarse pequeñas, respecto a la retroalimentación de cargas, y por otro el suelo no puede considerarse elástico-lineal, ya --

que los estratos superficiales llegan a desarrollar toda su resistencia para sollicitaciones como oleaje, y sismo.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El método tradicional para el análisis de pilotes o cimentaciones apoyadas sobre el suelo, es un modelo de fundación elástica que se ha adaptado a fundación no elástica, mediante parámetros de curvas de reacción repartidas contra deformaciones del pilote que son fácilmente identificables, mediante las pruebas de rutina de los estudios geotécnicos, como puede ser la prueba de compresión sin confinar para arcillas, y el ángulo de fricción interna para materiales granulares; (fig. 3) que varían de acuerdo a estas propiedades en cada estrato. El ajuste empírico, se ha efectuado en pruebas hechas en modelos a escala natural, reproduciendo la curva de momentos flexionantes, que se ha registrado mediante una instrumentación adecuada del pilote, para diferentes niveles de carga; que toman en cuenta el efecto de curvatura superficial de la reacción del suelo, así como una equivalencia por carga cíclica.

Si se considera que todo lo anterior es digno de tomarse en cuenta, cuando existan deformaciones relativamente grandes del pilote, se prevé que deberá tomarse en cuenta también, el incremento de flexión por pandeo, o sea un análisis de -

segundo orden, para obtener elementos mecánicos confiables a lo largo del pilote.

CONDICIONES DEL SUELO EN LA SONDA DE CAMPECHE

Para obtener una idea del comportamiento del suelo como apoyo del pilote en la Sonda de Campeche, es necesario hacer una breve descripción de las condiciones de resistencia y deformabilidad que reportan los estudios geotécnicos en esta zona.

Existe una capa superficial variable de 9 a 18 m. de profundidad, cuya resistencia al esfuerzo cortante varía linealmente de 0.5 a 2.5 ton/m² de la superficie hacia abajo. Subyacente a este estrato, existe uno de arena cuya resistencia y rigidez son mucho mayores al anterior, y de ahí hacia abajo se alternan estratos de arcilla y arena, cuya resistencia y rigidez van en aumento con la profundidad, tanto para movimientos laterales, como axiales del pilote, lo cual finalmente representa ciertas dificultades en el hincado, que pueda ser perfectamente superada con el equipo adecuado de hínca. (ver figs. 4, 5 y 6).

MODELO MATEMÁTICO DE INTERACCIÓN ESTÁTICA PÍLOTE-SUELO

El modelo empleado para interacción estática pilote suelo,

considera la reacción no lineal del suelo, representado por resortes discretos concentrados en puntos clave del cuerpo del pilote, como pueden ser los cambios de estrato; o bien donde se marca un comportamiento diferente para las curvas p-y ó t-z. Para el pilote la retroalimentación por pandeo, se ejerce mediante un tratamiento continuo en el campo de la barra, a través de la obtención de la matriz de rigideces modificada, via la matriz de transición planteada en el espacio tridimensional, con seis grados de libertad por nudo. El procedimiento numerico que se siguió fue el incremental efectuado, mediante cinco incrementos, habiendo comprobado previamente que este número es lo suficientemente grande, para lograr buenos resultados. Para fines de aplicación en base a lo anterior se elaboró en el IMP un programa de computadora llamado UN-PIL-PLAT.

RESULTADOS DEL ANALISIS.

Los resultados obtenidos mediante el programa de computadora UN-PIL-PLAT, se resumen en las figuras 7 a 9, en donde se examina principalmente la disipación del efecto local de flexión, inducido por el momento flexionante y la fuerza cortante, así como la fuerza axial de apoyo, a partir del lecho marino hacia abajo, para algunos diseños de pilotes que está efectuando el IMP para el proyecto de plataformas metálicas de producción, que se localizará en la --

Sonda de Campeche.

De la observación de las gráficas, puede verse que la disipación de flexión por efecto de los elementos mecánicos de la interfase entre, sub-estructura y suelo es más o menos rápida, afectado únicamente la parte superior del pilote - donde hay poco apoyo del suelo.

También es posible visualizar que el efecto de retroalimentación de pandeo, es predominante sobre el efecto de deformaciones pequeñas, por lo menos en el tramo de disipación de la flexión hasta que encuentra apoyo en estratos más -- profundos y mas rígidos.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1.- Para obtener cotas confiables de comportamiento, tanto en deformación como en elementos mecánicos de los pilotes de plataformas marinas, es necesario efectuar un -- análisis no lineal tanto en comportamiento del suelo, -- como en retroalimentación por pandeo del pilote.
- 2.- Un apoyo lateral, real del suelo al pilote se obtiene para estratos profundos, ya que superficialmente los estratos son demasiado blandos.

3.- El análisis de segundo orden en el pilote, es obligado tanto por las deformaciones que se obtienen, como por el nivel de la fuerza axial con la cual trabaja.

4.- Se recomienda que algunos de los pilotes que se están hincando en la Sonda de Campeche, se instrumenten para verificar todas las hipótesis de los modelos de análisis, con que han sido diseñados.

13b

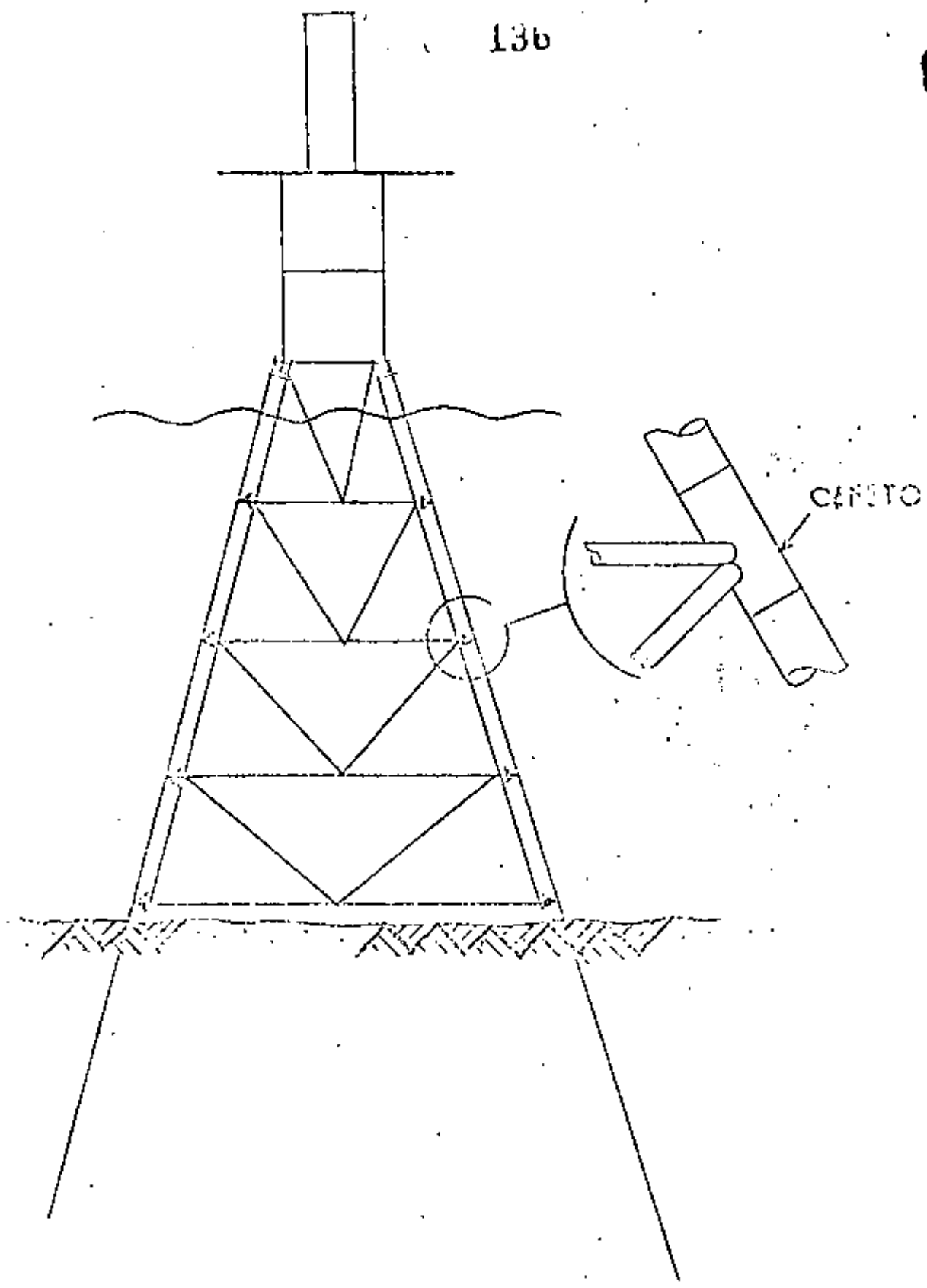


FIG 1

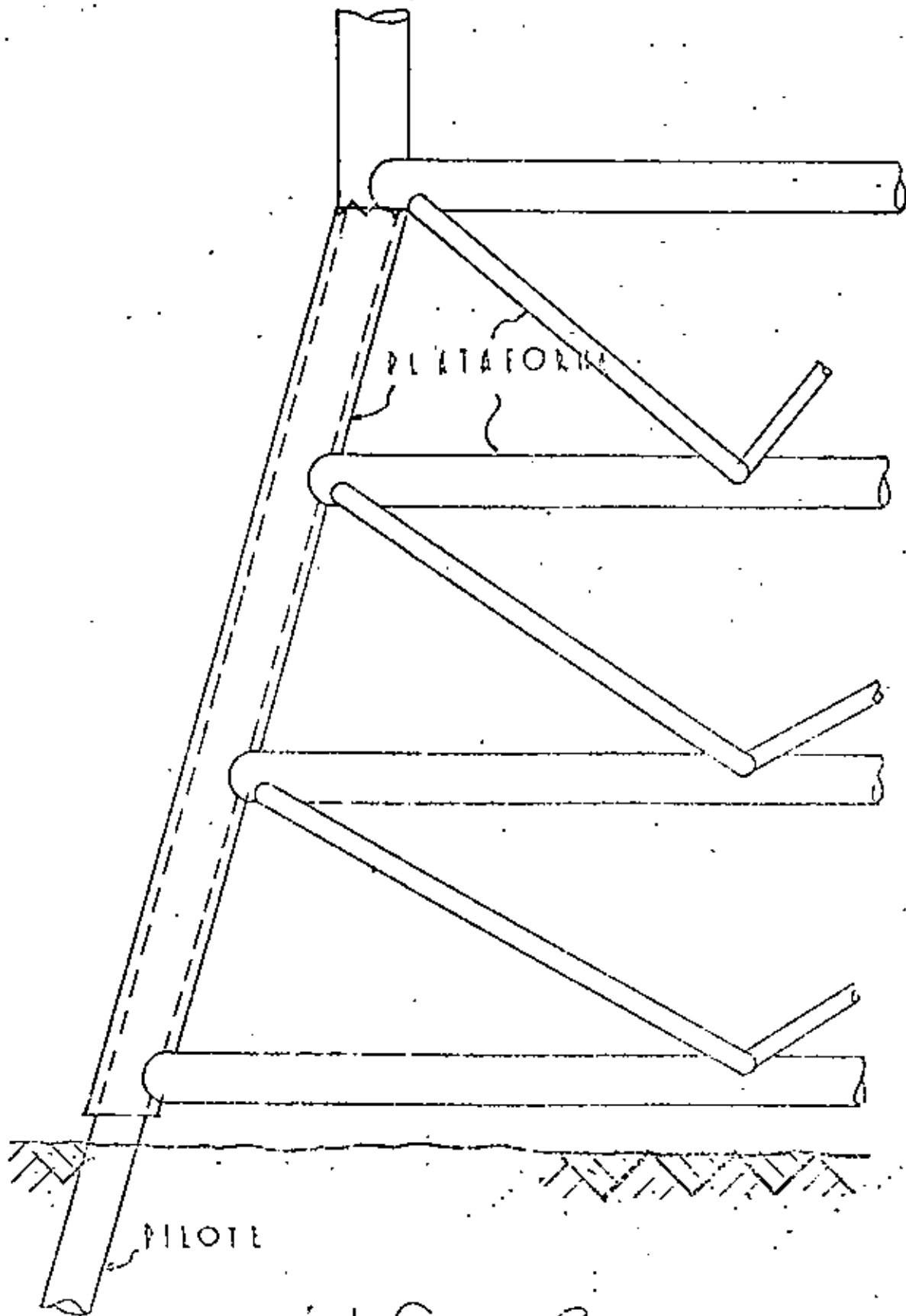


FIG. 2

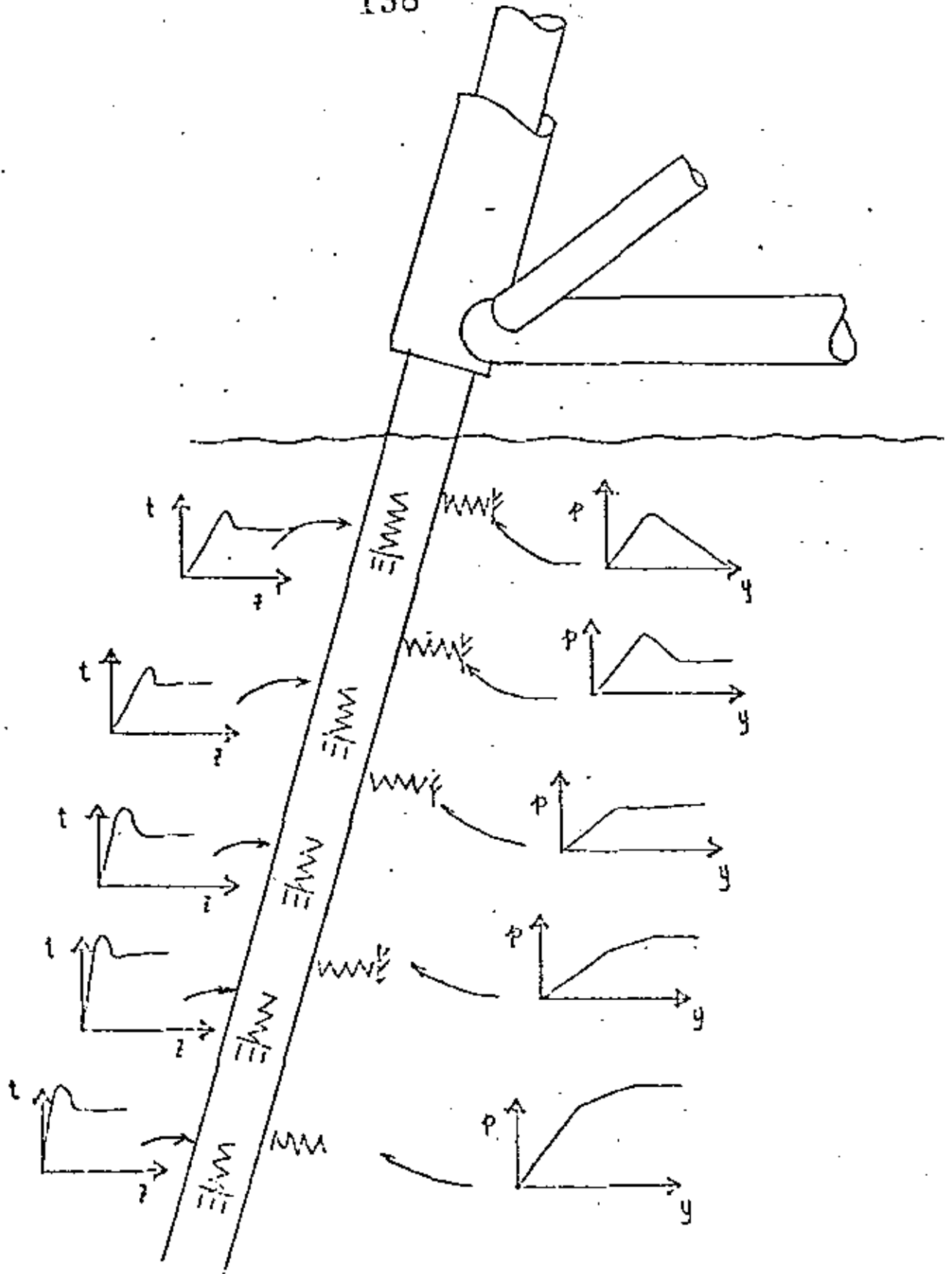
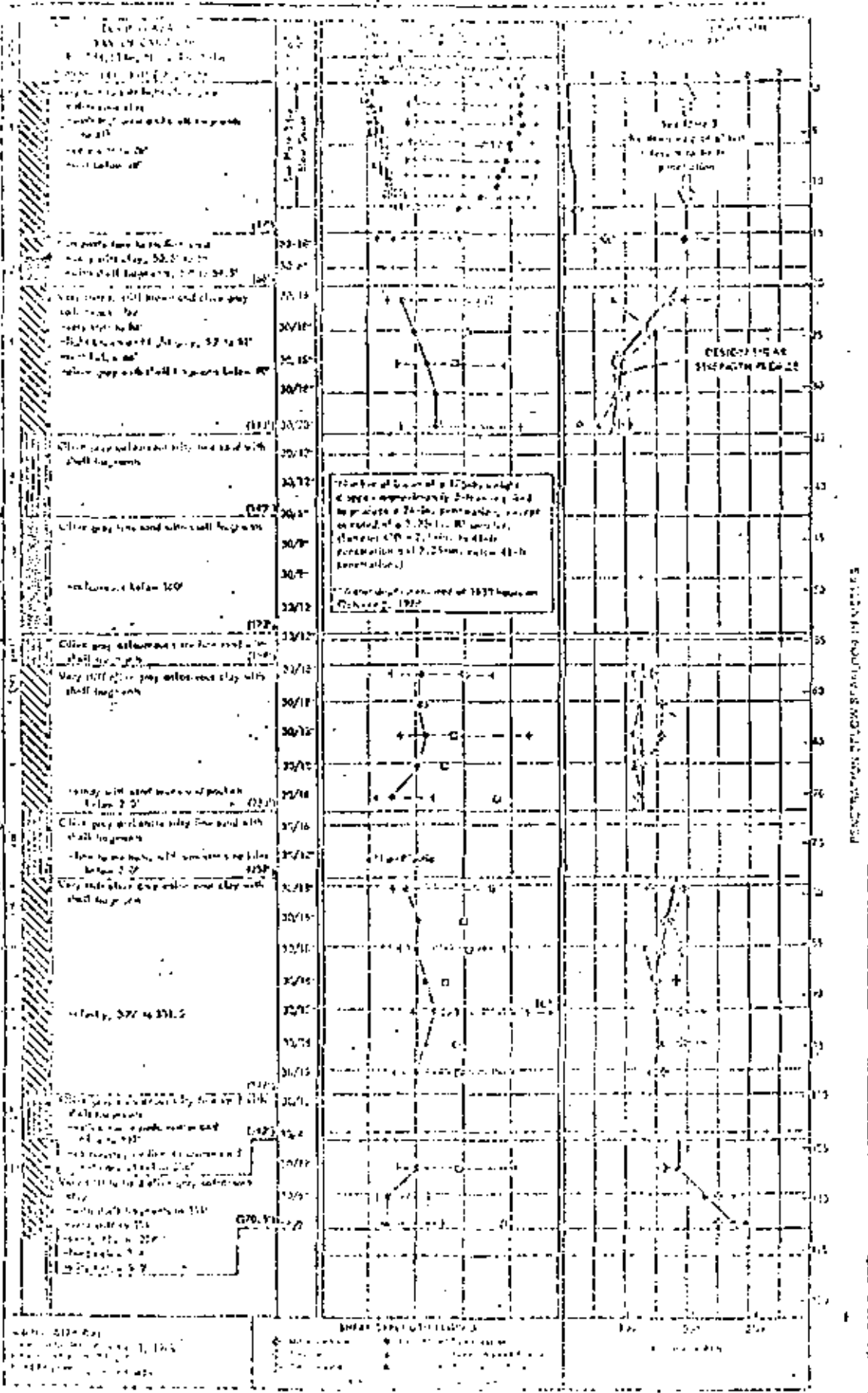


FIG 3

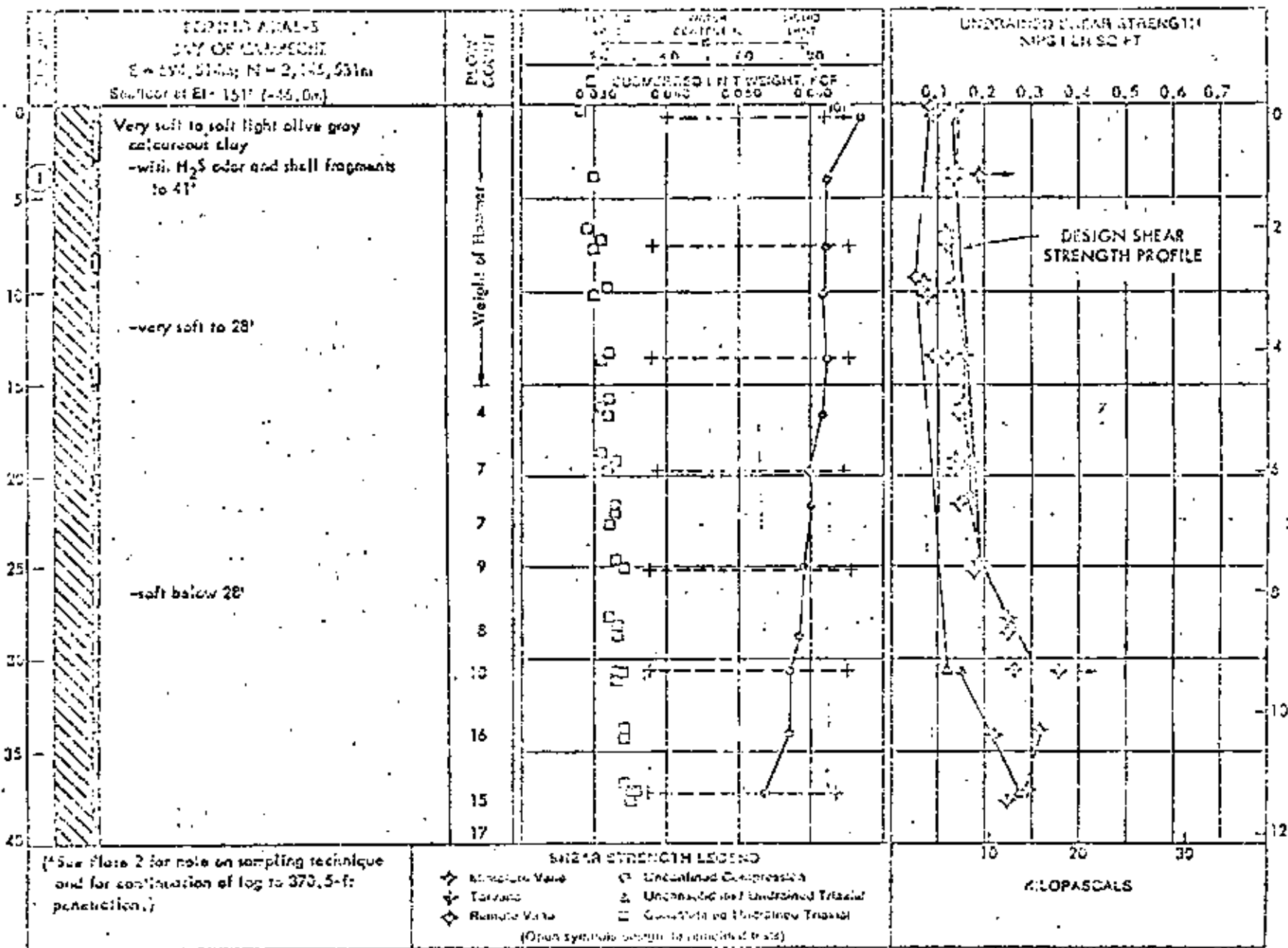


100-200-101-102-103-104-105-106-107-108-109-110-111-112-113-114-115-116-117-118-119-120-121-122-123-124-125-126-127-128-129-130-131-132-133-134-135-136-137-138-139-140-141-142-143-144-145-146-147-148-149-150-151-152-153-154-155-156-157-158-159-160-161-162-163-164-165-166-167-168-169-170-171-172-173-174-175-176-177-178-179-180-181-182-183-184-185-186-187-188-189-190-191-192-193-194-195-196-197-198-199-200

1:10

PENETRATION BELOW SEAFLOOR IN FEET

PENETRATION BELOW SEAFLOOR IN METERS

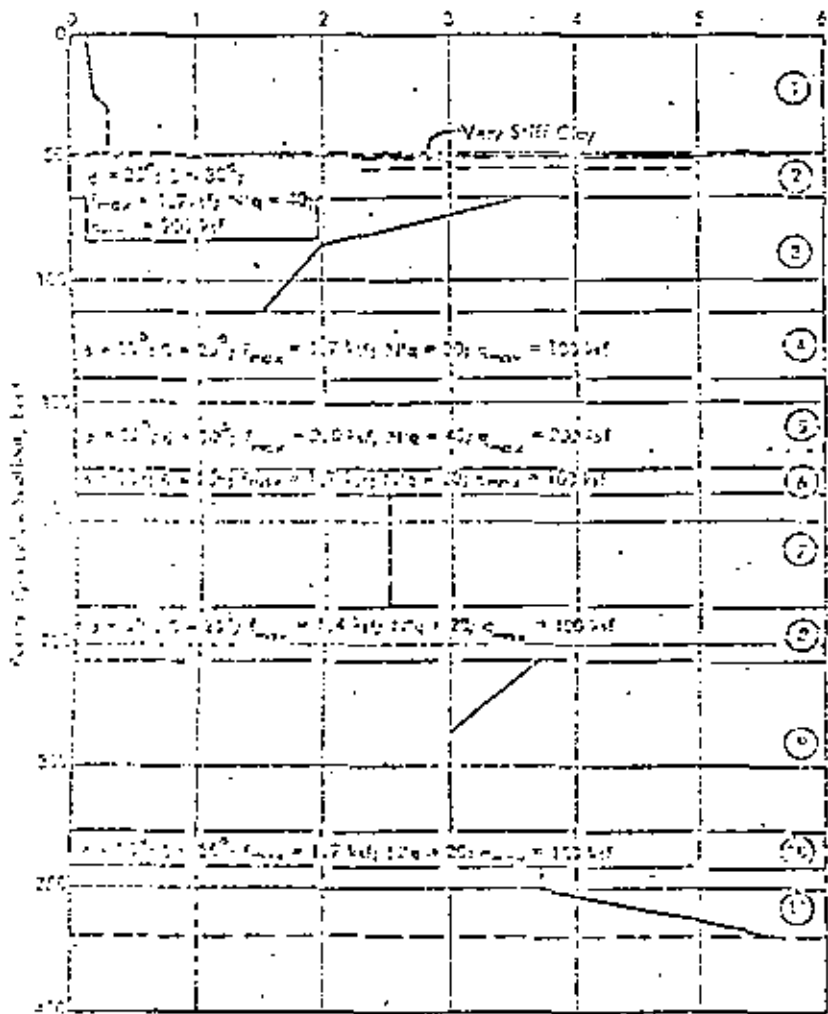


LOG AND TEST RESULTS TO 40 FT PENETRATION

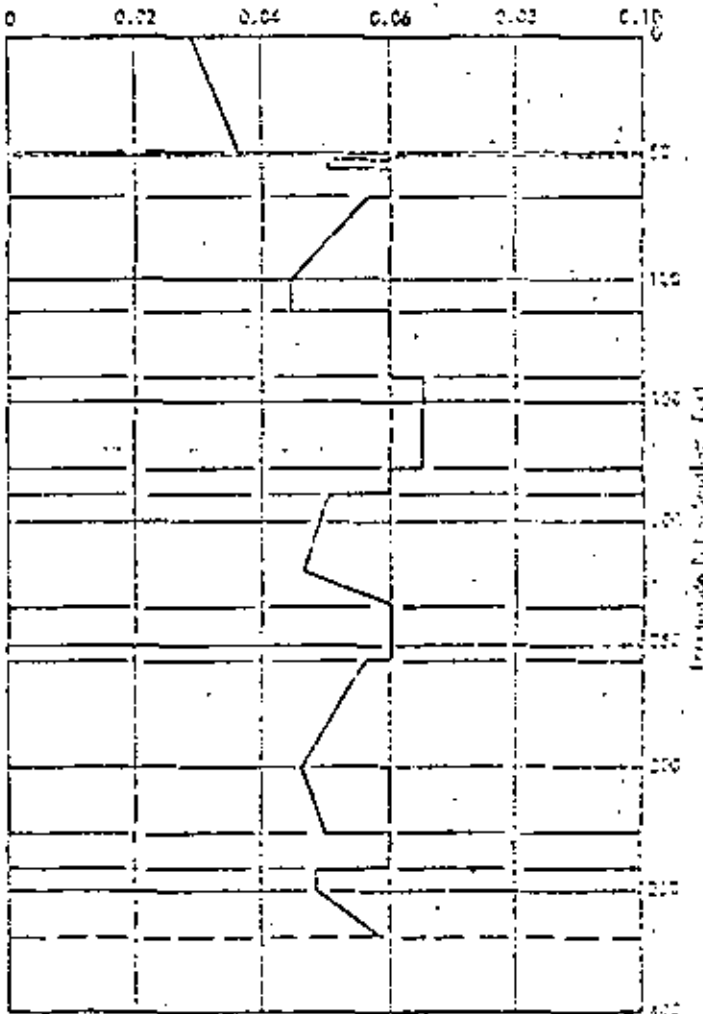
BORING AKAL-5
DAY OF CAMPONE

Design Shear Strength, Kips Per Sq Ft

Submerged Unit Weight, Kips Per Cu Ft



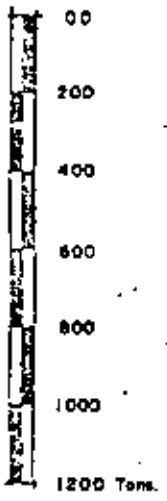
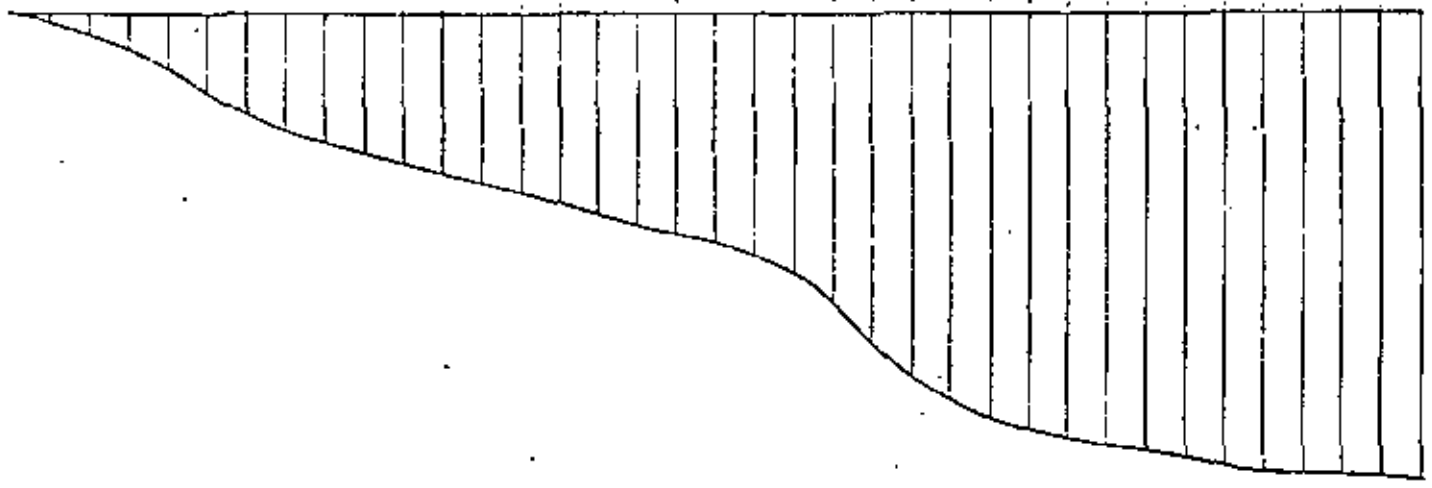
- ① Very Soft to Soft Calcareous Clay
- ② Carbonate Fine to Medium Sand
- ③ Very Stiff to Stiff Calcareous Clay
- ④ Calcareous Silty Fine Sand
- ⑤ Fine Sand
- ⑥ Calcareous Silty Fine Sand
- ⑦ Very Stiff Calcareous Clay
- ⑧ Carbonate Silty Fine Sand
- ⑨ Very Stiff Calcareous Clay
- ⑩ Calcareous Silty Fine Sand
- ⑪ Very Stiff to Hard Calcareous Clay



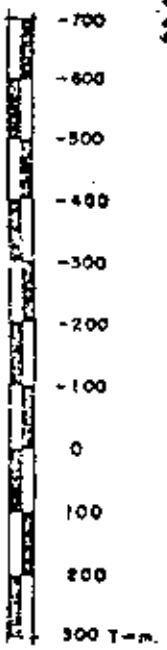
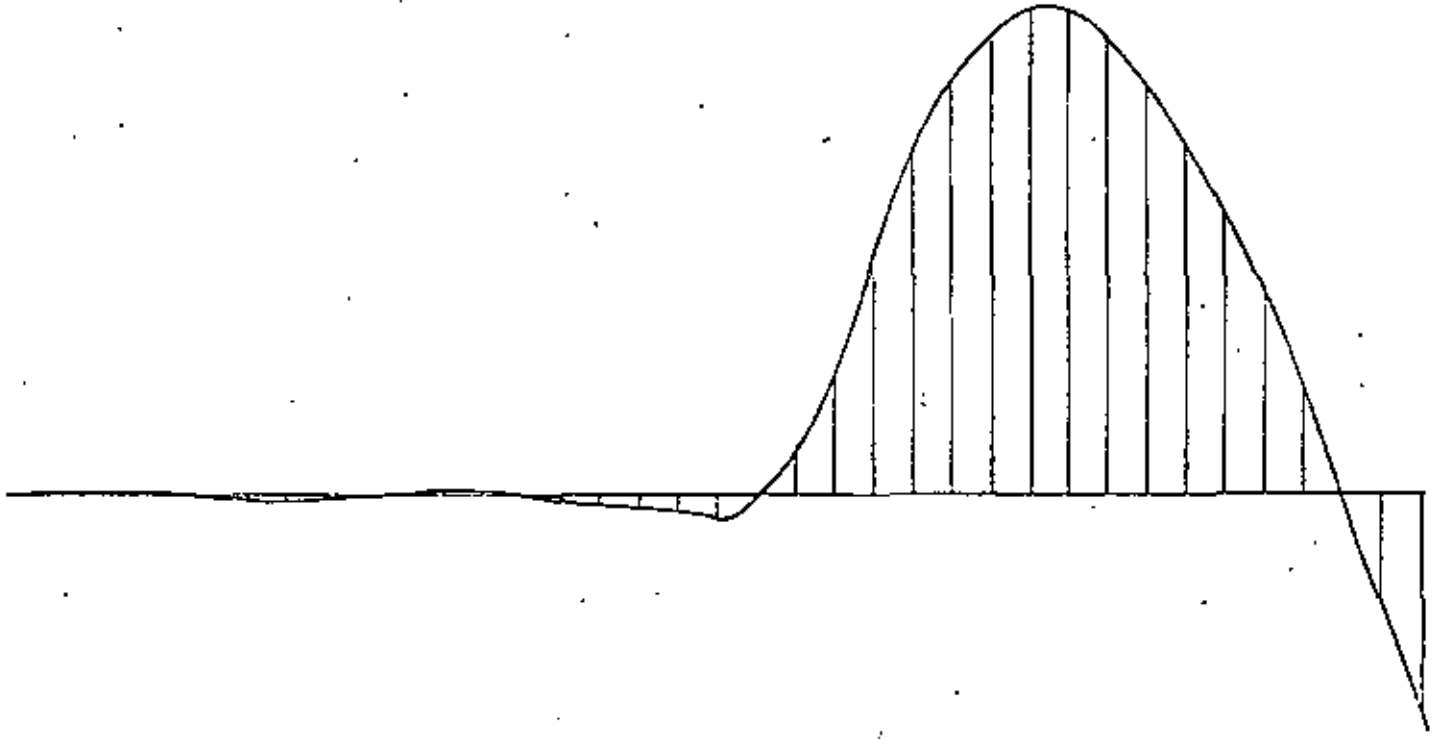
STRENGTH PARAMETERS

SUBMERGED UNIT WEIGHT

INTERPRETATION OF DATA
 Based on AASHTO
 Design Manual for Highway Structures



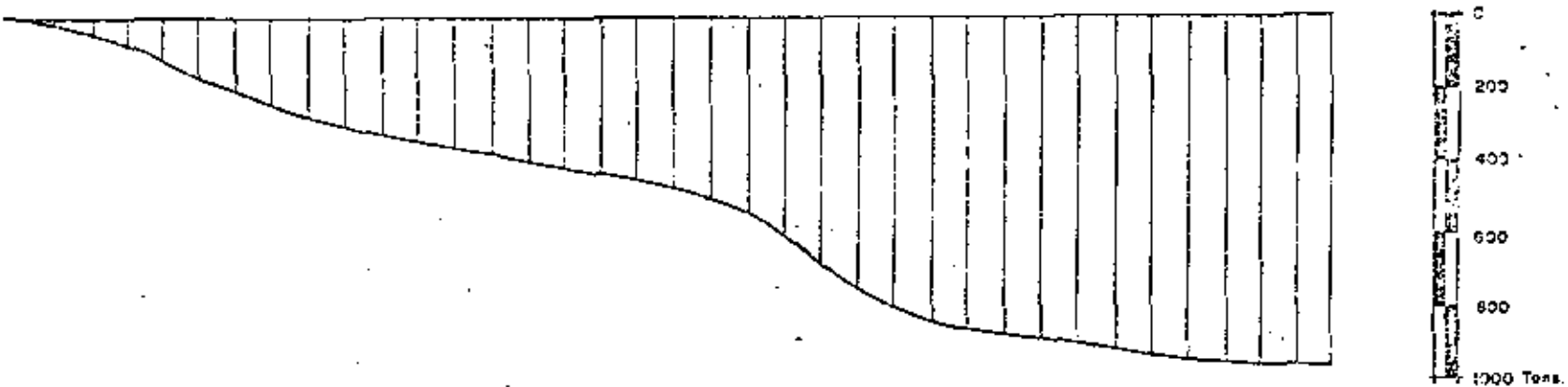
FZA. AXIAL



1400

MOMENTO FLEXIONANTE

FUERZA AXIAL



MOMENTO FLEXIONANTE

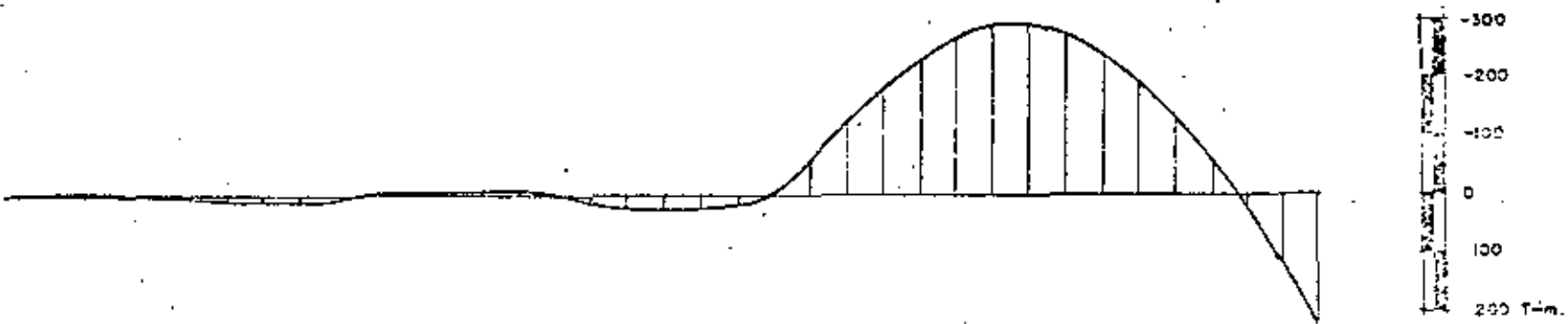


FIG. 8

FUERZA AXIAL

149

MOMENTO FLEXIONANTE

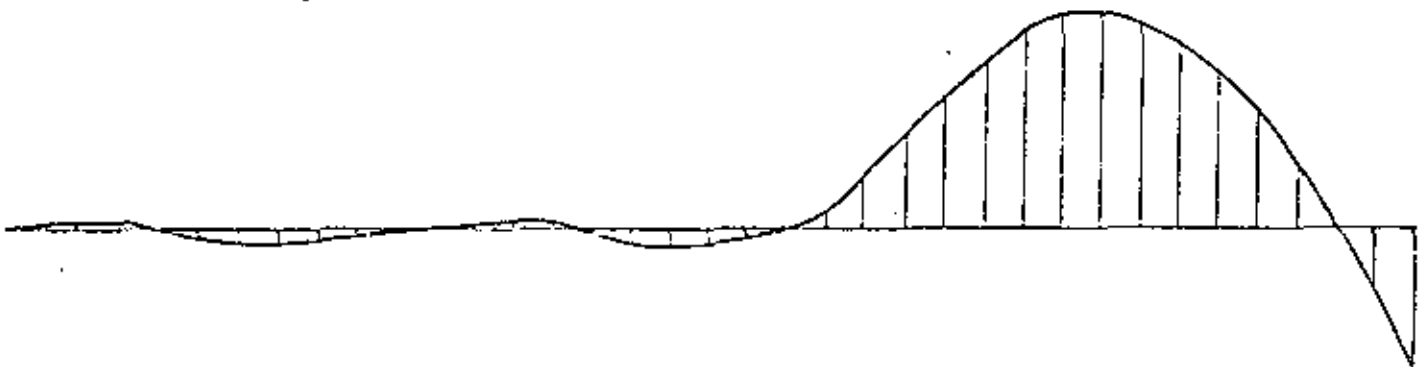
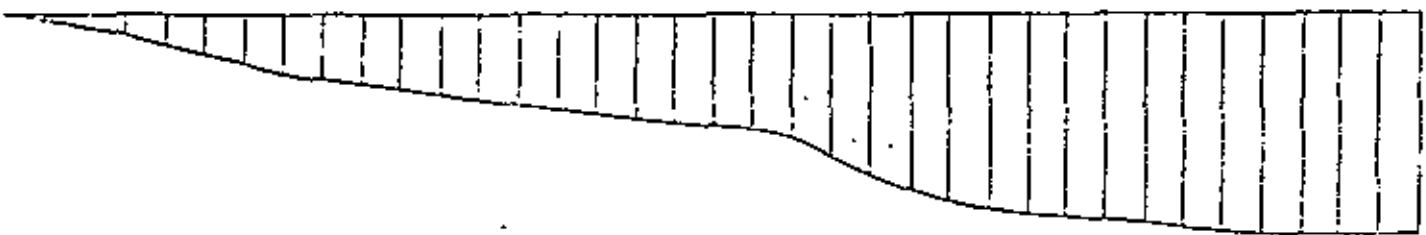
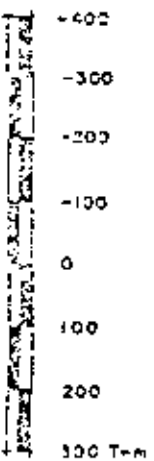
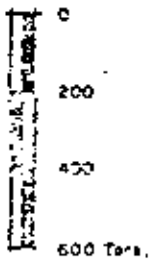


FIG. 9

INTERACCION NO LINEAL ESTRUCTURA-PILOTE-SUELO

J. LOPEZ R.

Subdirección de Ingeniería
de Proyecto
del IMP

El descubrimiento de yacimientos petroleros en la Sonda de Campeche, originó en México, el desarrollo de la tecnología de explotación fuera de la costa, por lo que el Instituto Mexicano del Petróleo, ha generado una serie de programas de computadora, que analizan, y diseñan plataformas tubulares de acero piloteadas, que hasta ahora son el único tipo que Pemex ha instalado en el Golfo de México. Dentro de este grupo de programas, se ha destinado uno al análisis no-lineal del comportamiento de pilotes tubulares, del cual trata el presente trabajo. En él, se presenta la teoría de aproximación con la cual se planteó el modelo matemático, la solución numérica, así como diversos ejemplos tomados de casos reales, y una breve discusión acerca de lo que pudiera llamarse carga crítica en el caso de pilotes de comportamiento no-lineal, estudiando paramétricamente un caso específico.

INTRODUCCION

El presente trabajo, versa sobre el tipo de plataformas marinas tubulares de acero, que se fijan al suelo, mediante pilotes de acero, que trabajan principalmente por fricción, que se están instalando costa afuera en el Golfo de Campeche, para el desarrollo de la explotación petrolera de México. Estas plataformas constan de tres partes principales; cuya clasificación se da en base a su función estructural, la sub-estructura (Jacket), la superestructura (Deck), y pilotes (ver Fig. 1).

La función principal de la subestructura es contraventear los pilotes desde la superficie del agua, hasta el lecho marino, ya que la carga muerta de la superestructura, la reciben directamente los pilotes en su cabeza fijada rígidamente, al punto en el cual hacen contacto las 3 partes componentes de la plataforma; paradójicamente este enorme y complicado contraventeo, es el que le proporciona al conjunto estructural, las mayores solicitaciones ambientales, debidas, a oleaje, sismo y corrientes marinas.

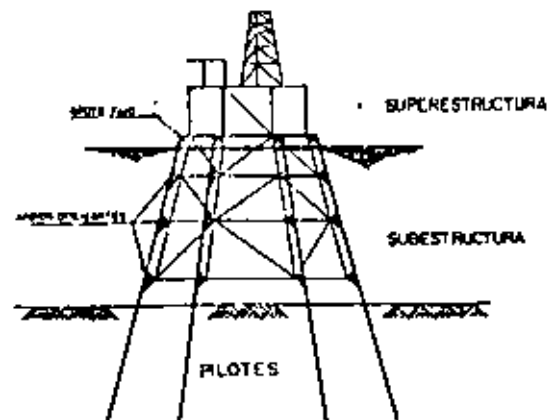


Fig. 1.— Componentes estructurales de las plataformas.

El trabajo estructural de este conjunto, no va muy de acuerdo a su morfología, ya que su forma tronco piramidal, está preparada para soportar cargas laterales, con apoyos en su parte inferior, sin embargo, en este caso, los apoyos principales están en la parte superior más estrecha de la estructura.

La función principal de la superestructura, se reduce a soportar las cargas de los elementos que componen la estructura, de lo que será el destino final de la plataforma, como puede ser: perforación, producción de enlace, habitacional o una composición de ellas, las cuales incluyen una serie de paquetes, que se montan sobre las cubiertas en sitio.

La función principal de los pilotes, tema central de este trabajo, es estabilizar la plataforma sujetándola al suelo, mediante un complicado mecanismo de transmisión de fuerzas, provenientes de la subestructura hacia los apoyos rígidos y deslizantes, para que luego el pilote las transmita al suelo.

Debe mencionarse que este mecanismo de repartición de fuerzas, debe plantearse como un conjunto de pilotes, estructura, y suelo, en 3 dimensiones, si se quiere conocer el rango dentro del cual, estarán los esfuerzos en la realidad, tanto en el acero como en el suelo.

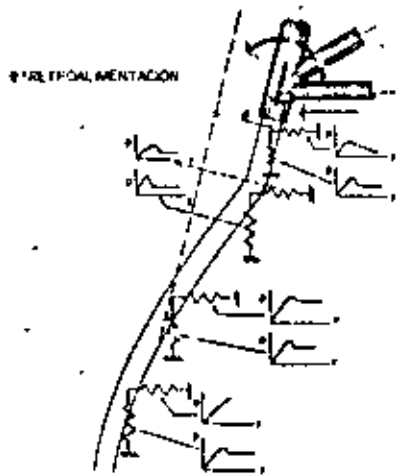


Fig. 2.— Modelo matemático de cimentaciones con pilotes de trabajo axial únicamente.

Sobre este mecanismo podemos indicar lo siguiente. En el Instituto Mexicano del Petróleo, se ha desarrollado un modelo matemático que representa el comportamiento de elementos de muelles piloteados, el cual se basa en las hipótesis de considerar a las plataformas que apoyan los pilotes, comportamiento de cuerpo rígido, y a los pilotes únicamente rigidez axial, pudiendo incidir sobre la plataforma en cualquier dirección (ver Fig. 2). En el estudio del comportamiento de este modelo, se llegó a la conclusión que es posible encontrar arreglos de pilotes, con cierta inclinación, que hagan que la plataforma sea estable, únicamente con el trabajo axial de los pilotes. La forma de comprobar este resultado, para un cierto caso específico es construyendo la matriz de rigideces del sistema, que siempre es de orden 6 y verificar que el determinante no es nulo; si lo fuera, todavía con esta misma matriz es posible conocer el grado, o grados, de inestabilidad cinemática del sistema, mediante los vectores no nulos del sistema homogéneo.

El planteamiento matricial es el siguiente:

$$[1 \times 1] \bar{K}_1 = k_1 = \text{rigidez en la cabeza del pilote} \quad (1)$$

$$k_1 = \text{rigidez axial individual por pilote que incluye al suelo} \quad (2)$$

conversión a un sistema general, mediante el vector.

$$[1 \times 3] \bar{\eta}_1 = [\alpha_1 \beta_1 \gamma_1] \quad (3)$$

$\alpha_1, \beta_1, \gamma_1$: cosenos directores del pilote.

$$[3 \times 3] \bar{K}_1 = \bar{\eta}_1^t \bar{K}_1 \bar{\eta}_1 = k_1 \bar{\eta}_1^t \bar{\eta}_1 \quad (4)$$

Imposición de movimiento de cuerpo rígido en la cabeza del pilote.

como:

$$\bar{p}_1 \bar{\delta}_1; \quad \bar{p}_1 = \bar{K}_1 \bar{\delta}_1 \quad (5)$$

fuerzas y deformaciones en la cabeza del pilote.

$$\bar{P}_i = \bar{K}_i \bar{E}_i \quad (5)$$

fuerzas y momentos se relacionan por:

$$[6 \times 1] \begin{bmatrix} \bar{P}_i \\ \bar{M}_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I \\ X_i \end{bmatrix} \bar{P}_i = R_i \bar{P}_i \quad (6)$$

tiendo:

$$[3 \times 3] X = \begin{bmatrix} 0 & -z & y \\ z & 0 & -x \\ -y & x & 0 \end{bmatrix} \quad (7)$$

Entonces la matriz individual del pilote referido a su cabeza:

$$K_i = \begin{bmatrix} I \\ X_i \end{bmatrix} \eta_i^{-1} \eta_i [I X_i^t] \quad (8)$$

$$K_i = \begin{bmatrix} \bar{\eta}_i^t \bar{\eta}_i & \bar{\eta}_i^t \bar{\eta}_i X_i^t \\ X_i \bar{\eta}_i^t \bar{\eta}_i & X_i \bar{\eta}_i^t \bar{\eta}_i X_i^t \end{bmatrix} \quad (9)$$

Entonces la matriz general del sistema es:

$$K = \sum K_i = \begin{bmatrix} \sum \bar{\eta}_i^t \bar{\eta}_i & \sum \bar{\eta}_i^t \bar{\eta}_i X_i^t \\ \sum X_i \bar{\eta}_i^t \bar{\eta}_i & \sum X_i \bar{\eta}_i^t \bar{\eta}_i X_i^t \end{bmatrix} \quad (10)$$

Si $\det. K \neq 0$ el sistema es estable.

Si $\det. K = 0$ el sistema es inestable y es posible encontrar $K \bar{d} = \bar{0}$, $\bar{d} \neq \bar{0}$; \bar{d} = grados de inestabilidad.

Estas conclusiones, de hecho plantean la posibilidad de que si los pilotes se consideran mucho más rígidos axialmente que a flexión, y si a la subestructura dada su rigidez axial puede considerarse movimiento de cuerpo rígido, exista una

distribución y orientación de ocho pilotes, que le dé estabilidad a la plataforma con sólo el trabajo axial, de los mismos. En el caso clásico de plataformas marinas tubulares de acero, existe una línea de convergencia de pilotes, lo cual la hace vulnerable a efectos de flexión. Desde luego cualquier nuevo arreglo de pilotes, debe tomar en cuenta todas las fases de factibilidad, construcción y trabajo de la plataforma para su proposición.

Debido a la circunstancia antes descrita, y a que las hipótesis de rigidez supuestas en la teoría anterior, no se cumplen rigurosamente, para una teoría de flexión tridimensional, se generan flexiones en la parte superior del pilote, mientras se regulariza la fuerza axial, por lo que es necesario resolver el caso general con apoyo lateral del suelo que se describe a continuación.

PLANTEAMIENTO Y SOLUCION DEL PROBLEMA

La manera de obtener algún resultado confiable sobre esfuerzos y deformaciones en pilotes sujetos a cargas laterales, es mediante un modelo matemático no-lineal en deformación para el suelo, y considerar la configuración de deformaciones para efecto de cargas únicamente; esto quiere decir que la matriz geométrica no se incluye en el análisis, y que la teoría lineal se puede aprovechar para efectuar un planteamiento incremental.

El tratamiento tradicional de pilotes se ha hecho en base al método de diferencias finitas en el cual se toma directamente en cuenta la curva p-y y la retroalimentación de fuerzas por deformación de la barra, debido a la carga axial. El procedimiento numérico es de tipo iterativo partiendo de una configuración dada, pero la convergencia es condicionada y el número de segmentos o su longitud deben ser apropiados para una buena representación del fenómeno real.

El tratamiento numérico del modelo matemático propuesto en este trabajo es radicalmente diferente a lo descrito en el párrafo anterior como se comentará enseguida.

El modelo consiste en el tratamiento únicamente del pilote apoyándose en las curvas p-y del suelo, este tratamiento es tridimensional y consiste en emplear el método de rigideces en forma incre-

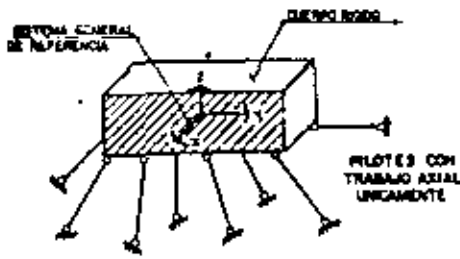


Fig. 3.— Modelo matemático para representar los pilotes y suelo adyacente.

mental, para diferentes niveles de carga, y en forma iterativa para la solución no-lineal de retroalimentación de carga axial, para lo cual es necesario discretizar la longitud del pilote en tramos, entre los cuales existen resortes discretos de suelo, planteándose la retroalimentación por pandeo en forma continua para cualquier tramo (ver Fig. 3).

La discretización de los resortes del suelo a partir de las curvas $p-y$ es relativamente sencilla tomando en cuenta la longitud tributaria la cual representa, pero el tratamiento continuo con retroalimentación por fuerza axial es digno de describirse con cierto detalle, lo cual se hace a continuación:

El sistema de ecuaciones diferenciales que debe resolverse, tomando en cuenta la retroalimentación por pandeo sin carga intermedia es: (ver Fig.

$$\frac{dv}{dx} = 0 \quad (11)$$

$$\frac{d\theta}{dx} = -\frac{M}{EI} \quad (12)$$

$$\frac{dM}{dx} = -V + P\theta \quad (13)$$

$$\frac{dV}{dx} = 0 \quad (14)$$

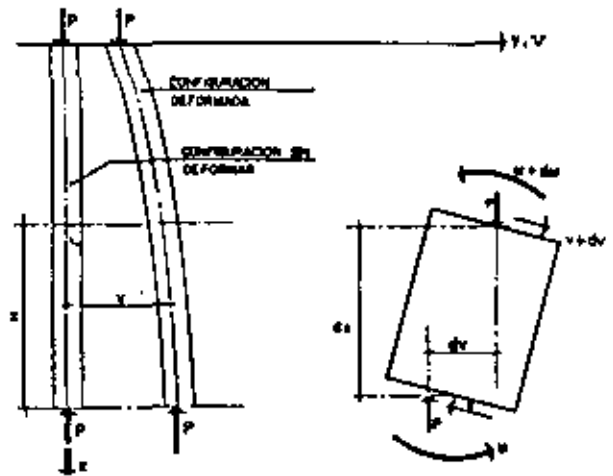


Fig. 4.— Modelo matemático para el análisis de barras, incluyendo pandeo (2o. orden).

es decir:

$$\frac{d}{dx} \begin{bmatrix} v \\ \theta \\ M \\ V \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{EI} & 0 \\ 0 & P & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ \theta \\ M \\ V \end{bmatrix} \quad (15)$$

cuya ecuación característica en v es:

$$\frac{d^4 v}{dx^4} + \lambda^2 \frac{d^2 v}{dx^2} = 0 \quad (16)$$

siendo:

$$\lambda^2 = \frac{P}{EI} \quad (17)$$

cuya solución genera el siguiente sistema:

$$\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ M \\ V \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{sen } \lambda x & \cos \lambda x & x & 1 \\ \lambda \cos \lambda x & -\lambda \text{sen } \lambda x & 1 & 0 \\ P \text{sen } \lambda x & P \cos \lambda x & 0 & 0 \\ 0 & 0 & P & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} \quad (18)$$

Para valuar las constantes imponemos condiciones iniciales en el sistema en $x = 0$.

$$\begin{bmatrix} v(0) \\ \theta(0) \\ M(0) \\ V(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ M_1 \\ V_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 1 \\ \lambda & 0 & 1 & 0 \\ 0 & P & 0 & 0 \\ 0 & 0 & P & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} \quad (19)$$

valuando las constantes se obtiene el sistema matricial:

$$\begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{\lambda} & 0 & -\frac{1}{\lambda P} \\ \lambda & 0 & \frac{1}{P} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{P} \\ 1 & 0 & -\frac{1}{P} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ M_1 \\ V_1 \end{bmatrix} \quad (20)$$

luego de (18) y (20) se obtiene:

$$\begin{bmatrix} v(x) \\ \theta(x) \\ M(x) \\ V(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\text{sen } \lambda x}{\lambda} & \frac{\cos \lambda x - 1}{P} & \frac{\lambda x - \text{sen } \lambda x}{\lambda P} \\ 0 & \cos \lambda x - \frac{\lambda \text{sen } \lambda x}{P} & \frac{1 - \cos \lambda x}{P} & \\ 0 & \frac{P \text{sen } \lambda x}{\lambda} & \cos \lambda x - \frac{\text{sen } \lambda x}{\lambda} & \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ M_1 \\ V_1 \end{bmatrix} \quad (21)$$

esto es:

$$\bar{e}(x) = \Phi(0, x) \bar{e}(0) \quad (22)$$

siendo $\bar{e}(x)$ el vector de estado en cualquier sección x , y $\Phi(0, x)$ la matriz de transferencia del estado $\bar{e}(0)$ al $\bar{e}(x)$.

Para comprobar el funcionamiento de esta matriz, podemos hacerlo con las propiedades clásicas que deberá cumplir la matriz de transferencia:

$$\Phi(0, 0) = I, \Phi(0, -x) = \Phi^{-1}(0, x) \text{ y } \Phi(x_2, x_1) = \Phi(x_2, x_2) \Phi(x_2, x_1)$$

además imponer todas las condiciones de frontera en los extremos de la barra, y valuar las cargas críticas correspondientes que deberán coincidir con las que se conocen para estos casos, y por último, el $\lim_{\lambda \rightarrow 0} \Phi(0, x)$ debe coincidir con la matriz de transferencia del caso estático. Esta serie de comprobaciones se satisfacen, y por lo tanto, a partir de la matriz de transferencia, podemos obtener la matriz de rigideces con retroalimentación por carga axial, de la siguiente manera:

Si a la longitud de la barra se le denomina l , luego:

$$\bar{e}_2 = \bar{e}(l) = \Phi(0, l) \bar{e}_1 \quad (23)$$

siendo: $\bar{e}(0) = \bar{e}_1$

si dividimos la matriz de transferencia de 4×4 en submatrices de 2×2 se obtiene:

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \quad (24)$$

es decir:

$$\begin{bmatrix} \bar{v}_1 \\ \bar{P}_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{v}_2 \\ \bar{P}_2 \end{bmatrix} \quad (25)$$

siendo $\bar{v}_i, \bar{P}_i; i = 1, 2$ los vectores de deformación y de elementos internos, respectivamente, en el extremo i , efectuando operaciones, se puede llegar a despejar las fuerzas en función de desplazamientos, obteniéndose:

$$\begin{bmatrix} \bar{P}_1 \\ \bar{P}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\phi_{12}^{-1} \phi_{11} & \phi_{12}^{-1} \\ -\phi_{21} + \phi_{22} \phi_{12}^{-1} \phi_{11} & -\phi_{22} \phi_{12}^{-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{V}_1 \\ \bar{V}_2 \end{bmatrix} \quad (26)$$

es decir:

$$\bar{P} = K \bar{V} \quad (27)$$

siendo K la matriz de rigideces

Efectuando operaciones en la matriz (21) sustituyendo $\alpha = 1$ se obtiene:

$$K_{nn} = \begin{bmatrix} -\lambda l \operatorname{sen} \lambda l & \cos \lambda l - 1 & \lambda \operatorname{sen} \lambda l & \cos \lambda l - 1 \\ \cos \lambda l - 1 & \frac{\lambda l \cos \lambda l - \operatorname{sen} \lambda l}{\lambda} & 1 - \cos \lambda l & \frac{\operatorname{sen} \lambda l - \lambda l}{\lambda} \\ \lambda \operatorname{sen} \lambda l & 1 - \cos \lambda l & -\lambda \operatorname{sen} \lambda l & 1 - \cos \lambda l \\ \cos \lambda l - 1 & \frac{\operatorname{sen} \lambda l - \lambda l}{\lambda} & 1 - \cos \lambda l & \frac{\lambda l \cos \lambda l - \operatorname{sen} \lambda l}{\lambda} \end{bmatrix} \quad (28)$$

siendo:

$$\alpha = \frac{P}{2(\cos \lambda l - 1) + \lambda l \operatorname{sen} \lambda l} \quad (29)$$

La ampliación de esta teoría al espacio tridimensional es sumamente fácil, ya que se trata de secciones tubulares.

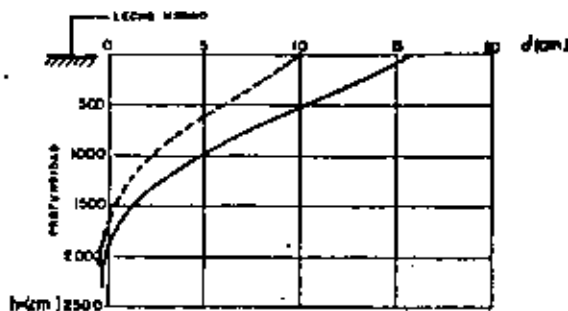


Fig. 5.— Deformación de los pilotes

El procedimiento numérico que se emplea en el programa de computadora, consiste en dividir el pilote en un número de tramos lo suficientemente grande para obtener una buena representación del apoyo del suelo únicamente, ya que para los elementos mecánicos de retroalimentación, no importa la longitud por ser un tratamiento continuo.

La matriz de rigideces de todo el sistema, se construye mediante la generación de las matrices de rigidez modificadas por carga axial de los tramos, obteniéndose, mediante la formulación (21) la matriz de transición y mediante ésta, obtener la de rigideces en forma numérica. Se plantean 6 grados de libertad por nudo, y como no se conoce desde un principio la distribución de la carga axial a lo largo del pilote, es necesario efectuar interacciones, partiendo de una configuración inicial que se obtiene de un primer análisis sin retroalimentación por carga axial; se ha observado que el número necesario de interacciones para obtener buenos resultados es de 3. La carga se divide en 5 incrementos y este análisis se efectúa en cada incremento de carga, para lo cual, se va modificando la rigidez de los resortes que representan al suelo, según el nivel de deformación. El resultado final es la suma incremental para cualquier efecto. Para un pilote de unos 60 metros de profundidad, y discretizado en 18 partes el tiempo de ejecución del programa es de aproximadamente 3 minutos en la máquina UNIVAC 1100/80.

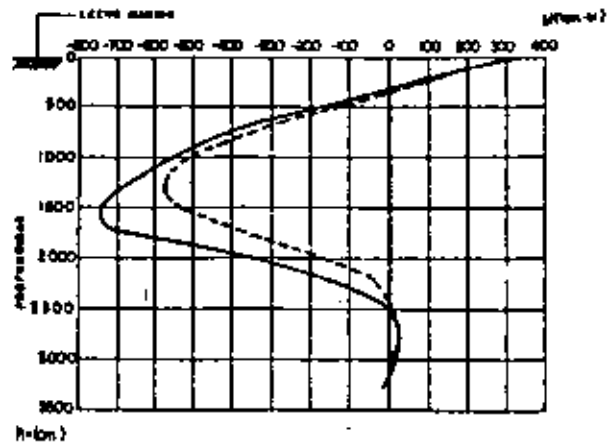


Fig. 6.— Diagrama de momentos flexionantes en los pilotes contra la profundidad.

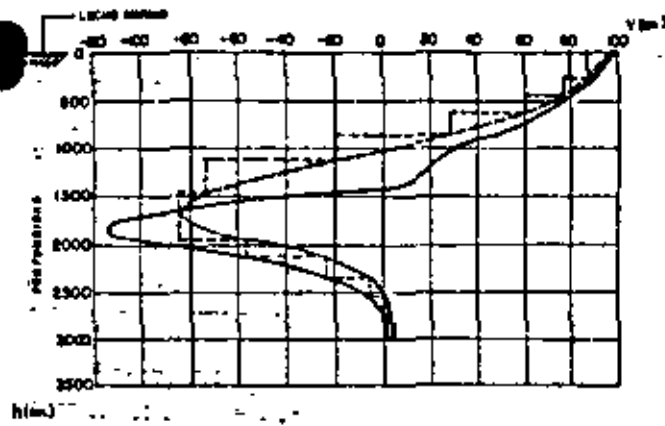


Fig. 7.— Diagrama de fuerza cortante en los pilotes contra la profundidad.

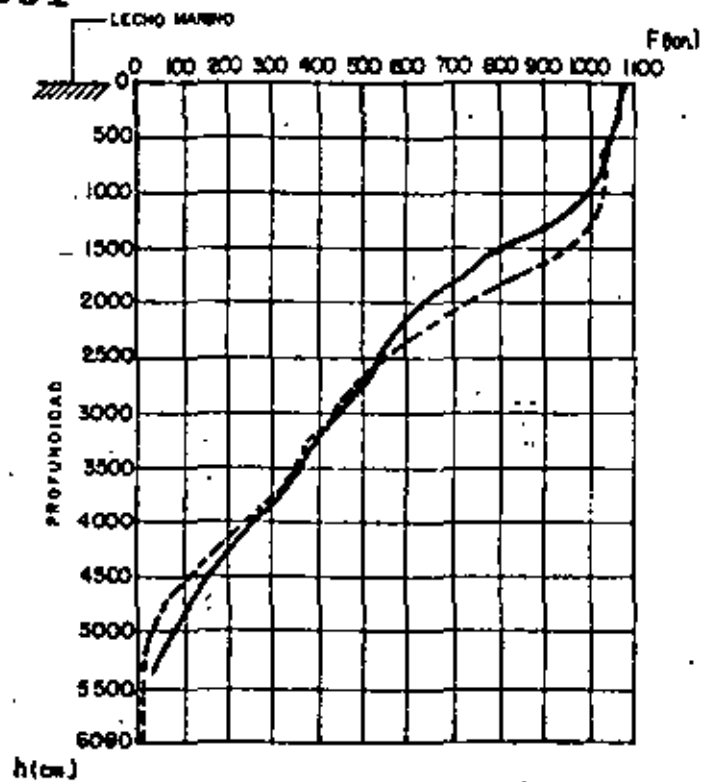


Fig. 8.— Diagrama de la fuerza axial en los pilotes contra la profundidad.

APLICACIONES

El análisis propuesto, se ha aplicado a modo de ejemplo, a un caso real del pilote de una plataforma, cuyo proyecto se está realizando para la Sonda de Campeche, y en él se ha efectuado una comparación de resultados de elementos mecánicos y deformaciones, con dos estudios geotécnicos, que se encuentran localizados a 200 m. uno de otro y efectuados por 2 compañías diferentes esto puede verse en las Figs. 5, 6, 7 y 8; la conclusión es, que no obstante que las curvas p - y son bastante diferentes, así como la clasificación del suelo, el diagrama de momentos flexionantes resulta bastante similar y su diferencia máxima no excede un 15%.

Aunque el análisis que se efectúa en los pilotes es de segundo orden, es decir, ya se ha tomado en cuenta el incremento de los elementos mecánicos por la fuerza axial, lo que facilita el diseño, es interesante detectar alguna carga crítica, que no puede predecirse con los métodos convencionales de vigas en fundación elástica, ya que el sistema es no-lineal.

Para este fin, la forma en que se procedió, fue elegir un porcentaje del cortante y momentos fle-

xionante que actúa en la cabeza del pilote, y con estos elementos incrementar la carga axial, llevando una gráfica de carga contra deformación (ver Figs. 9, 10 y 11), cuando el valor de la carga se hace asintótica, a algún valor se le dio el nombre de carga crítica. Por último, se construyó una gráfica de porcentajes de carga contra carga crítica, lo cual da una idea muy clara del comportamiento del pilote alrededor de los valores usuales de trabajo (Fig. 12).

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Para poder efectuar una comparación del comportamiento de los pilotes en los diferentes sitios, donde se han efectuado sondeos geotécnicos, se sugiere que se estandaricen los elementos mecánicos de la cabeza del pilote a valores promedio, dentro del rango en que van a trabajar en condiciones extraordinarias, también se estandarice para la comparación al

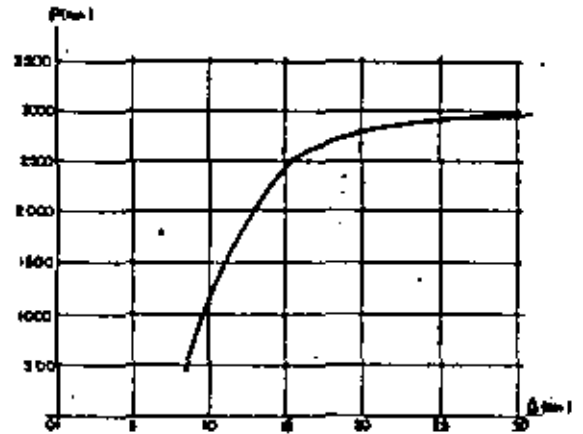
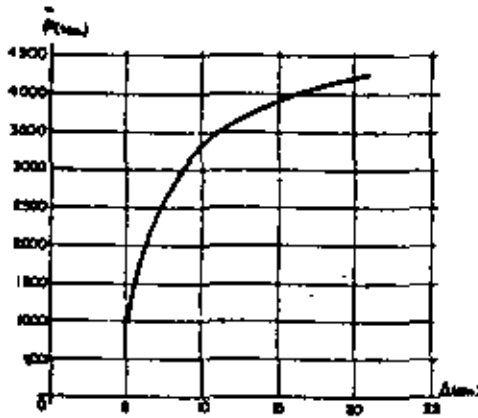


Fig. 9.— Diagrama de fuerza axial contra deformación en la cabeza del pilote para $p = 30\%$.

Fig. 10.— Diagrama de fuerza axial contra deformación en la cabeza del pilote para $p = 60\%$.

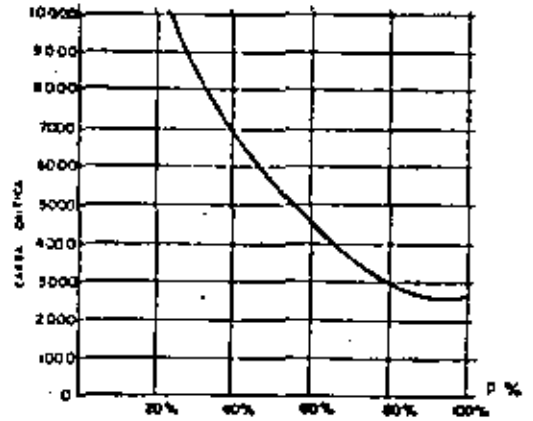
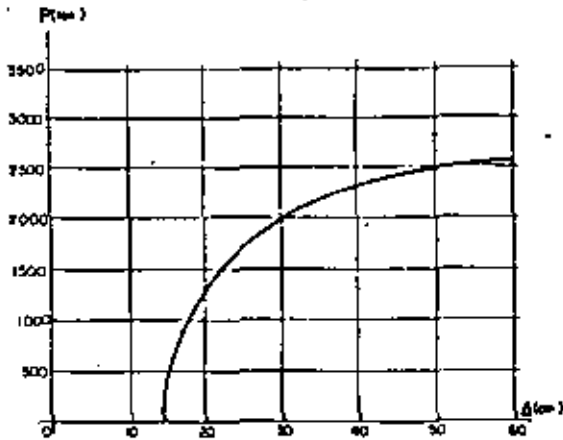


Fig. 11.— Diagrama de fuerza axial contra deformación en la cabeza del pilote para $p = 100\%$.

Fig. 12.— Diagrama de cargas críticas contra porcentaje de cargas en la cabeza del pilote.

al aumentar la división $\frac{dz}{z} = \frac{(-\sin \psi + i \cos \psi) d\psi}{\cos \psi - i \sin \psi} = 155$

siguiendo las reglas de división de complejos

$$\frac{dz}{z} = \frac{(-\sin \psi + i \cos \psi) d\psi}{\cos \psi - i \sin \psi} \cdot \frac{\cos \psi + i \sin \psi}{\cos \psi + i \sin \psi}$$

de expresiones semejantes se tiene

$$1 - i^2 d\psi$$

integrando ambos miembros $\int \frac{dz}{z} = i\psi + c \Rightarrow z = e^{i\psi}$ o sea.

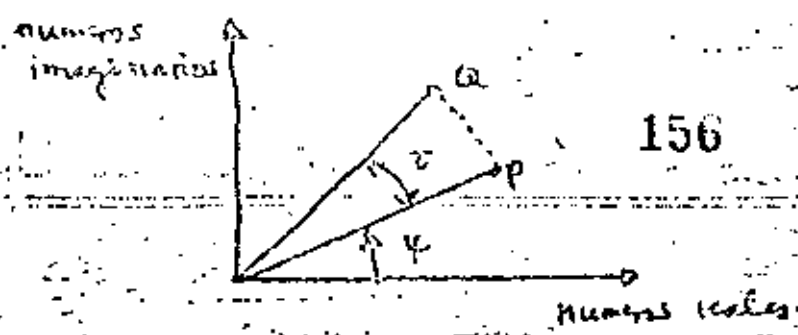
$$\cos \psi + i \sin \psi = e^{i\psi} \quad \text{Identidad de Euler}$$

Alm. Si ψ es reemplazado por el argumento $\alpha t + \phi$ la representación debe ser un vector \vec{OP} que gira a una velocidad angular α y su parte real e imaginaria se obtienen de las proyecciones sobre los ejes coordenados y son:

$$\frac{1}{2} \cos(\alpha t + \phi) \text{ y } \frac{1}{2} \sin(\alpha t + \phi) \text{ respectivamente.}$$

Puede demostrarse que si una cantidad varía armónicamente como puede ser un desplazamiento su velocidad puede darse en otra misma forma. La identidad de Euler asegura que adición y diferenciación pueden efectuarse en los exponenciales complejos. padicentose manejar como vectores. por ejemplo la adición de complejos se forma adicionando las partes reales e imaginarias de cada componente. Si ahora se construye un nuevo complejo z' formado al rotar la línea que corresponde a z un ángulo τ sin cambiar su longitud. se hace de la siguiente manera:

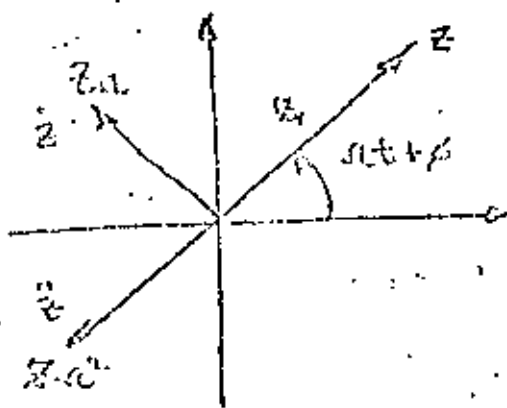
$$z' = \frac{1}{r} e^{i(\psi + \tau)} = z e^{i\tau}$$



La expresión anterior muestra que la generación de z^t se hace multiplicando z por $e^{i\omega t}$ esto llamado el complejo que depende del tiempo se tiene $z e^{i(\omega t + \phi)} = |z| e^{i\phi} e^{i\omega t}$ que puede ser interpretado como un vector que gira a una velocidad angular ω y su posición inicial $z e^{i\phi}$. Ahora diferenciando se puede obtener

$$\frac{d}{dt} [z e^{i(\omega t + \phi)}] = i\omega |z| e^{i(\omega t + \phi)} = [z \omega e^{i(\phi + \pi/2)}] e^{i\omega t}$$

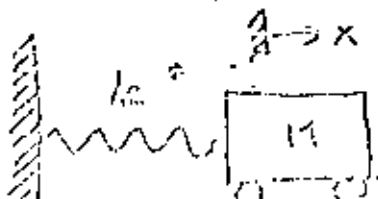
que significa que el vector velocidad tiene una longitud $\omega |z|$ y forma un ángulo $\pi/2$ respecto al vector original de $z e^{i\phi}$; una segunda diferenciación multiplica el producto por ω y forma un ángulo de $\pi/2$ con el vector velocidad.



Nota adicional

$$i^2 = e^{i\pi} = -1$$

La notación compleja se aplicará ahora a la solución de un oscilador simple.



o sea $\ddot{x} + p^2 x = 0$ siendo $p^2 = k/m$.

Su solución es $x = A \cos pt + B \sin pt$
 $= R \cos (pt - \phi)$
 $= R \sin (pt + \gamma)$

157

La forma compleja exponencial puede ponerse identificando R con $\frac{1}{2} R$ y p en ω . Pero ni siquiera es necesario resolver la ecuación diferencial primero en términos de funciones trigonométricas para luego pasar a las exponenciales complejas.

Se puede hacer directamente a partir de la ecuación característica de la ecuación diferencial $\lambda^2 + p^2 = 0$ $\lambda_1 = ip$

$\lambda_2 = -ip$ por lo tanto $x = A e^{ipt} + B e^{-ipt}$

Para el caso de un oscilador mecánico en excitación senoidal o cosenoidal se resume en un solo resultado en excitación compleja exponencial.

Para el caso de un oscilador mecánico en excitación senoidal o cosenoidal se resume en un solo resultado en excitación compleja exponencial.

Para el caso de un oscilador mecánico en excitación senoidal o cosenoidal se resume en un solo resultado en excitación compleja exponencial.

Para el caso de un oscilador mecánico en excitación senoidal o cosenoidal se resume en un solo resultado en excitación compleja exponencial.

Para el caso de un oscilador mecánico en excitación senoidal o cosenoidal se resume en un solo resultado en excitación compleja exponencial.

$$M \ddot{x} + kx = F_0 e^{i\omega t}$$

Se supone una solución $x = X e^{i\omega t}$ (luego $\dot{x} = i\omega X e^{i\omega t}$ y $\ddot{x} = -\omega^2 X e^{i\omega t}$ que substituímos en la ecuación diferencial

Se obtiene:

Se obtiene:

$$-\omega^2 M X e^{i\omega t} + k X e^{i\omega t} = F_0 e^{i\omega t}$$

$$e^{i\omega t} \neq 0 \quad (k - \omega^2 M) X = F_0 \rightarrow X = \frac{F_0}{k - \omega^2 M}$$

$$\text{Solución } x = \frac{F_0}{k - \omega^2 M} e^{i\omega t} = \frac{F_0/k}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} e^{i\omega t}$$

$$\text{Solución } x = \frac{F_0}{k - \omega^2 M} e^{i\omega t} = \frac{F_0/k}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} e^{i\omega t}$$

$$\text{Solución } x = \frac{F_0}{k - \omega^2 M} e^{i\omega t} = \frac{F_0/k}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} e^{i\omega t}$$

$$\text{Solución } x = \frac{F_0}{k - \omega^2 M} e^{i\omega t} = \frac{F_0/k}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} e^{i\omega t}$$

Esto quiere decir que podemos separar la parte real de la excitación y respuesta y la parte imaginaria de excitación y respuesta o sea si el sistema está excitado por una fuerza senoidal $F_0 \cos \omega t$ la respuesta será

Esto quiere decir que podemos separar la parte real de la excitación y respuesta y la parte imaginaria de excitación y respuesta o sea si el sistema está excitado por una fuerza senoidal $F_0 \cos \omega t$ la respuesta será

Esto quiere decir que podemos separar la parte real de la excitación y respuesta y la parte imaginaria de excitación y respuesta o sea si el sistema está excitado por una fuerza senoidal $F_0 \cos \omega t$ la respuesta será

Esto quiere decir que podemos separar la parte real de la excitación y respuesta y la parte imaginaria de excitación y respuesta o sea si el sistema está excitado por una fuerza senoidal $F_0 \cos \omega t$ la respuesta será

158 5

$x = \frac{F_0/k}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} \cos \omega t$ y si la fuerza es cosenoidal: $F_0 \cos \omega t$

La respuesta sera $x = \frac{F_0/k}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} \cos \omega t$ esto es porque si

Suponemos que $x = x_1 + i x_2$ luego

$$M(\ddot{x}_1 + i \ddot{x}_2) + k(x_1 + i x_2) = F_0(\cos \omega t + i \sin \omega t)$$

Separando estos dos sistemas de ecuaciones:

$$M\ddot{x}_1 + kx_1 = F_0 \cos \omega t$$

$$M\ddot{x}_2 + kx_2 = F_0 \sin \omega t$$

x_1 correspondiera a la parte real de la solución así como en excitación cosenoidal y x_2 a la parte imaginaria de la solución esto indica desde luego que respuesta y excitación están en fase siempre y cuando $1 - \frac{\omega^2}{p^2} > 0$ y con una defase de π si $1 - \frac{\omega^2}{p^2} < 0$.

EL CONCEPTO DE RECEPTANCIA MECÁNICA

El nombre de "receptancia" fue introducido en 1954 por los profesores W. J. Duncan y M. A. Biot para substituir la palabra de "admitancia mecánica" que se había usado anteriormente, y diferenciar los sistemas mecánicos de los eléctricos.

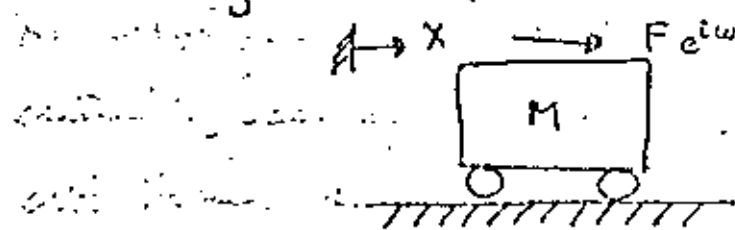
En seguida se trata de explicar este concepto. Si se tiene una fuerza armónica $F_0 \cos \omega t$ que actúa en un punto de un sistema dinámico luego el sistema tendrá un movimiento estacionario con la misma frecuencia ω y por consecuencia el punto de aplicación de la fuerza tendrá un desplazamiento

$$x = \alpha F e^{i\omega t}$$

159

su amplitud depende de la naturaleza del sistema y la frecuencia ω pero no de la amplitud F de la fuerza. el coeficiente α se denomina la receptancia directa de x . Por otro lado si x es un desplazamiento en cualquier otro punto donde no se ha aplicado la fuerza al coeficiente α se le denomina la receptancia cruzada de x .

Para ejemplificar derivemos algunas receptancias de sistemas simples. Si se tiene una masa simple que puede moverse y se le aplica una fuerza $F e^{i\omega t}$

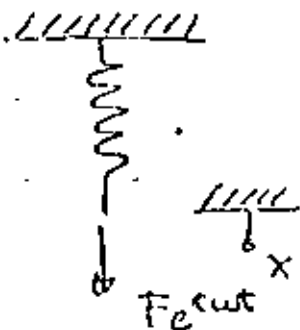


el desplazamiento se rige por la ecuación diferencial

$$M\ddot{x} = F e^{i\omega t} \text{ al ser suponiendo la solución } x = \alpha e^{i\omega t} \text{ se tiene}$$

$$-M\omega^2 \alpha = F \text{ esto es: } \alpha = -\frac{1}{M\omega^2}$$

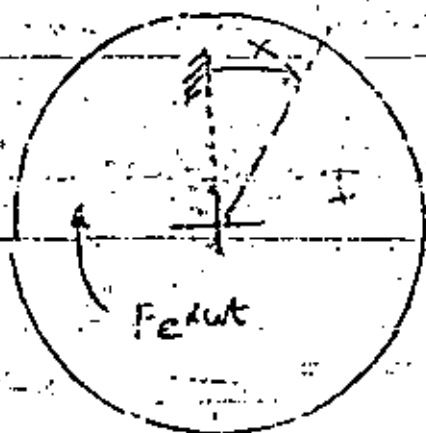
Si ahora la fuerza $F e^{i\omega t}$ se aplica al extremo de un resorte sin masa



la ecuación de equilibrio será $kx = F e^{i\omega t}$ por lo que

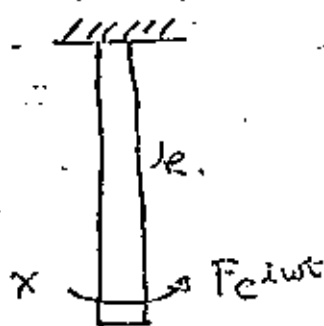
substituyendo $x = \alpha e^{i\omega t}$ como solución tentativa se obtiene directamente $\alpha = \frac{1}{k}$

Desde luego el concepto de receptancia, no está restringido únicamente a desplazamientos de traslación también es aplicable a rotaciones. Así puede trabajarse en desplazamientos guerdos. En el caso de rotaciones desde luego la fuerza excitadora armónica $F_e \cos \omega t$ es un par y se sigue empleando la notación de x por rotaciones. Así podemos hablar de receptancia directa para un disco apoyado en el centro.



Como $\alpha = -\frac{1}{I \omega^2}$ cuando un par actúa como se muestra.

Similáramente podemos hablar de receptancia directa de x de una flecha sin masa rotacional de rigidez k $\Rightarrow \alpha = 1/k$.



Consideremos ahora un oscilador cuya ecuación de equilibrio sea $M \ddot{x} + kx = F_e \cos \omega t$ en el cual la solución propuesta $x = X_0 \cos \omega t$ de como resultado $X = \frac{F_e}{k - M \omega^2}$ o sea que la receptancia directa sea $\frac{1}{k - M \omega^2}$.

Algunas Propiedades de la receptancia

A través de los ejemplos anteriores se ha mostrado como la receptancia proporciona información de la respuesta de un sistema.

También se puede ver que en la frecuencia natural del sistema la receptancia es infinita. La expresión para el factor amortiguamiento directamente proporcionales provee que esta técnica se puede extender a varios grados de libertad. También se puede ver que en virtud de estas propiedades simples de la receptancia se puede analizar un sistema complejo descomponiéndolo en sus partes elementales cuya receptancia es conocida. De modo que para sistemas complejos la receptancia debe ser el doble de la suma de los receptancias de los componentes. Esto es lo que indica que recibe el m^2 en las coordenadas y la n donde se aplica la fuerza.

Un ejemplo de lo anterior es el siguiente:

Se tiene un sistema compuesto de otros dos sub-sistemas.

Denótese B y C.



Simplificamos el factor $e^{i\omega t}$ en las fuerzas y desplazamientos. Se tienen las definiciones:

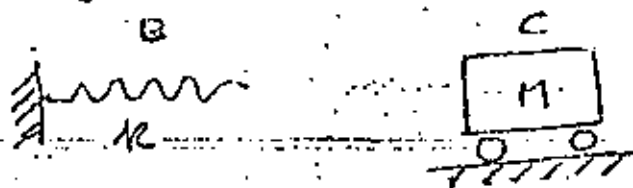
$$\beta_{11} = \frac{X_2}{F_2} \quad \gamma_{11} = \frac{X_3}{F_3}$$

y por tanto la definición de receptancia para el sistema cuando se tiene A, luego $\alpha_{11} = \frac{X_1}{F_1}$ obteniendo utilizando el equilibrio y la compatibilidad.

$$X_2 = X_3 = X_1$$

$$F_1 = F_2 + F_3$$

de modo que se sigue que $\frac{1}{\alpha_{11}} = \frac{1}{\beta_{11}} + \frac{1}{\gamma_{11}}$

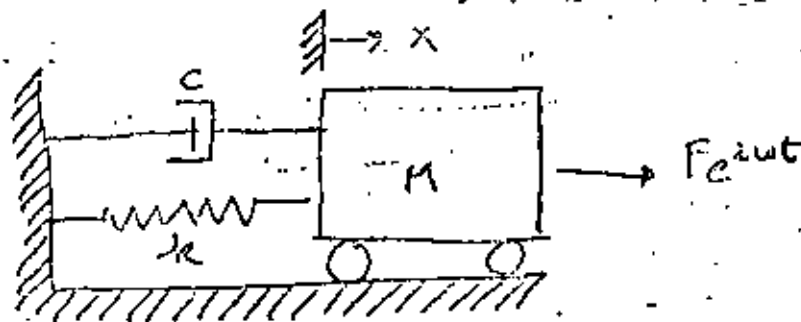


¡multiplicando términos $\beta_{11} = \frac{1}{k}$ $\gamma_{11} = \frac{1}{M\omega^2}$

esto $\Rightarrow \frac{1}{\Delta_{11}} = k - M\omega^2$

Sistemas con amortiguamiento viscoso

El oscilador simple del párrafo anterior se vea ahora afectado por un amortiguador viscoso (que funciona por fricción fuerza con velocidad)



La ecuación de equilibrio será:

$$M \ddot{x} + c \dot{x} + kx = F e^{i\omega t}$$

usando nuevamente una proposición de solución

$x = X e^{i\omega t}$. Se tiene $\dot{x} = i\omega X e^{i\omega t}$; $\ddot{x} = -\omega^2 X e^{i\omega t}$

$$(k - \omega^2 M) X + i\omega c X = F$$

$$X = \frac{F}{(k - \omega^2 M) + i\omega c}$$

luego $x = X e^{i\omega t} = \frac{F e^{i\omega t}}{(k - \omega^2 M) + i\omega c}$ y por lo tanto

$$|x| = \frac{1}{(k - \omega^2 M)^2 + \omega^2 c^2}$$

Para examinar las implicaciones de ser complejo la respuesta se divide en su parte real e imaginaria: 163

$$d = \frac{k - \omega^2 M}{(k - \omega^2 M)^2 + c^2 \omega^2} \cdot \frac{c \omega}{(k - \omega^2 M)^2 + c^2 \omega^2}$$

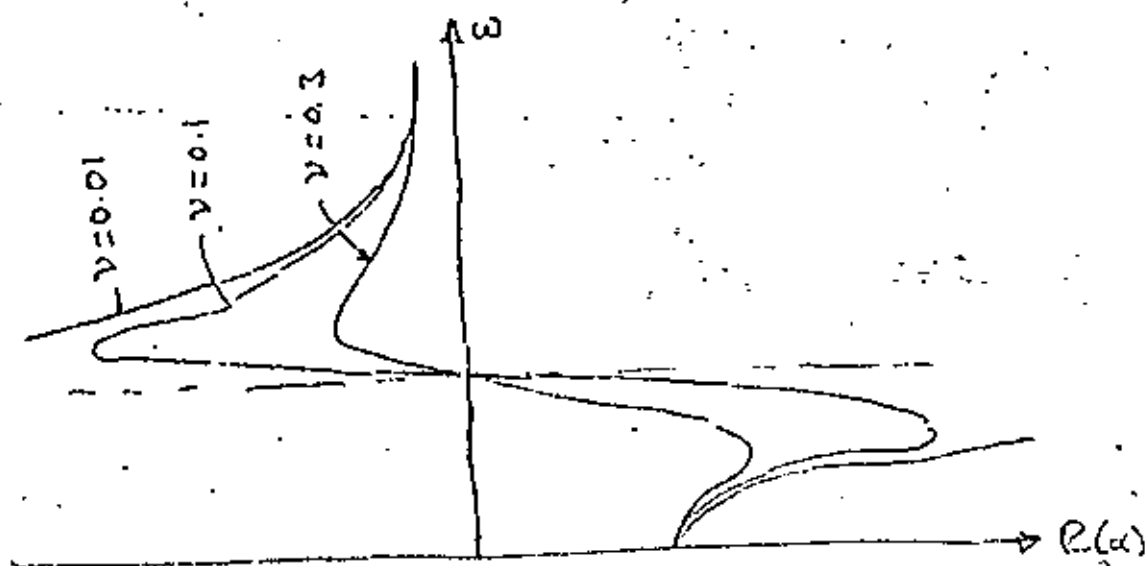
esto muestra que el desplazamiento x tiene una componente

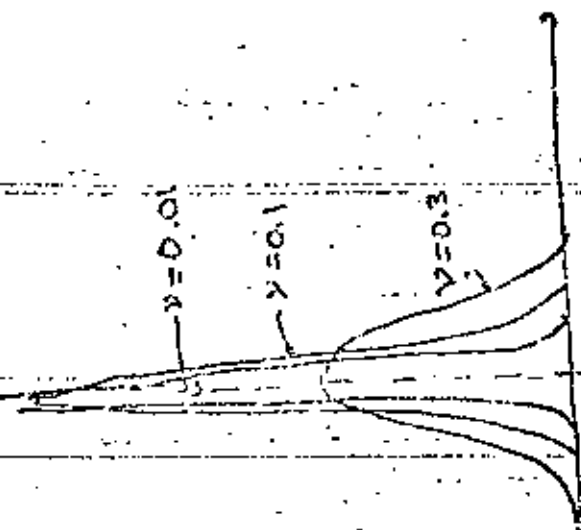
en fase con la fuerza aplicada $\frac{(k - \omega^2 M) F_0 e^{i \omega t}}{(k - \omega^2 M)^2 + c^2 \omega^2}$

y otra componente $\frac{c \omega F_0 e^{i \omega t}}{(k - \omega^2 M)^2 + c^2 \omega^2}$ que está defasada $\pi/2$ respecto a la fuerza aplicada. esta compo-

ente se dice que está en "cuadratura" respecto a la excitación.

Las componentes en fase y en cuadratura pueden separarse y graficarse como $\text{Re}(d)$ y $\text{Im}(d)$ contra la ω .





Como puede observarse en estas figuras, $R(\alpha)$ posee dos máximos que por diferencia de fase puede demostrarse que pertenecen a dos valores $\omega = \rho \sqrt{(1 \pm 2v)}$ y en donde v es una medida adimensional del amortiguamiento dado por $v = \frac{c}{2\sqrt{kM}} = \frac{c}{2M\rho}$ y los valores de $R(\alpha)$ en los dos máximos son:

$$\frac{1}{4k\rho(1-v)} \quad \text{cuando} \quad \omega = \rho \sqrt{1-2v}$$

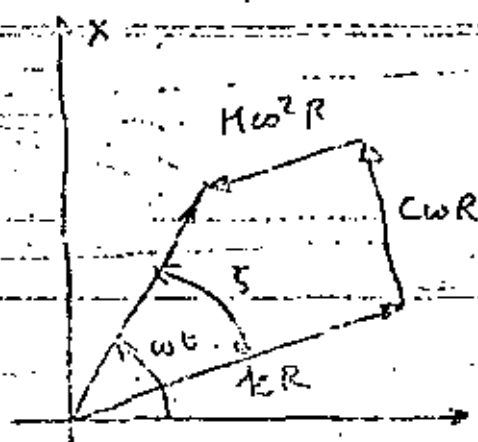
$$\frac{-1}{4k\rho(1+v)} \quad \text{cuando} \quad \omega = \rho \sqrt{1+2v}$$

Algunas veces es más conveniente expresar la receptancia en forma polar; para esto el denominador de (1) puede escribirse como $\sqrt{(k-\omega^2M)^2 + c^2\omega^2} e^{i\delta}$ donde $\delta = \tan^{-1} \left(\frac{c\omega}{k-\omega^2M} \right)$ por lo que la receptancia queda:

$$\alpha = \frac{e^{-i\delta}}{\sqrt{(k-\omega^2M)^2 + c^2\omega^2}}$$

Esta cantidad puede interpretarse sabiendo que el factor $e^{-i\delta}$ significa que el vector fuerza debe rotarse contra las manecillas del reloj en el diagrama convencional de

La longitud de desplazamiento de un vector multiplicado
 el vector de fuerza por el factor $\sqrt{(k - \omega^2 M)^2 + c^2 \omega^2}$ 160



La resultante puede también obtenerse con un procedimiento gráfico como el mostrado en la figura. La solución x se representa por una línea de longitud R que rota con velocidad angular ω . R siendo la amplitud de x , o sea que en la notación original $R = |x|$.

La fuerza en el resorte kx se representa mediante una línea paralela a la longitud kR ; la fuerza en el amortiguador $c\dot{x}$ y fuerza inercial de inercia $M\ddot{x}$ se representan por líneas de longitud $c\omega R$ y $M\omega^2 R$ respectivamente. Con $\pi/2$ y π ángulos sumando los tres vectores kR , $c\omega R$, $M\omega^2 R$ la resultante puede obtenerse de la geometría del polígono vectorial. $F^2 = [(k - \omega^2 M)^2 + c^2 \omega^2] R^2$ o bien:

$$R = \frac{F}{\sqrt{(k - \omega^2 M)^2 + c^2 \omega^2}}$$

Como se vio en el caso de vibración forzada con amortiguamiento.

$$\ddot{x} + 2\nu p \dot{x} + p^2 x = p^2 \left(\frac{F}{k} \right) e^{i\omega t}$$

La solución estacionaria es:

166

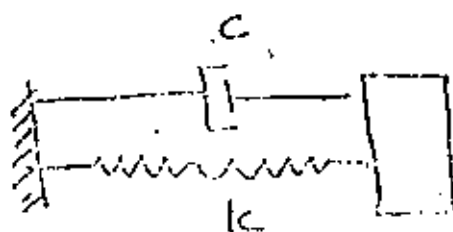
$$x = \left[\frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{p^2}\right)^2 + 4\nu^2 \frac{\omega^2}{p^2}}} \right] \frac{F}{k} e^{i(\omega t - \delta)}$$

donde $\delta = \tan^{-1} \left[\frac{2\nu \frac{\omega}{p}}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} \right]$

Estos apuntes fueron sacados de *The Mechanics of Vibration* by R.E.D. Bishop and D.C. Johnson Cambridge at the University Press: 1960.

Como puede advertirse el método de las receptancias es el equivalente al método de flexibilidades o de los desplazamientos para problemas dinámicos y puede desde luego generalizarse a varios grados de libertad de sistemas discretos y a sistemas continuos.

Vamos en seguida a ver una analogía de un grado de libertad aplicable al método de receptancia con some espacio que se verá posteriormente. Se trata de identificar el resorte y el amortiguador del sistema siguiente:



Se trata de un sistema que el campo rígido que existe en

la ecuación de equilibrio son $kx + c\dot{x} = 0$ y si tenemos
 excitación $F e^{i\omega t}$ son $kx + c\dot{x} = F e^{i\omega t}$. Suponemos como
 siempre $x = \sum c e^{i\omega t}$ entonces $\dot{x} = i\omega c \sum c e^{i\omega t}$. que sustitu-
 yéndolos en la ecuación en excitación se tiene:

167

$$k \sum c e^{i\omega t} + i\omega c \sum c e^{i\omega t} = F e^{i\omega t} \text{ o sea:}$$

$$(k + i\omega c) \sum c = F \rightarrow \sum c = \frac{F}{k + i\omega c}$$

$$y \quad x = \frac{F}{k + i\omega c} e^{i\omega t}$$

Para separar la parte real de la imaginaria se multiplica
 el numerador y el denominador por el conjugado del denominador.
 esto es:

$$\begin{aligned} \sum c &= \frac{F}{k + i\omega c} \frac{k - i\omega c}{k - i\omega c} = \frac{F(k - i\omega c)}{k^2 + \omega^2 c^2} \\ &= \frac{Fk}{k^2 + \omega^2 c^2} - i \frac{F\omega c}{k^2 + \omega^2 c^2} = (\text{fir} + i \text{fc}) F \end{aligned}$$

Si suponemos que lo que se busca son las funciones f_1 y f_2
 y se quiere identificar a f_1 y f_2 luego

$$\frac{k}{k^2 + \omega^2 c^2} = f_1 \quad y \quad -\frac{\omega c}{k^2 + \omega^2 c^2} = f_2$$

elevando al cuadrado cada expresión y sumando:

$$\frac{k^2}{(k^2 + \omega^2 c^2)^2} = f_1^2 \quad \frac{\omega^2 c^2}{(k^2 + \omega^2 c^2)^2} = f_2^2$$

$$f_1^2 + f_2^2 = \frac{k_1 + \omega^2 c^2}{(k_1^2 + \omega^2 c^2)^2} = \frac{1}{k_1^2 + \omega^2 c^2} \dots \dots \dots 168$$

o sea $k_1 (f_1^2 + f_2^2) = f_1^2$ $k_1 = \frac{f_1}{f_1^2 + f_2^2}$

$c = \frac{f_2}{f_1^2 + f_2^2} \frac{1}{\omega}$

Señalen advertencias o más propiedades

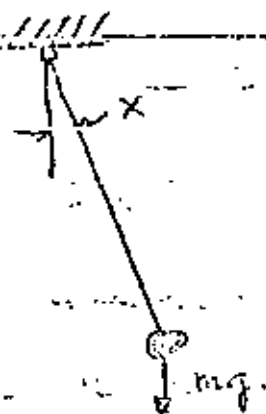
- 1) f_1 y f_2 dependen de la frecuencia de excitación
- 2) f_2 es negativo
- 3) k_1 o al principio depende del recíproco de la frecuencia y la k_1 no depende directamente de ω .

1.- Un punto se mueve en el plano de Argand tal que su posición en el tiempo t está dada por:

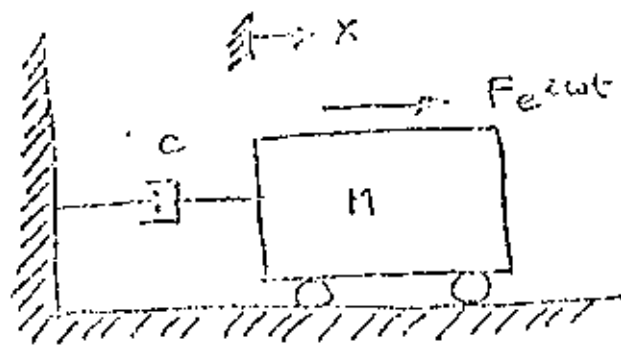
$$z = r_1 e^{i\omega t} + r_2 e^{-i\omega t}$$

Demuestre que la trayectoria es una elipse con semi ejes mayor $\frac{r_1+r_2}{2}$ y menor $\frac{r_1-r_2}{2}$.

2.- Encuentre la receptancia directa X del siguiente sistema.

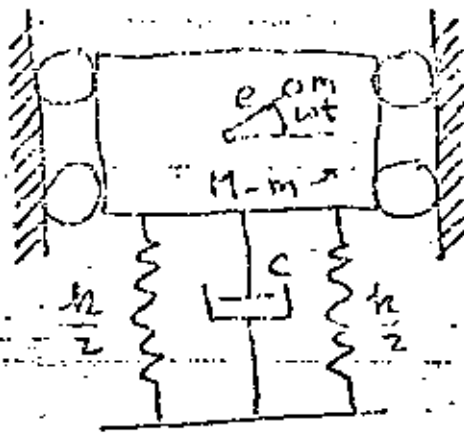


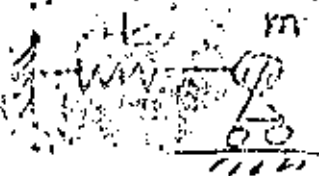
3.- Calcule la receptancia del siguiente sistema:



4.- La figura que se presenta a continuación es un modelo de una máquina de masa total M que vibra sobre un brazo de longitud c que sujeta una masa m y que está en una rotación angular constante ω . Encuentre el receptor amplitud adimensional de la forma

$$X = k(\omega^2 - 5)$$





$$m\ddot{x} + kx = 0$$

$$x = e^{\lambda t}$$

$$\ddot{x} = \lambda^2 e^{\lambda t}$$

$$\lambda^2 m e^{\lambda t} + k e^{\lambda t} = 0$$

$$\lambda = \pm i \sqrt{\frac{k}{m}} = \pm i\omega$$

$$e^{i\omega t} = \cos \omega t + i \sin \omega t$$

$$e^{-i\omega t} = \cos \omega t - i \sin \omega t$$

Soluções de $x = C_1 e^{i\omega t} + C_2 e^{-i\omega t}$

Admito C_1 y C_2 complexos.

$$x = C_1 (\cos \omega t + i \sin \omega t) + C_2 (\cos \omega t - i \sin \omega t)$$

$$= (C_1 + C_2) \cos \omega t + (C_1 - C_2) i \sin \omega t$$

para que $C_1 + C_2$ sea real

y para que $(C_1 - C_2) i$ sea real $C_1 - C_2$ debe ser

imaginario

$$C_1 + C_2 = a$$

$$C_1 - C_2 = ib$$

$$2C_1 = a + ib$$

$$C_1 = \frac{a + ib}{2}$$

$$z_1 = a - ib$$

$$z_2 = \frac{a - ib}{2}$$

172

e_1 y e_2 son en pares conjugados.

$$X = A \sin \omega t + B \cos \omega t$$

Condiciones iniciales en $t=0$

$$\left. \begin{aligned} X &= X_0 \\ \dot{X} &= \dot{X}_0 \end{aligned} \right\}$$

$$\dot{X} = \omega A \cos \omega t - \omega B \sin \omega t$$

$$X_0 = A \sin \omega t + B \cos \omega t$$

$$\frac{\dot{X}_0}{\omega} = \omega A \cos \omega t - \omega B \sin \omega t$$

$$X_0 \cos \omega t = A \sin \omega t \cos \omega t + B \cos^2 \omega t$$

$$\frac{\dot{X}_0}{\omega} \sin \omega t = A \sin \omega t \cos \omega t - B \sin^2 \omega t$$

$$X_0 \cos \omega t - \frac{\dot{X}_0}{\omega} \sin \omega t = B$$

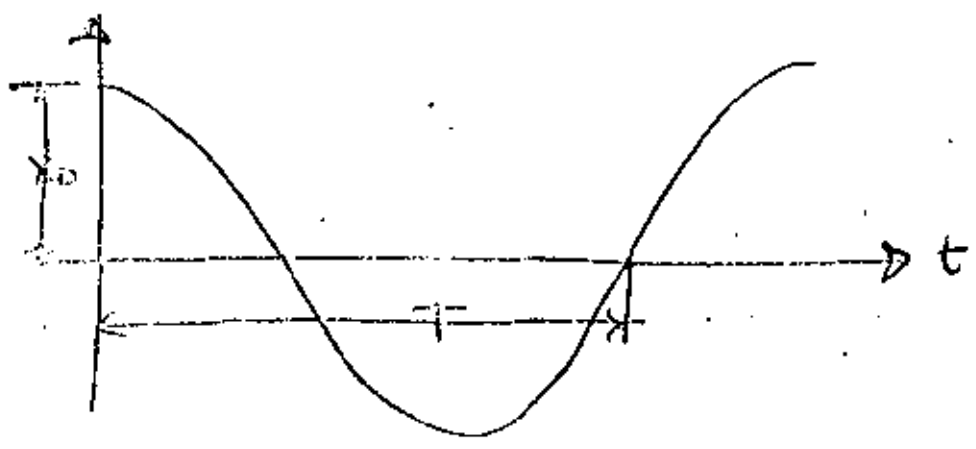
$$X_0 \sin \omega t = A \sin^2 \omega t + B \sin \omega t \cos \omega t$$

$$\frac{\dot{X}_0}{\omega} \cos \omega t = A \cos^2 \omega t - B \sin \omega t \cos \omega t$$

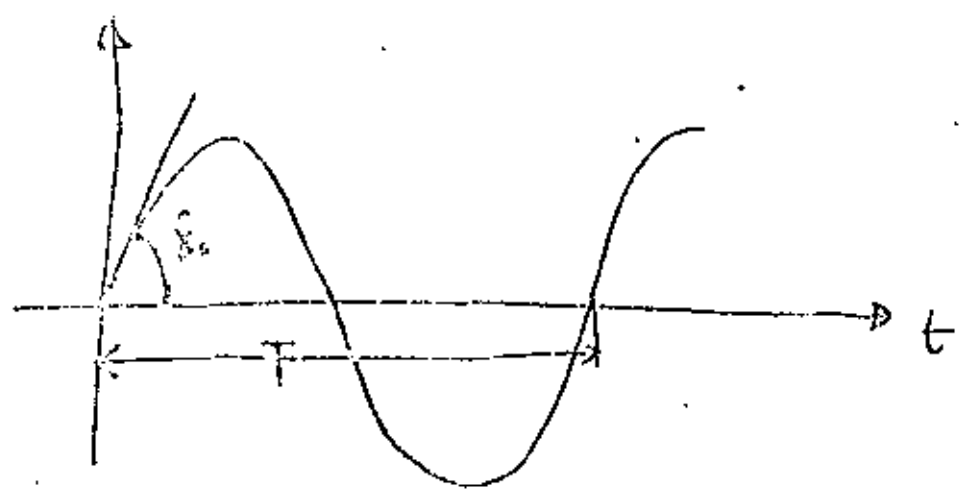
$$X_0 \sin \omega t + \frac{\dot{X}_0}{\omega} \cos \omega t = A$$

$$\begin{aligned}
 X &= \left(X_0 \sin \omega t + \frac{\dot{X}_0}{\omega} \cos \omega t \right) \sin \omega t \\
 &+ \left(X_0 \cos \omega t + \frac{\dot{X}_0}{\omega} \sin \omega t \right) \cos \omega t \\
 &= X_0 \cos \omega (t - \tau) + \frac{\dot{X}_0}{\omega} \sin \omega (t - \tau)
 \end{aligned}$$

Si $\tau = 0$ y $\dot{X}_0 = 0$



Si $\tau = 0$ y $X_0 = 0$



$\omega T = 2\pi$ luego $T = \frac{2\pi}{\omega}$

Si $\psi \neq 0$ y existen X_0 y \dot{X}_0 luego

la combinación de movimientos puede reducirse a otro armónico.

$$X = X_0 \cos \omega t + \frac{\dot{X}_0}{\omega} \operatorname{sen} \omega t$$

esto se logra haciendo $X_0 = A \operatorname{sen} \omega \psi$

$$\frac{\dot{X}_0}{\omega} = A \cos \omega \psi.$$

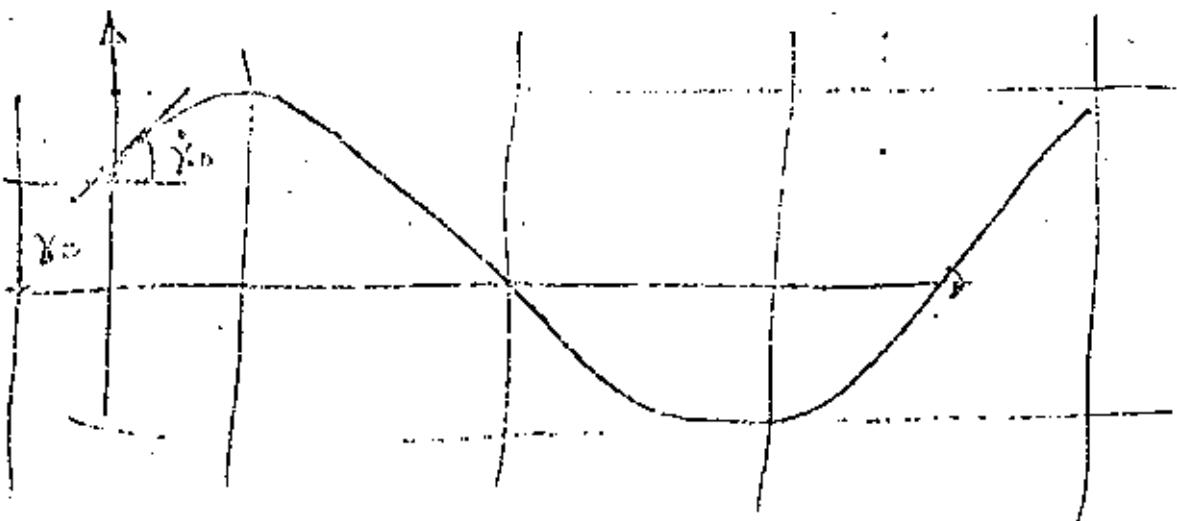
luego $A^2 = X_0^2 + \frac{\dot{X}_0^2}{\omega^2}$ $A = \sqrt{X_0^2 + \frac{\dot{X}_0^2}{\omega^2}}$

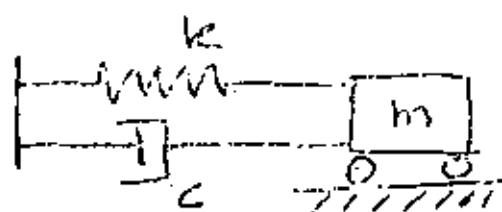
$$\tan \psi = \frac{\omega X_0}{\dot{X}_0}$$

$$X = A \operatorname{sen} \omega \psi \cos \omega t + A \cos \omega \psi \operatorname{sen} \omega t$$

$X = A \operatorname{sen} \omega (\psi + t)$ y también puede ponerse

$$X = A \cos \omega (t - \psi)$$





c = amortiguamiento viscoso funciona con la velocidad.

Ecuación de equilibrio

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = 0$$

asumiendo la suposición de una solución de $x = e^{\lambda t}$

$$\lambda^2 m + c \lambda + k = 0$$

$$\lambda^2 + \frac{c}{m} \lambda + \frac{k}{m} = 0$$

Si se hace $\frac{c}{m} = 2n$ y $\frac{k}{m} = p^2$ se obtiene.

$$\lambda^2 + 2n \lambda + p^2 = 0$$

$$\lambda = -n \pm \sqrt{n^2 - p^2}$$

$$\lambda_1 = -n + i \sqrt{p^2 - n^2} \quad \text{para } n < p$$

$$\lambda_2 = -n - i \sqrt{p^2 - n^2}$$

el amortiguamiento crítico es cuando $n = p$ esto

$$\text{es } \frac{c_{\text{crit}}}{2m} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad c_{\text{crit}} = 2\sqrt{km}$$

$$\frac{c}{c_{\text{crit}}} = \zeta. \quad (\text{porcentaje de amortiguamiento})$$

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}} = \frac{2n\sqrt{m}}{2\sqrt{km}} = \frac{n\sqrt{m}}{\sqrt{k}} = \frac{n}{p}$$

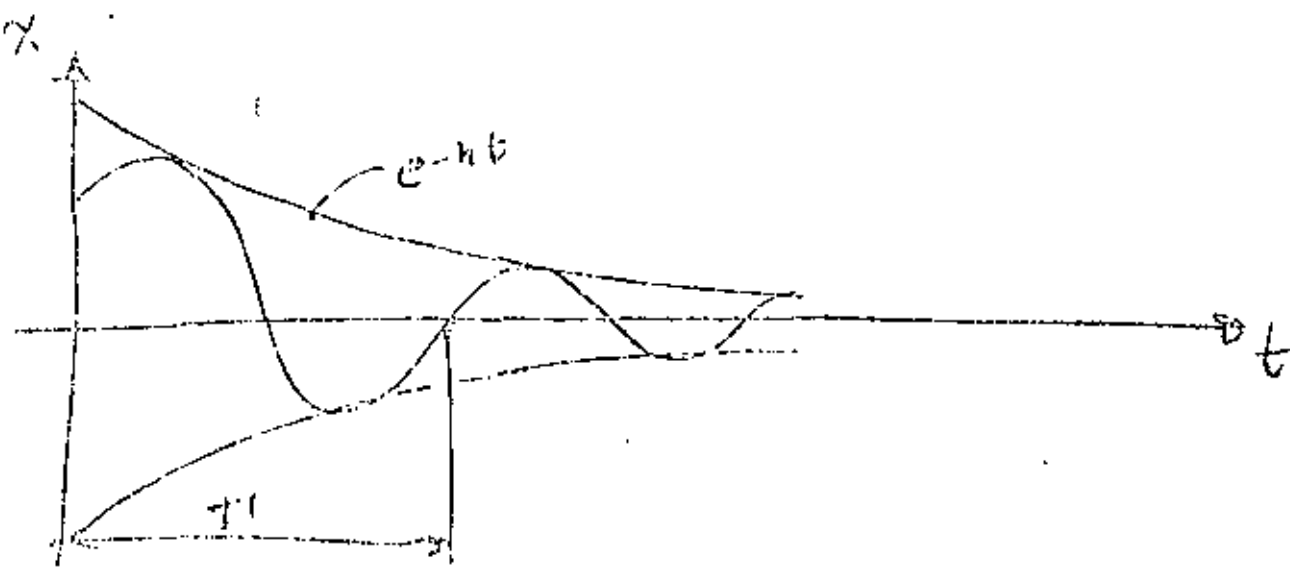
luego las soluciones son:

$$x = e^{-nt} \left(C_1 \sin p\sqrt{1-\zeta^2}t + C_2 \cos p\sqrt{1-\zeta^2}t \right)$$

se puede hablar de periodo T amortiguado,

y de frecuencia amortiguada, $p' = p\sqrt{1-\zeta^2}$

$$T^{-1} = \frac{2\pi}{p'} = \frac{2\pi}{p\sqrt{1-\zeta^2}}$$



Hacer más fuerza no amortiguada.

177

$$m \ddot{x} + kx = F_0 e^{i\omega t}$$

Se supone una solución $x = X_0 e^{i\omega t}$

$$\dot{x} = i\omega X_0 e^{i\omega t}$$

$$\ddot{x} = -\omega^2 X_0 e^{i\omega t}$$

$$-\omega^2 m X_0 e^{i\omega t} + k X_0 e^{i\omega t} = F_0 e^{i\omega t}$$

$$\text{luego } X_0 = \frac{F_0}{k - \omega^2 m} = \frac{F_0/k}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} = \frac{\delta}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}}$$

Siendo $F_0/k = X_{\text{estática}} = \delta$

$$x = \frac{\delta}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} (\cos \omega t + i \sin \omega t)$$

Cuando quiere decir que si se supone $F_0 \sin \omega t$

la respuesta es $x = \frac{\delta}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} \sin \omega t$ y si la

excitación es $F_0 \cos \omega t$ la respuesta será

$x = \frac{\delta}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} \cos \omega t$. Esto es excitación y respuesta están en fase.

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = F_0 e^{i\omega t}$$

$$x = x_0 e^{i\omega t} \text{ se supone.}$$

$$\dot{x} = i\omega x_0 e^{i\omega t}$$

$$\ddot{x} = -\omega^2 x_0 e^{i\omega t}$$

luego

$$(-\omega^2 m e^{i\omega t} + i\omega c e^{i\omega t} + k e^{i\omega t}) x_0 = F_0 e^{i\omega t}$$

$$[(k - \omega^2 m) + i\omega c] \bar{x}_0 = F_0$$

$$x_0 = \frac{F_0}{(k - \omega^2 m) + i\omega c}$$

multiplicando numerador y denominador por el conjugado
se obtiene

$$x_0 = \frac{F_0 [(k - \omega^2 m) + i\omega c]}{[(k - \omega^2 m)^2 + \omega^2 c^2]}$$

$$X = \frac{F_0 [(k - \omega^2 m) - i \omega c]}{[(k - \omega^2 m)^2 + \omega^2 c^2]} (\cos \omega t + i \sin \omega t)$$

Resposta real. Si $\frac{F_0}{[(k - \omega^2 m)^2 + \omega^2 c^2]} = B$

$$X_1 = B [(k - \omega^2 m) \cos \omega t + \omega c \sin \omega t]$$

Resposta imaginária

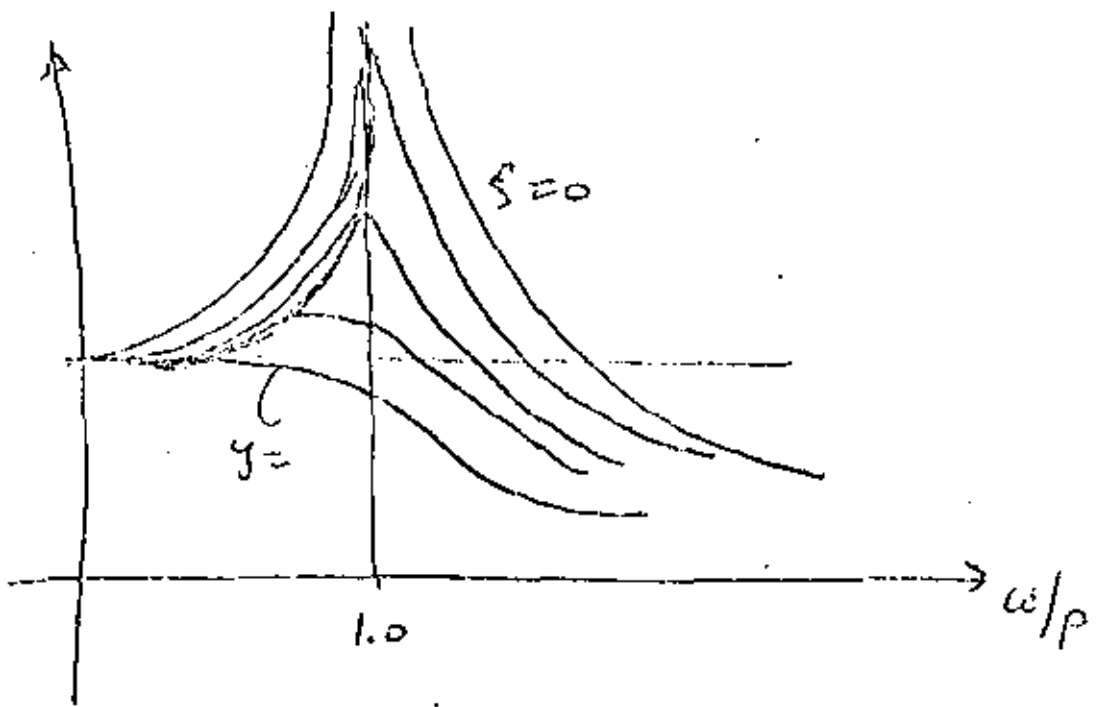
$$X_2 = B [(k - \omega^2 m) \sin \omega t - \omega c \cos \omega t]$$

Resposta real associada $\cos \omega t$ y $\sin \omega t$

$$X_1 = B \sqrt{(k - \omega^2 m)^2 + \omega^2 c^2} \cos(\omega t - \varphi)$$

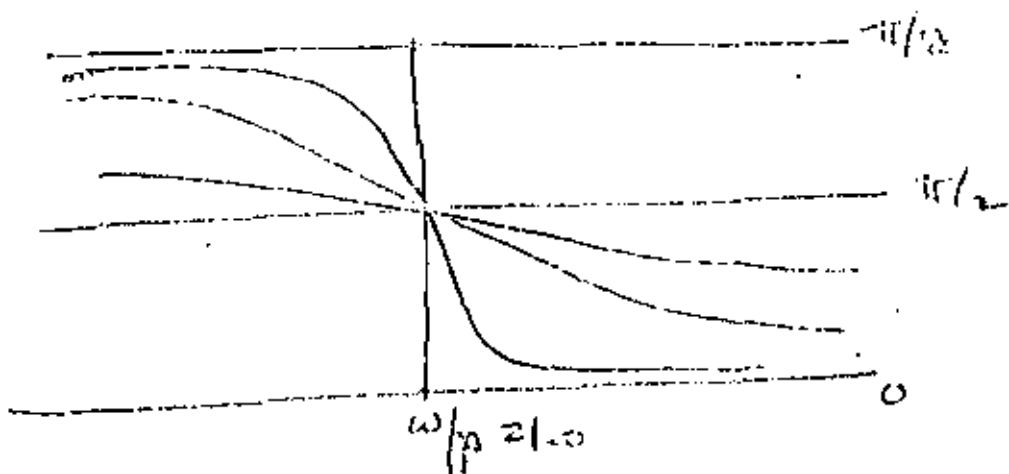
$$X_1 = \frac{F_0}{\sqrt{(k - \omega^2 m)^2 + \omega^2 c^2}} \cos(\omega t - \varphi)$$

$$X_1 = \frac{F_0/k}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2\right)^2 + 4 \zeta^2 \left(\frac{\omega}{p}\right)^2}} \rightarrow \text{Estacion} \\ F_0 \cos \omega t$$



Angulo de Fase.

$$\frac{d \tan \psi}{d \omega} = \frac{\omega c}{k - \omega^2 m} = \frac{2\zeta \frac{\omega}{p}}{1 - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2}$$



Si el sistema no tiene amortiguamiento.

$$M \ddot{\bar{X}} + K \bar{X} = \bar{F}_0 e^{i\omega t}$$

Le propongo una solución como sigue.

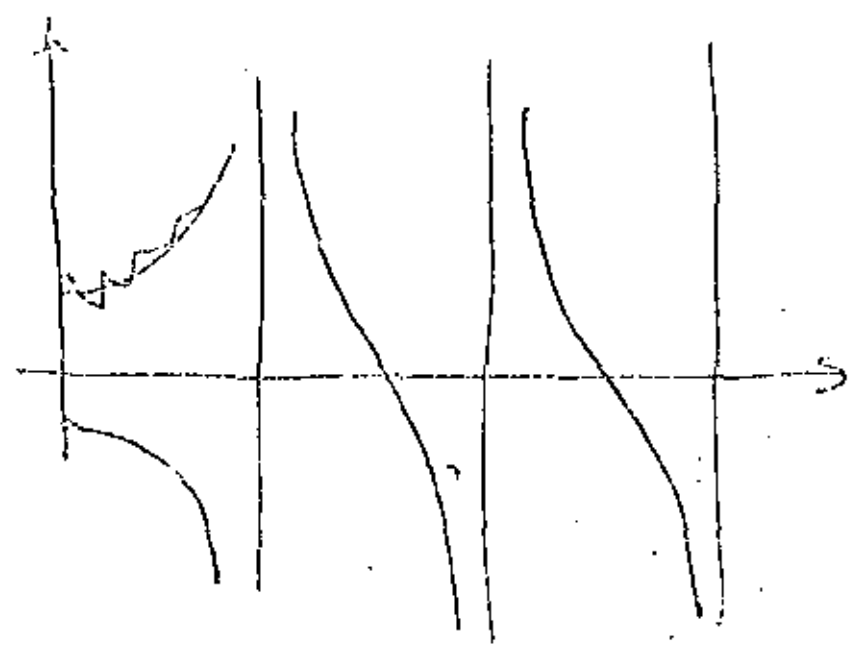
$$\bar{X} = \bar{X}_0 e^{i\omega t} \text{ luego } \ddot{\bar{X}} = \bar{X}_0 (i\omega)^2 e^{i\omega t}$$

$$(K - \omega^2 M) \bar{X}_0 = \bar{F}_0$$

$$\bar{X}_0 = \bar{F}_0 (K - \omega^2 M)^{-1}$$

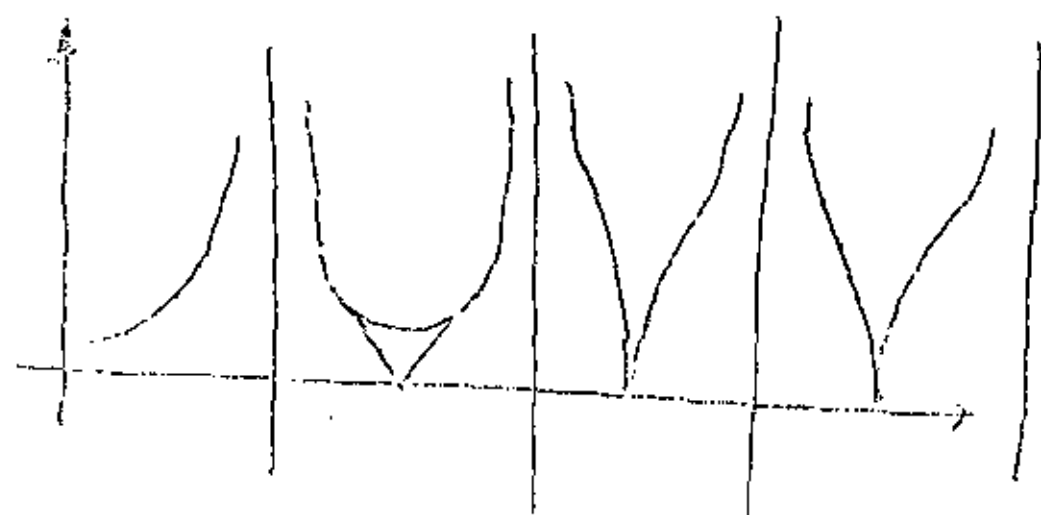
$$\bar{X}_0 = (I - \omega^2 K^{-1} M)^{-1} K^{-1} \bar{F}_0 = (I - \omega^2 K^{-1} M)^{-1} \bar{F}$$

Espectro real.



Resposta para os pontos negativos.

182



Para sistemas com amortecimento:

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + kx = \bar{F}_0 e^{i\omega t}$$

Proposta um valor de $\bar{x} = \bar{x}_0 e^{i\omega t}$

$$\dot{\bar{x}} = i\omega \bar{x}_0 e^{i\omega t}, \quad \ddot{\bar{x}} = -\omega^2 \bar{x}_0 e^{i\omega t}$$

$$\{ (k - \omega^2 M) - i\omega C \} \bar{x}_0 = \bar{F}_0$$

Desenvolva de uma matriz complexa.

$$(A + iB)(C + iD) = I \quad A \text{ ou } B \text{ invertíveis}$$

$$AC - BD = I \quad \rightarrow \quad C = A^{-1}(I + BD)$$

$$AD + BC = 0 \quad AD = -BC$$

$$D = -A^{-1}BC$$

183

$$AC + BA^{-1}BC \quad C = (A + BA^{-1}B)^{-1}$$

$$D = -A^{-1}B(A + BA^{-1}B)^{-1}$$

En muchos casos $A = k - \omega^2 M$ y $B = \omega C$.

$$C = \left\{ (k - \omega^2 M) + \omega C (k - \omega^2 M) \omega C \right\}^{-1} B$$

$$D = - (k - \omega^2 M)^{-1} \omega C \left\{ \dots \right\}^{-1}$$

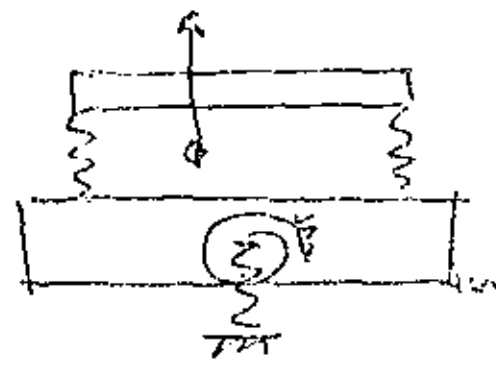
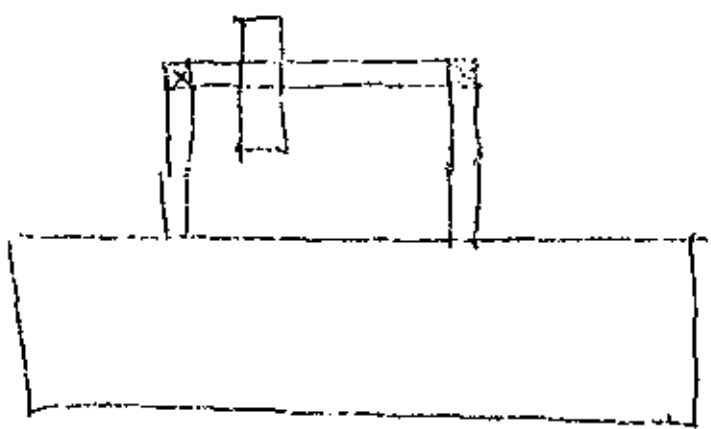
que coincide para el caso (estructuras)

Respecto a los términos

$$\bar{X}_2 = (C + D) \bar{F}_0 (\cos \omega t + i \sin \omega t)$$

$$\bar{X}_1 = C \bar{F}_0 \cos \omega t - D \bar{F}_0 \sin \omega t$$

$$\bar{X}_2 = D \bar{F}_0 \cos \omega t + C \bar{F}_0 \sin \omega t$$



1). - Sistemas no amortiguados, discretos.

Las ecuaciones de equilibrio dinámico de un sistema acoplado son las siguientes:

$$M \ddot{\bar{X}} + K \bar{X} = \bar{F} \quad \text{--- (56)}$$

Naturalmente para atacar el problema estacionario se supone que $\bar{F} = \bar{F}_0 e^{i\omega t}$ es una \bar{F}_0 es el vector de amplitudes y $e^{i\omega t}$ significa que estos van en fase todos.

Naturalmente como en los casos anteriores se supone una solución $\bar{X} = \bar{X}_0 e^{i\omega t}$. Luego $\dot{\bar{X}} = i\omega \bar{X}_0 e^{i\omega t}$ y $\ddot{\bar{X}} = -\omega^2 \bar{X}_0 e^{i\omega t}$. que substituídas en (56) se obtiene:

$$-\omega^2 M \bar{X}_0 e^{i\omega t} + K \bar{X}_0 e^{i\omega t} = \bar{F}_0 e^{i\omega t}$$

o sea

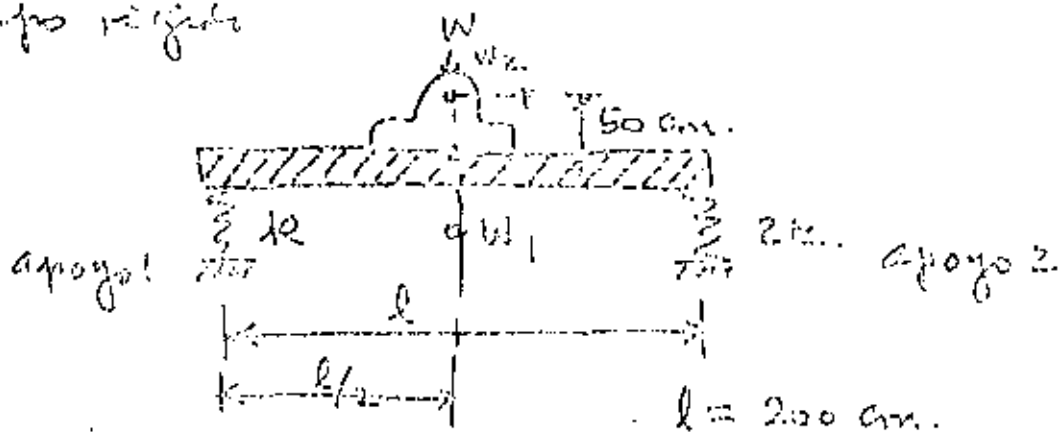
$$(K - \omega^2 M) \bar{X}_0 = \bar{F}_0 \quad \text{--- (57)}$$

y finalmente:

$$\bar{X}_0 = (K - \omega^2 M)^{-1} \bar{F}_0 \quad \text{--- (58)}$$

que para los valores críticos de ω cuando el determinante de $(K - \omega^2 M)$ sea diferente de cero, los valores de \bar{X}_0 se calcula sin problemas de resonancia...

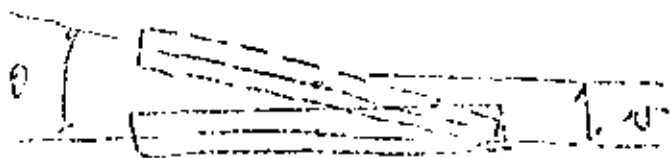
Se tiene una masa uniformemente repartida a lo largo de una barra que se apoya en dos resortes de diferente constante y se requiere de la vibración es tal que pueda comenzar movimiento en cualquier instante.



Se sabe que existe un motor de 1500 r.p.m. cuya fuerza de excitación es de 30 kgs. (amplitud).

Si $k = 50 \text{ kgs/cm}$, y al peso de la barra y el motor sobre ella sea W_1 (barra) = 2000 kgs y W_2 (motor) = 250 kgs. encuentren la respuesta del conjunto.

La barra sigue tiene 2 grados de libertad el desplazamiento vertical y el giro.



1.- Construcción de la matriz de rigideces.

1a) Desplazamiento en los apoyos:

$$\delta_1 = \nu - \frac{\theta l}{2} \quad \delta_2 = \nu + \frac{\theta l}{2} \quad 187$$

$$F_1 = k \delta_1 \quad \text{1b. Fuerzas} \quad F_2 = 2k \delta_2$$

$$F_1 = k \left(\nu - \frac{\theta l}{2} \right) \quad F_2 = 2k \left(\nu + \frac{\theta l}{2} \right)$$

$$F = F_1 + F_2 = k \left(\nu - \frac{\theta l}{2} \right) + 2k \left(\nu + \frac{\theta l}{2} \right)$$

$$= 3k\nu + k \frac{\theta l}{2} = \left[3k, \frac{k l}{2} \right] \begin{bmatrix} \nu \\ \theta \end{bmatrix}$$

1c. Momentos

$$M = -F_1 \frac{l}{2} + F_2 \frac{l}{2} = -k \left(\nu - \frac{\theta l}{2} \right) \frac{l}{2} + 2k \left(\nu + \frac{\theta l}{2} \right) \frac{l}{2}$$

$$M = \frac{k l}{2} \nu + 3k \left(\frac{l}{2} \right)^2 \theta = \left[\frac{k l}{2}, 3k \left(\frac{l}{2} \right)^2 \right] \begin{bmatrix} \nu \\ \theta \end{bmatrix}$$

Al ensamblar el sistema matricial se obtiene:

$$\begin{bmatrix} F \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3k & \frac{k l}{2} \\ \frac{k l}{2} & 3k \left(\frac{l}{2} \right)^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \nu \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 150 & 2500 \\ 2500 & 1500000 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \nu \\ \theta \end{bmatrix}$$

2.- Construcción de M

2.1b Construcción de la matriz de masas:

$$M_1 = \frac{2250}{981} = 2.29$$

$$I_0 = \frac{2000}{981} \times \frac{l^2}{12} = \frac{2000}{981} \times \frac{200^2}{12} = 6795.8$$

$$M = \begin{bmatrix} 2.29 & 0 \\ 0 & 6795.8 \end{bmatrix}$$

$$\omega = 1500 \text{ r.p.m} = 157.1 \text{ rad/sec. } \omega^2 = 24674.1$$

$$\omega^2 M = \begin{bmatrix} 56503.7 & 0 \\ 0 & 16,768,042 \end{bmatrix} \quad \dots 188$$

$$K - \omega^2 M = \begin{bmatrix} -56353.7 & 2500 \\ 2500 & -15268,042 \end{bmatrix}$$

$$(K - \omega^2 M)^{-1} \approx \begin{bmatrix} -1.7745 \times 10^{-5} & 0 \\ 0 & -6.549 \times 10^{-8} \end{bmatrix}$$

La fuerza vertical no es simultánea con el momento luego se aplica el principio de superposición:

$$F = \begin{bmatrix} 30 \\ 0 \end{bmatrix} \cos \omega t \quad M = \begin{bmatrix} 0 \\ 1500 \end{bmatrix} \text{ newt.}$$

Amplitudes de respuesta por la fuerza.

$$\begin{bmatrix} -1.7745 \times 10^{-5} & 0 \\ 0 & -6.549 \times 10^{-8} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 30 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5.33 \times 10^{-4} \\ 0 \end{bmatrix}$$

Amplitudes de respuesta por el momento

$$\begin{bmatrix} -1.7745 \times 10^{-5} & 0 \\ 0 & -6.549 \times 10^{-8} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 1500 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -9.83 \times 10^{-5} \end{bmatrix}$$

2) - Sistemas amortiguados disipativos.

El sistema de ecuaciones de equilibrio dinámico es:

$$M \ddot{\bar{x}} + C \dot{\bar{x}} + K \bar{x} = \bar{F} \quad (59)$$

mejoramente $\bar{F} = \bar{F}_0 e^{i\omega t}$

luego $M \ddot{\bar{x}} + C \dot{\bar{x}} + K \bar{x} = \bar{F}_0 e^{i\omega t} \quad (60)$

Suponiendo una solución $\bar{x} = \bar{x}_0 e^{i\omega t}$ se obtiene $\dot{\bar{x}} = i\omega \bar{x}_0 e^{i\omega t}$ y $\ddot{\bar{x}} = -\omega^2 \bar{x}_0 e^{i\omega t}$ que substituidos en (60) se llega a:

$$-\omega^2 M \bar{x}_0 + i\omega C \bar{x}_0 + K \bar{x}_0 = \bar{F}_0$$

$$[(K - \omega^2 M) + i\omega C] \bar{x}_0 = \bar{F}_0 \quad (61)$$

que como puede verse es una matriz compleja. por lo que es necesario definir la inversa de una matriz compleja

$A + iB =$ matriz original.

$C + iD =$ " inversa.

$(A + iB)(C + iD) = I$ por definición

$(62) \rightarrow AC - BD = I$
 $(63) \rightarrow BC + AD = 0$ } sistema: A y B conexas
 C y D desconexas.

$$\text{De (63)} \quad BC + AD = 0 \rightarrow BC = -AD \quad 150$$

$$C = -B^{-1}AD \text{ sustituyendo en (62)}$$

$$-AB^{-1}AD - BD = I$$

$$D = -[AB^{-1}A + B]^{-1} \quad \text{---(64)}$$

$$C = B^{-1}A[AB^{-1}A + B]^{-1} \quad \text{---(65)}$$

Este procedimiento es recomendable siempre y cuando B es invertible. Si no se garantiza esto se parte nuevamente de (63)

$$BC + AD = 0 \rightarrow AD = -BC$$

$$D = -A^{-1}BC \text{ sustituyendo en (62)}$$

$$AC + BA^{-1}BC = I$$

$$(A + BA^{-1}B)C = I$$

$$C = (A + BA^{-1}B)^{-1} \quad \text{---(66)}$$

$$D = -A^{-1}B(A + BA^{-1}B)^{-1} \quad \text{---(67)}$$

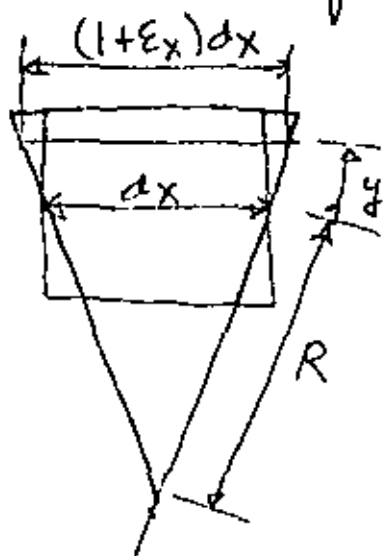
En este caso la parte que debe garantizarse de tener inversa es la parte real de la matriz compleja.

Por otro lado también debe cumplirse que

$$(C + iD)(A + iB) = I \quad \text{---(68)}$$

Siendo C y D iguales a los encontrados en (64) y (65) (66) y (67) lo cual se cumple si A y B son simétricas

1.- Ecuación de equilibrio dinámico de una viga.



Por triángulos semejantes

$$\frac{(1+\epsilon_x)dx}{R+y} = \frac{dx}{R}$$

$$R(1+\epsilon_x) = R+y$$

$$R\epsilon_x = y$$

$$(\text{curvatura}) \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_x}{y} \quad \text{--- (69)}$$

pero según la fórmula de la escurrida $\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$ (Hook's)

$$\sigma_x = \frac{M}{I} y \quad \text{luego} \quad \epsilon_x = \frac{M y}{EI}$$

$$K = \frac{1}{R} = \frac{M}{EI} \quad \text{aproximando la curvatura mediante}$$

$\frac{d^2 \varphi}{dx^2}$ para deflexiones pequeñas se obtiene la

$$\text{fórmula de Euler} \quad EI \frac{d^2 \varphi}{dx^2} = M$$

pero por equilibrio se sabe que $\frac{dM}{dx} = V$ (fca cortante)

y que $\frac{dV}{dx} = p$ (línea de carga) por lo tanto:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 \varphi}{dx^2} \right) = p \quad \text{--- (70)}$$

Si el problema por tratar es dinámico las derivadas correspondientes se envían en parciales

y aplicando el principio de D'Alembert. $p = -m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}$
 en la que m es masa uniformemente repartida de la
 viga. Si $EI = \text{cte.}$

$$EI \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} = -m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad \text{--- (71)}$$

o 192

luego
$$\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + \frac{EI}{m} \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} = 0 \quad \text{--- (72)}$$

ecuación válida para condiciones iniciales sin
 excitación; si existe una fuerza de excitación la
 ecuación es la siguiente:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + \frac{EI}{m} \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} = q(t) \quad \text{--- (73)}$$

Resolviendo por ahora únicamente la ecuación
 homogénea (72) se supone una solución

$v = X e^{i\omega t}$ substituyéndola en (72) se obtiene

$$\frac{d^4 X}{dx^4} - \frac{\omega^2 m}{EI} X = 0 \quad \text{si } \lambda^4 = \frac{\omega^2 m}{EI}$$

cuya solución es:

$$X = A \cos \lambda x + B \operatorname{sen} \lambda x + C \cosh \lambda x + D \sinh \lambda x \quad \text{L(74)}$$

La ecuación característica se genera a partir de
 las condiciones de frontera homogéneas, que se re-
 presentarán matemáticamente por:

$$v = \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad \text{para un empotramiento.}$$

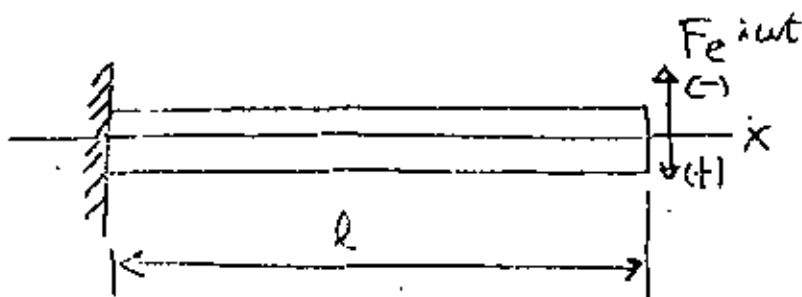
$$U = \frac{\partial v}{\partial x^2} = 0 \text{ para una articulación}$$

153

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial^3 v}{\partial x^3} = 0 \text{ para un apoyo guiado}$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \frac{\partial^3 v}{\partial x^3} = 0 \text{ para un extremo libre sin apoyo.}$$

Veamos como ejemplo el tratamiento de una viga en cantiliver con un costante armónico complejo en el extremo libre



cuyas condiciones de frontera son:

$$v = \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \text{ en } x=0$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = 0 \text{ y } \frac{\partial^3 v}{\partial x^3} = -\frac{F}{EI} e^{i\omega t}$$

en lo cual se obtienen:

$$A = -C = \frac{-F(\operatorname{sen} \lambda l + \operatorname{senh} \lambda l)}{2EI\lambda^3(1 + \operatorname{cos} \lambda l \operatorname{cosh} \lambda l)} \quad (7.5)$$

$$B = -D = \frac{-F(\operatorname{cos} \lambda l + \operatorname{cosh} \lambda l)}{2EI\lambda^2(1 + \operatorname{cos} \lambda l \operatorname{cosh} \lambda l)} \quad (7.6)$$

$$v = - \left\{ \frac{(\operatorname{sen} \lambda l + \operatorname{senh} \lambda l)(\cos \lambda x - \cosh \lambda x) -}{2EI\lambda^3 (1 + \cos \lambda l \cosh \lambda l)} \dots 194 \right. \\ \left. - \frac{(\cos \lambda l + \cosh \lambda l)(\operatorname{sen} \lambda x - \operatorname{senh} \lambda x)}{2EI\lambda^3} \right\} F_0 e^{i\omega t} \quad L(77)$$

y

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \left\{ \frac{(\cos \lambda l + \cosh \lambda l)(\cos \lambda x - \cosh \lambda x) +}{2EI\lambda^2 (1 + \cos \lambda l \cosh \lambda l)} \right. \\ \left. - \frac{(\operatorname{sen} \lambda l + \operatorname{senh} \lambda l)(\operatorname{sen} \lambda x + \operatorname{senh} \lambda x)}{2EI\lambda^2} \right\} F_0 e^{i\omega t} \quad L(78)$$

Por el caso de un momento en el extremo libre las condiciones son $v = \frac{\partial v}{\partial x} = 0$ en $x=0$ y

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \frac{M_0}{EI} e^{i\omega t} \quad \text{y} \quad \frac{\partial^3 v}{\partial x^3} = 0 \quad \text{en } x=l; \text{ obteniendose:}$$

$$v = - \left\{ \frac{(\cos \lambda l + \cosh \lambda l)(\cos \lambda x - \cosh \lambda x) +}{2EI\lambda^2 (1 + \cos \lambda l \cosh \lambda l)} \right. \\ \left. + \frac{(\operatorname{sen} \lambda l - \operatorname{senh} \lambda l)(\operatorname{sen} \lambda x - \operatorname{senh} \lambda x)}{2EI\lambda^2} \right\} M_0 e^{i\omega t} \quad L(79)$$

$$\frac{\partial v}{\partial x} = - \left\{ \frac{(\operatorname{sen} \lambda l - \operatorname{senh} \lambda l)(\cos \lambda x - \cosh \lambda x) -}{2EI\lambda (1 + \cos \lambda l \cosh \lambda l)} \right. \\ \left. - \frac{(\cos \lambda l + \cosh \lambda l)(\operatorname{sen} \lambda x + \operatorname{senh} \lambda x)}{2EI\lambda} \right\} M_0 e^{i\omega t} \quad L(80)$$

... un conjunto en la parte de neces... matriz de flexi-
bilidades de la barra.

.. 195

196

RESUMEN DEL LIBRO

VIBRATION OF SOILS.

Richard

Hall

Woods.

Prantice Hall 1930.

PARA APLICARLO A CIMENTACION
DE MAQUINARIA

Si la excitación depende de la frecuencia se obtiene:

$$F = m_e e \omega^2 \sin \omega t.$$

y efectuando el siguiente anejo.

$$\frac{m_e e \omega^2}{k} = \frac{m_e m}{m k} e \omega^2 = \frac{m_e e}{m} \left(\frac{\omega}{p} \right)^2$$

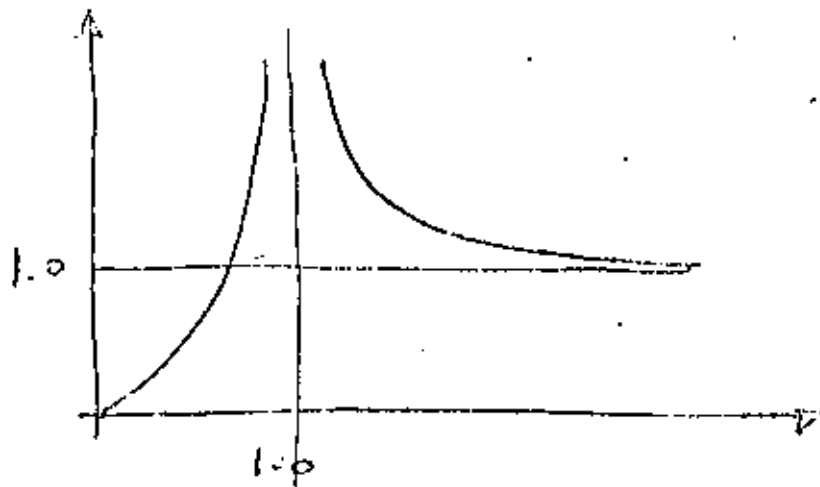
Onde $\frac{m_e}{m}$ es una relación de masas. por lo tanto

$\frac{m_e e}{m}$ es una defonación. por lo tanto los facto

res de amplificación se convierten a:

$$F_{\text{Am}} = \frac{\left(\frac{\omega}{p} \right)^2}{1 - \left(\frac{\omega}{p} \right)^2} \quad \text{el cual tiende a } \infty \text{ cuando}$$

$$\frac{\omega}{p} \rightarrow \infty$$

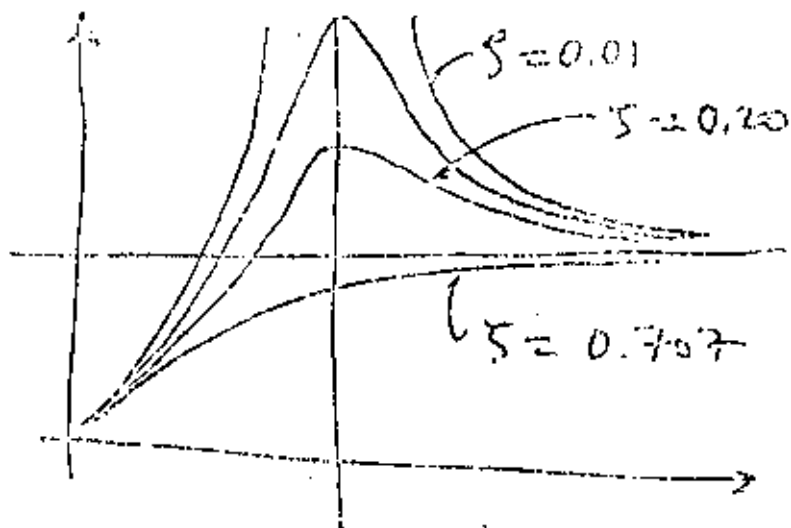


y el F.A. por antiqumiento

$$F.A.m = \frac{(\omega/p)^2}{\sqrt{(1 - (\omega/p)^2)^2 + 4\zeta^2(\omega/p)^2}}$$

que cuando si $\frac{\omega}{p} \rightarrow \infty$ F.A.m $\rightarrow 1$ luego...

dos gráficos son los siguientes.



195/16 en la expresión del factor de amplificación del \bar{u}
 vibrador amortiguado se hacen las siguientes equivalencias:

$$\bar{a}_0 = \frac{\omega c}{k} \quad y$$

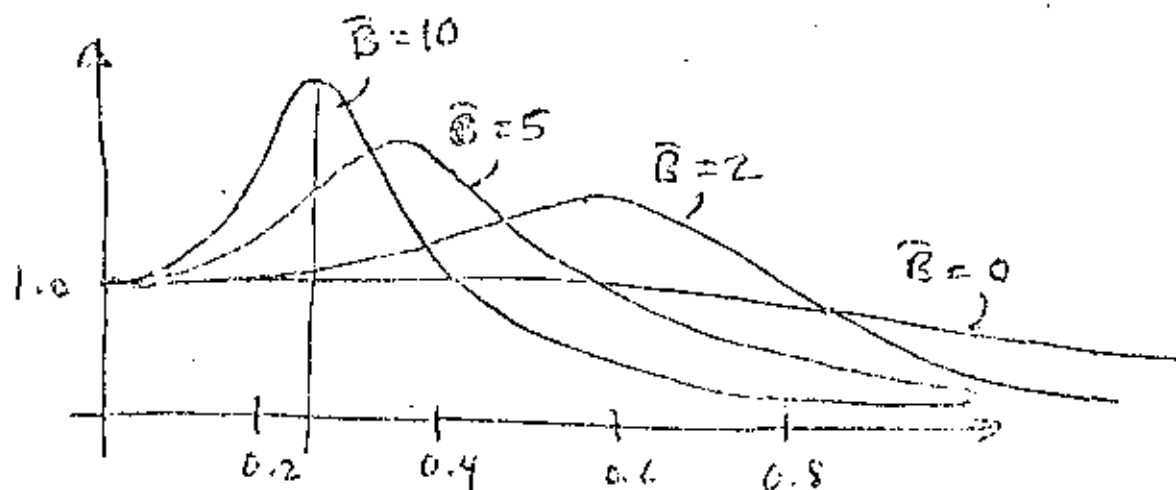
$$\bar{B} = \frac{mk}{c^2}$$

en la que \bar{a}_0 y \bar{B} son los factores adimensionales de frecuencia y masa respectivamente.

$$F.A. = \frac{1}{\sqrt{(1 - \bar{B}\bar{a}_0^2)^2 + \bar{a}_0^2}}$$

$$y \text{ fase} = \frac{\bar{a}_0}{1 - \bar{B}\bar{a}_0^2}$$

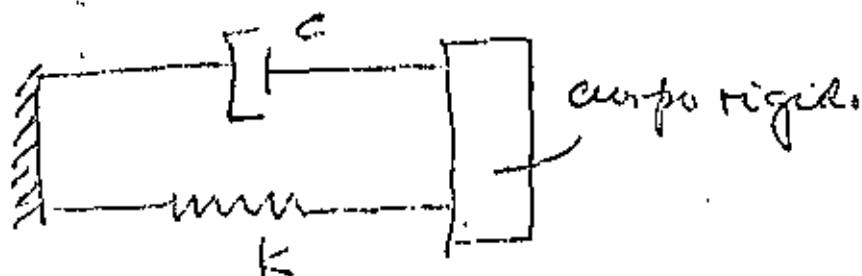
y los gráficos se pueden representar como:



200

Vamos a ver ahora una analogía de una estructura de libertad aplicable de receptancias a series espacios

Este problema es de identificación de modelos en este caso del resorte y el amortiguador del modelo en paralelo:



Como no existe masa la ecuación de equilibrio:

es: $kx + c\dot{x} = 0$ suponiendo una excitación

$F_0 e^{i\omega t}$ de forma $kx + c\dot{x} = F_0 e^{i\omega t}$ si

se supone una solución $x = x_0 e^{i\omega t}$ luego

$\dot{x} = x_0 (i\omega) e^{i\omega t}$ por lo que substituye yendo en la ecuación original.

$$kx_0 e^{i\omega t} + i\omega c x_0 e^{i\omega t} = F_0 e^{i\omega t}$$

por lo tanto:

$$(k + i\omega c) x_0 = F_0 \quad x_0 = \frac{F_0}{k + i\omega c}$$

$$\begin{aligned} X_0 &= \frac{F_0}{k+i\omega c} \frac{k-i\omega c}{k-i\omega c} = \frac{F_0(k-i\omega c)}{k^2+\omega^2 c^2} \\ &= \frac{F_0 k}{k^2+\omega^2 c^2} - i \frac{F_0 \omega c}{k^2+\omega^2 c^2} = (f_1 + i f_2) F_0 \end{aligned}$$

Si se supone que lo que se conoce son las funciones f_1 y f_2 y se quiere identificar k y c como se indicó.

$$f_1 = \frac{k}{k^2 + \omega^2 c^2} \quad \text{y} \quad -\frac{\omega c}{k^2 + \omega^2 c^2} = f_2$$

elevar al cuadrado cada expresión y sumando

$$\frac{k^2}{(k^2 + \omega^2 c^2)^2} = f_1^2 \quad \frac{\omega^2 c^2}{(k^2 + \omega^2 c^2)^2} = f_2^2$$

$$f_1^2 + f_2^2 = \frac{k^2 + \omega^2 c^2}{(k^2 + \omega^2 c^2)^2} = \frac{1}{k^2 + \omega^2 c^2}$$

$$\text{por lo que} \quad k(f_1^2 + f_2^2) = f_1$$

$$-\omega c (f_1^2 + f_2^2) = f_2$$

$$k = \frac{f_1}{f_1^2 + f_2^2}$$

$$c = -\frac{f_2}{f_1^2 + f_2^2} \frac{1}{\omega}$$

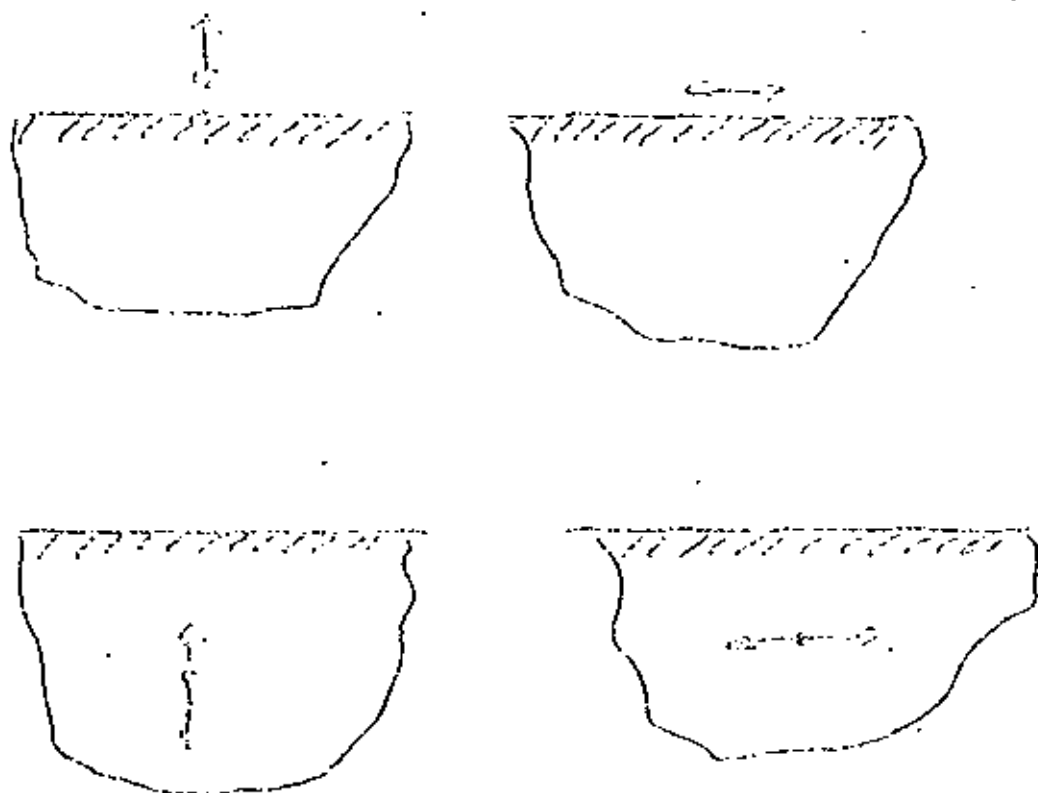
Pueden advertirse varias propiedades:

- 1). - f_1 y f_2 dependen de la frecuencia de excitación.
- 2). - f_2 es negativo.
- 3). - f_1 e f_2 dependen del recíproco de la frecuencia y f_1 es independiente directamente de ω .

Tratamiento de Similitud

Estudios

Joubert (1904) Problemas de Similitud de Boussinesq



Oscilaciones verticales de zapatas desmontando
en un semi espacio elastico

Reissner (1936)

Reissner encontro la respuesta de una zapata
circular rigida a una fuerza $P_0 e^{i\omega t}$ que es
la siguiente:

$$z_0 = \frac{P_0 \exp(i\omega t)}{G_0} (f_1 + i f_2)$$

en la cual

P_0 = amplitud de la fuerza aplicada.

ω = frecuencia de aplicaciones.

G_0 = modulo al esfuerzo cortante de un semi-
espacio.

P_0 = radio del círculo de la zapata.

f_1, f_2 = funciones de desplazamiento en Reissner

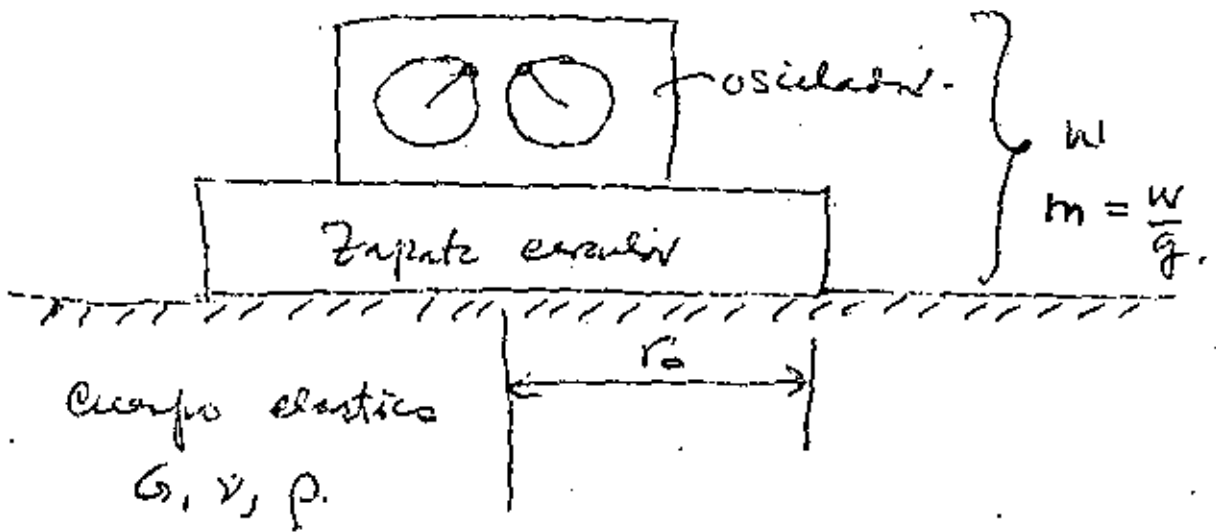
de quien define el siguiente termino con el mismo
símbol de la frecuencia

$$a_0 = \omega P_0 \left[\frac{1}{G_0} \right] = \frac{\omega P_0}{G_0}$$

V_s = velocidad de propagación de las ondas
de corte.

tambien se puede definir otro factor adimensional llamado "relacion de masa"

$$b = \frac{m}{\rho r_0^3}$$



y Reissner estableció la expresión.

$$A_t = \frac{Q_0}{G r_0} \sqrt{\frac{f_1^2 + f_2^2}{(1 - b a^3 f_1)^2 + (b a^3 f_2)^2}}$$

para la amplitud del oscilador y el ángulo de fase

$$\tan \varphi = \frac{f_2}{-f_1 + b a^3 (f_1^2 + f_2^2)}$$

Ugural (1953) y Seng (1953) 200

Estos autores, para estudiar diferentes distribuciones de presiones.

a) Presión rígida.

$$\sigma_z = \frac{p_0 \exp(-i\omega t)}{2\pi r_0 \sqrt{r_0^2 - r^2}} \quad \text{para } r \leq r_0$$

$$\sigma_z = 0 \quad \text{para } r > r_0$$

b) Uniforme

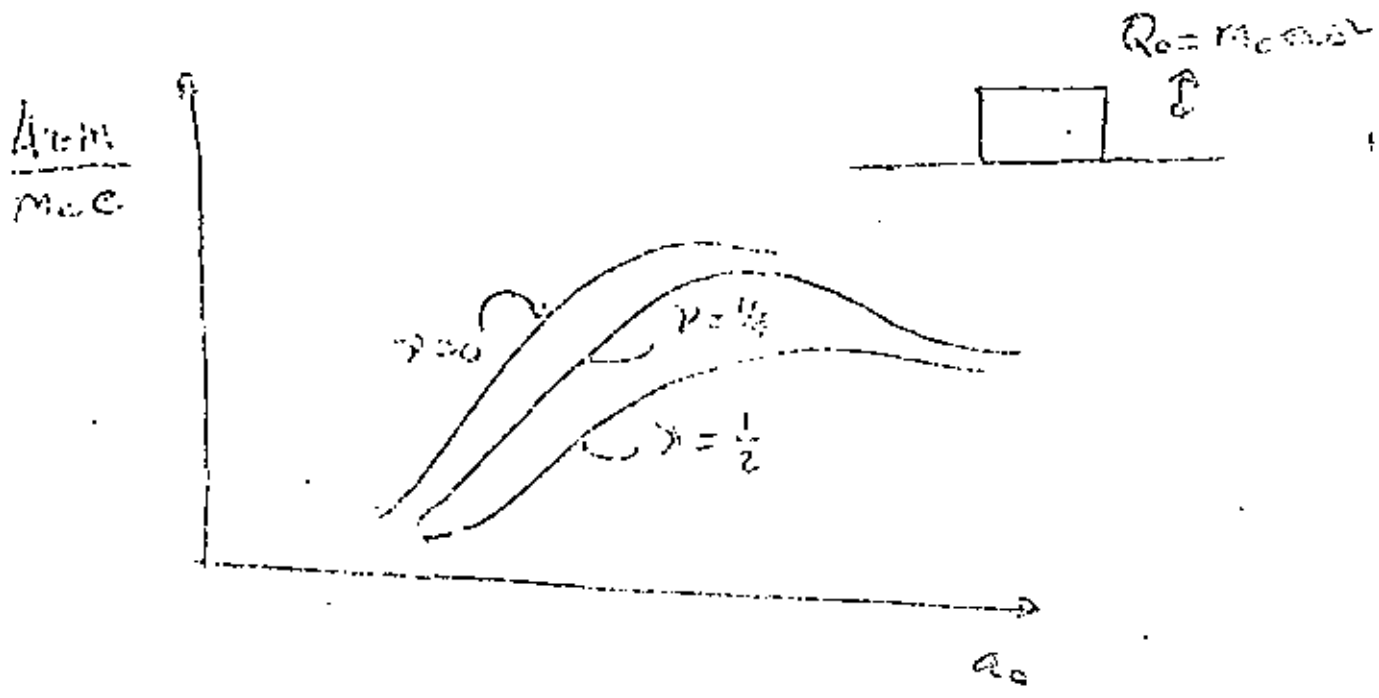
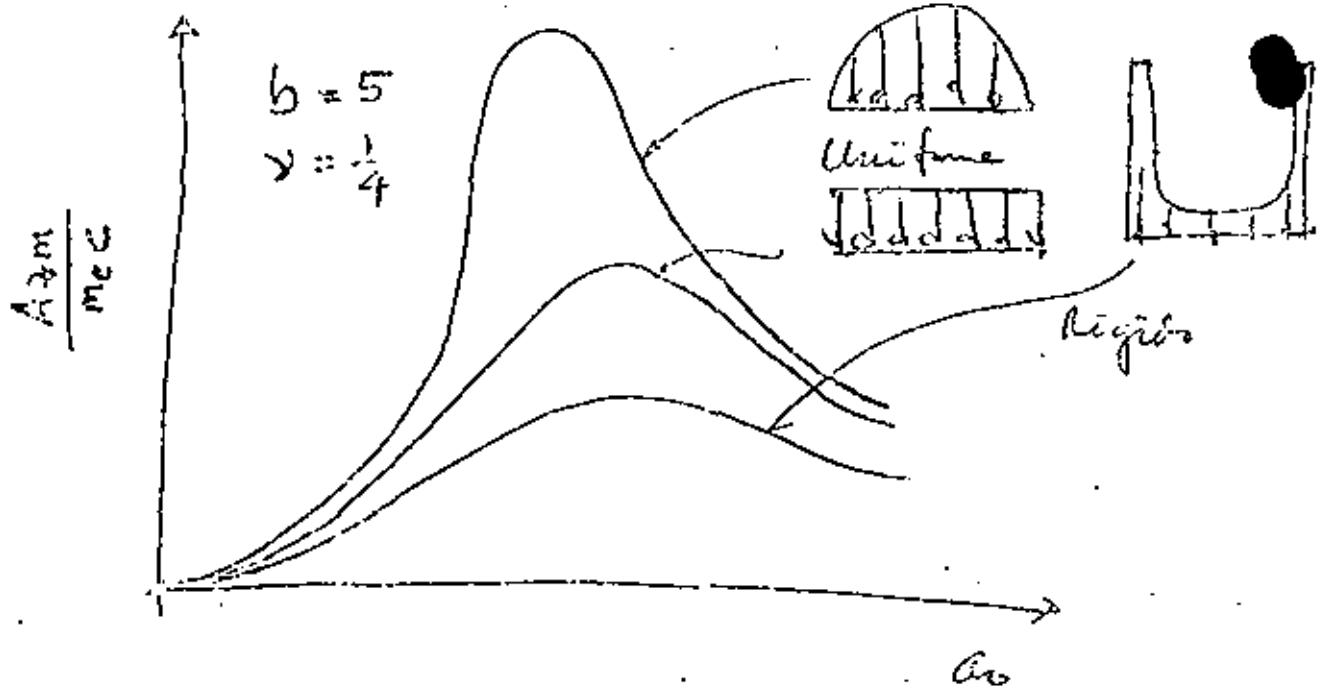
$$\sigma_z = \frac{p_0 \exp(-i\omega t)}{\pi r_0} \quad \text{para } r \leq r_0$$

$$\sigma_z = 0 \quad \text{para } r > r_0$$

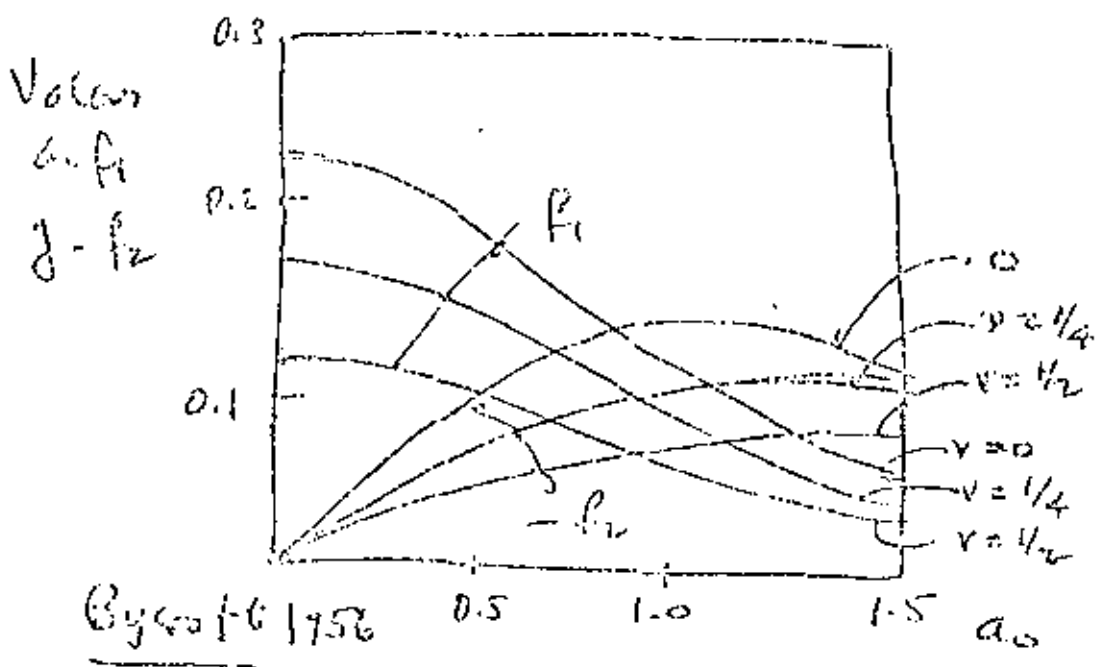
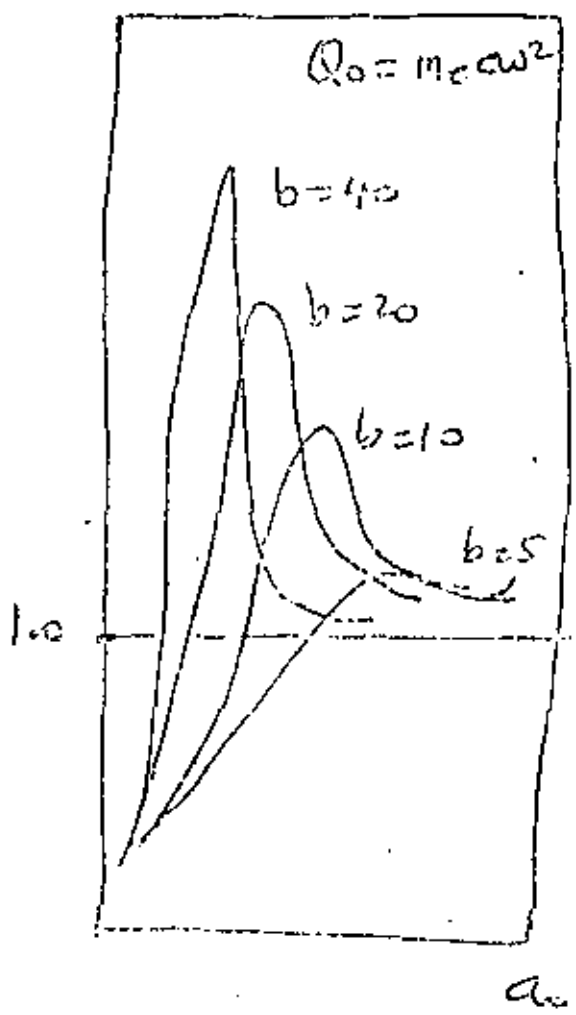
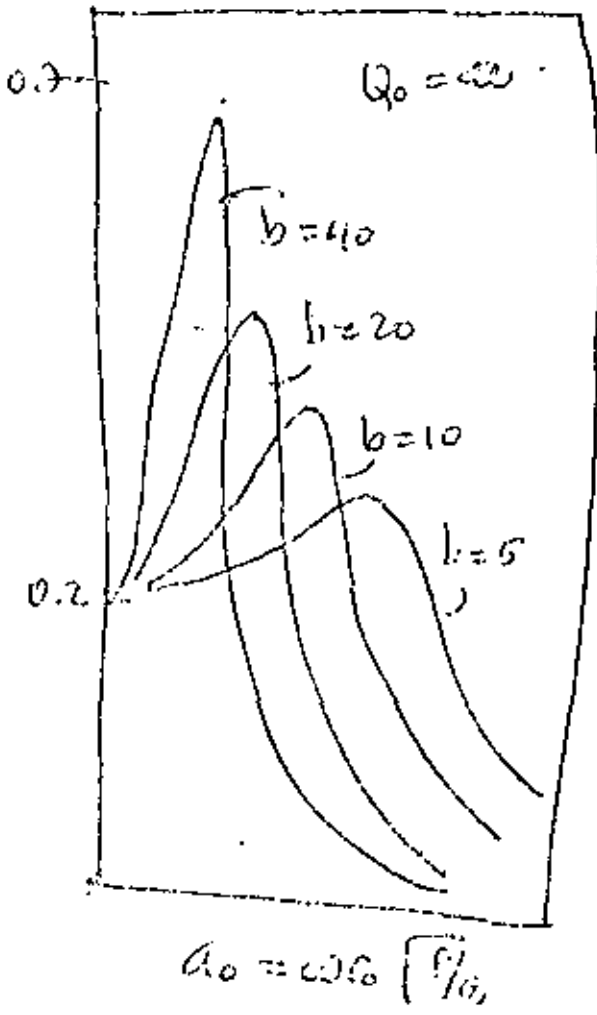
c) Parabólica

$$\sigma_z = \frac{2p_0(r_0^2 - r^2) \exp(-i\omega t)}{\pi r_0^3} \quad r \leq r_0$$

$$\sigma_z = 0 \quad r > r_0$$



Para. case, rigid



el caso estático $z_s = \frac{p_0(1-\nu)}{4G_0}$ ^{2(1-\nu)} ^{albe direct} ^{por}
 $f_2 = 0$ y f_1 tiene el valor correspondiente. _{do =}

Excursivos de Hsieh (1962)

Aplicar una analogía como sigue.

Se tiene que

$$z = \frac{p_0 \exp(i\omega t)}{4G_0} (f_1 + i f_2)$$

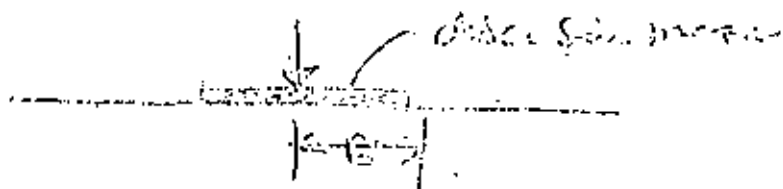
$$\frac{dz}{dt} = \frac{p_0 \omega \exp(i\omega t)}{4G_0} (i f_1 - f_2)$$

Así

$$\begin{aligned} f_1 \omega z - f_2 \frac{dz}{dt} &= \frac{p_0 \omega}{4G_0} (f_1^2 + f_2^2) \exp(i\omega t) \\ &= \frac{p_0 \omega}{4G_0} (f_1^2 + f_2^2) \end{aligned}$$

O sea

$$p = -\frac{G_0 \omega}{\omega} \frac{f_2}{(f_1^2 + f_2^2)} \frac{dz}{dt} + G_0 \frac{f_1}{f_1^2 + f_2^2}$$



Analogía con el caso estático para un punto de la línea

$$p = c_t \frac{dz}{dt} + k_z z$$

203

después se sustituir

$$c_z = \frac{r_0^2}{a_0} \sqrt{G_p} \left(\frac{-f_z}{f_1^2 + f_2^2} \right)$$

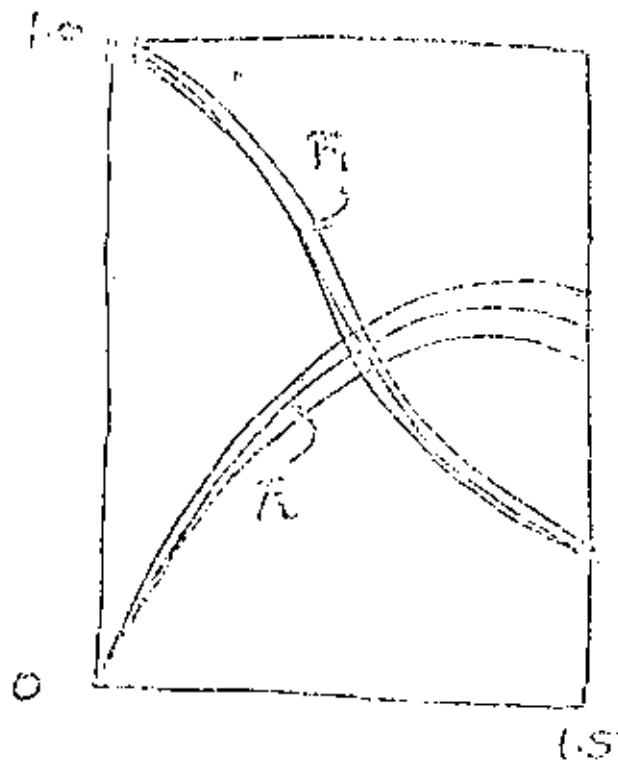
$$\eta k_z = G r_0 \frac{f_1}{f_1^2 + f_2^2}$$

Analogía de Lysmer (1965)

Lysmer propone algunas nuevas funciones f que pronto se sumarán en dependencia de ν .

$$F = \frac{A}{1-\nu} f = \frac{A}{1-\nu} (\text{lista } f_0) = F_1 + \alpha F_2$$

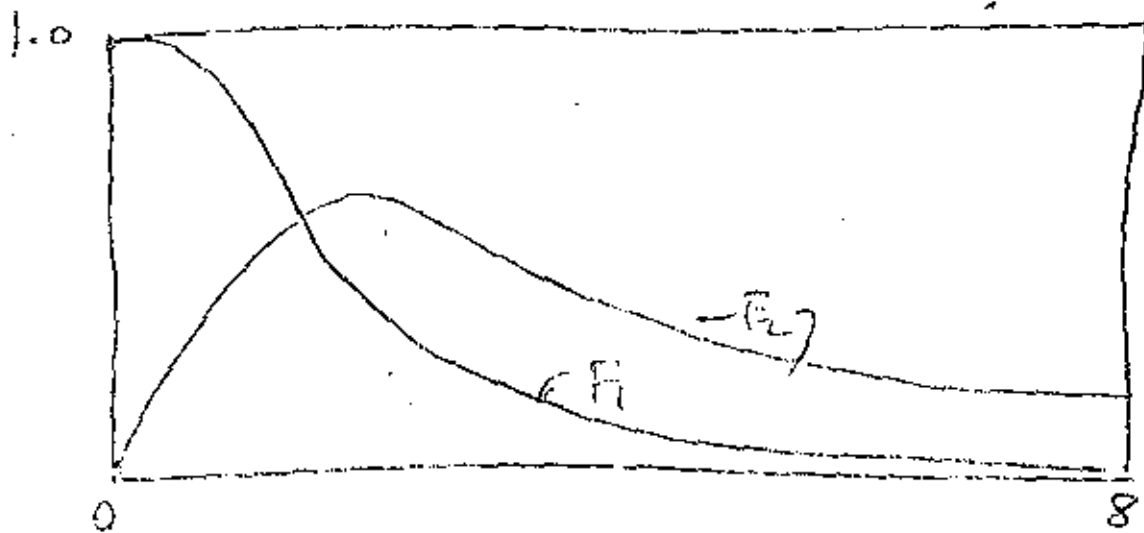
llegamos a:



digamos nota que tenemos 2.10 $\frac{m}{\rho \sigma^2}$ $\frac{m}{\rho \sigma^2}$

$$Bz = \frac{1-\nu}{4} b = \frac{1-\nu}{4} \frac{m}{\rho \sigma^2}$$

se puede eliminar prácticamente la influencia de ν .



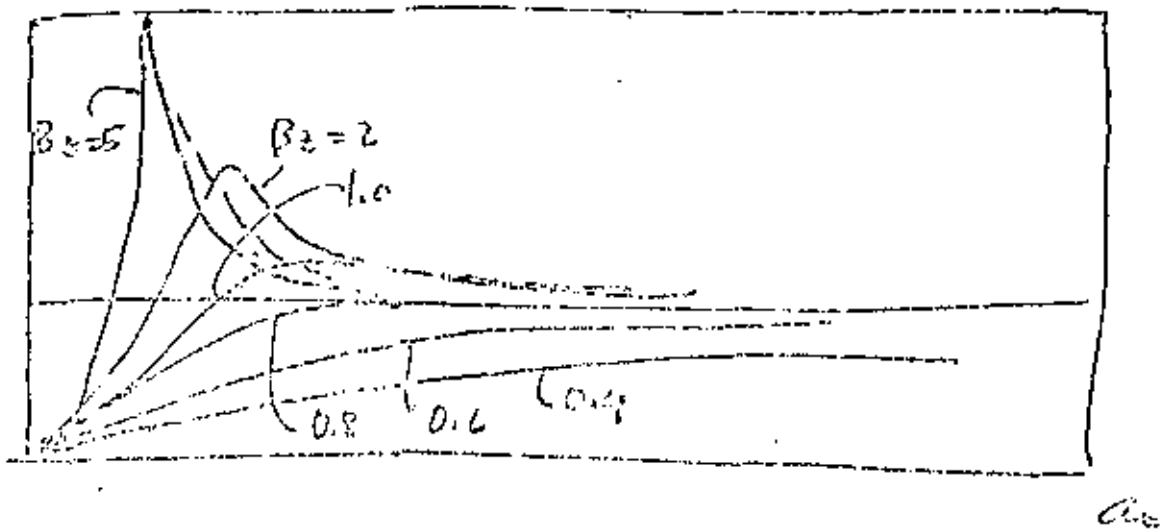
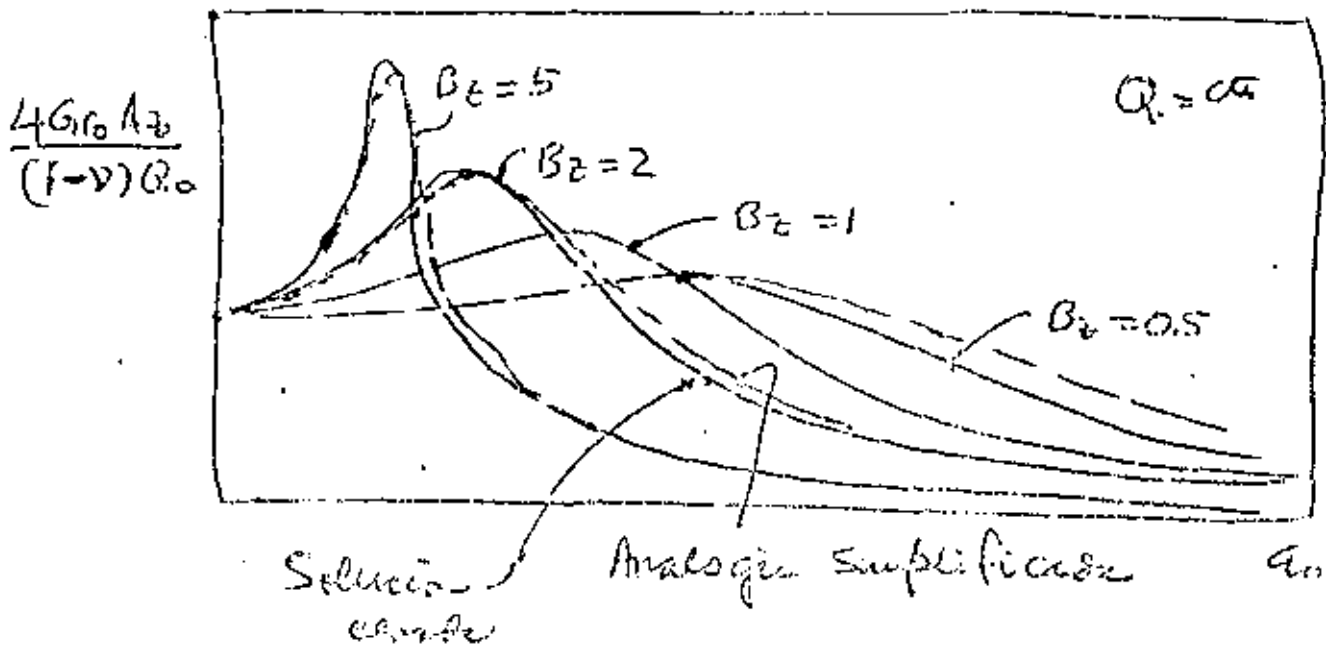
con esta idea se ajusta el coeficiente del amortiguamiento como un resorte equivalente elástico

$$k_r = \frac{4G_0 b_0}{1-\nu}$$

para lo que $c_r = \frac{3.14 \rho \sigma^2}{(1-\nu)} \sqrt{\rho G}$

para el rango $(0 < \alpha \omega < 1)$

Obteniendo así los requerimientos críticos



La ecuación de la sísmica:

$$m \ddot{z} + \frac{3.4 G_0^2}{1-\nu} \sqrt{z} \dot{z} + \frac{4 G_0}{1-\nu} z = Q$$

Con los valores sustituidos se obtienen los siguientes parámetros para el suelo:

$$C_{crit} = 2 \sqrt{k z m} = z \sqrt{\frac{4 G_0 m}{1-\nu}}$$

$$\xi = \frac{c_z}{c_{crit}} = \frac{0.425}{\sqrt{B_z}} \quad \dots 212$$

12. frecuencia resonante por Q_0 etc

$$f_m = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_z}{m}} \sqrt{1-\xi^2} = \frac{1}{2\pi} \frac{\sqrt{5}}{r_0} \sqrt{\frac{B_z - 0.21}{B_z}}$$

y cuando la fuerza excitadora es función de la frecuencia

$$f_{mr} = \frac{\sqrt{5}}{2\pi r_0} \sqrt{\frac{0.9}{B_z - 0.45}} \quad \text{por } B_z > 1$$

y las amplitudes máximas por.

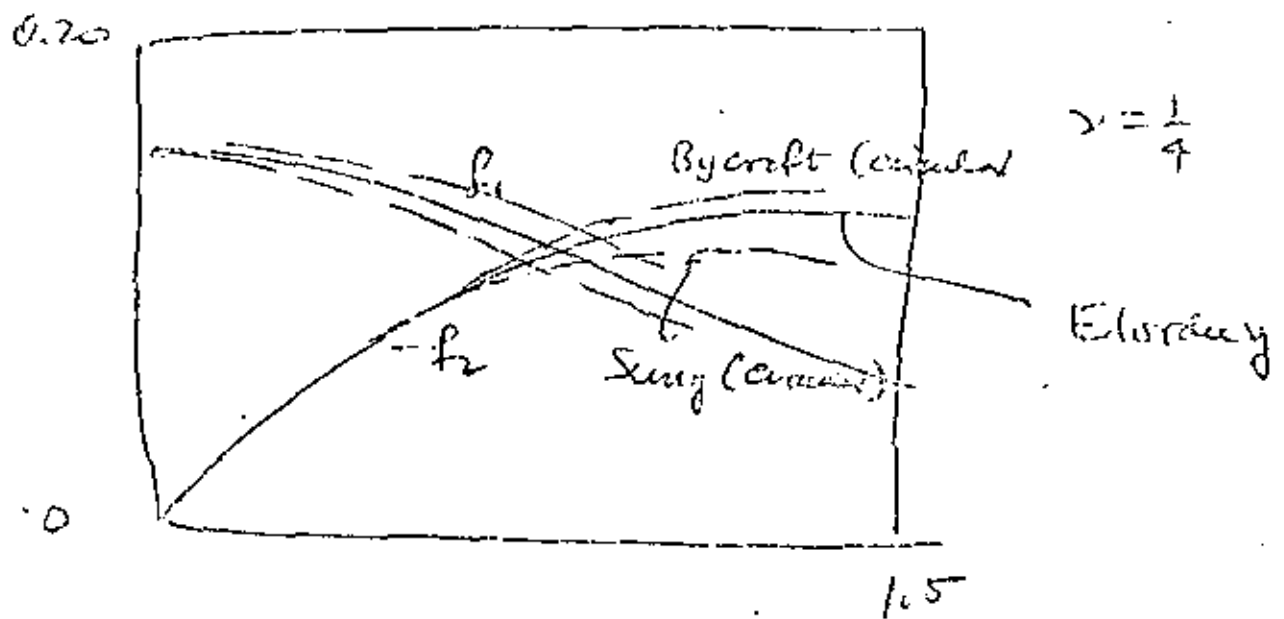
$$A_{z,m} = \frac{Q_0(1-\xi^2)}{4Gr_0} \frac{B_z}{0.85 \sqrt{B_z - 0.18}}$$

$$A_{z,m} = \frac{m c e}{m} \frac{B_z}{0.85 \sqrt{B_z - 0.18}}$$

y el ángulo de fase

$$\tan \varphi = \frac{0.85 a_0}{B_z a_0^2 - 1}$$

Por razones técnicas se ha efectuado estos dibujos.



De una muestra semi-junta por torsión-

Reissner (1937) y Sagoci (1944)
 pesta entera $k_{02} = \frac{T_0}{\theta_0} = \frac{16}{3} G r_0^3$

relación de masa $B_0 = \frac{E_0}{\rho r_0^5}$

Caracteres de una zapata

Washburn (1955) y Bycroft (1956)

Análisis de Hill

$$T_{\psi} = \frac{\pi r_0^3 h \delta}{g} \left(\frac{r_0^2}{4} + \frac{h^2}{3} \right)$$

$$k_{\psi 3} = \frac{8 G r_0^3}{3(1-\nu^2)}$$

$$C_{yp} = \frac{0.80 \rho_0^4 \sqrt{C_{yp}}}{(1-\nu)(1+B_{yp})}$$

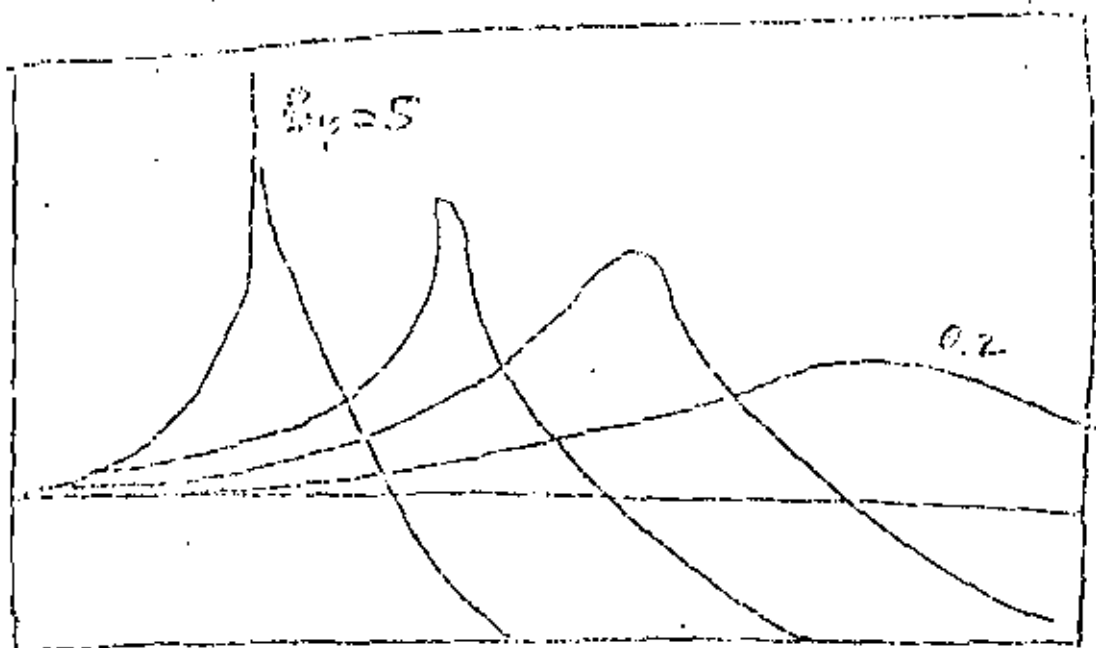
$$B_{yp} = \frac{3(1-\nu)}{8} \frac{I_y}{\rho \rho_0^5}$$

$$C_{ypcrit} = 2 \sqrt{K_y I_y}$$

$$\xi_{yp} = \frac{C_{yp}}{C_{ypcrit}} = \frac{0.15}{(1+B_{yp}) \sqrt{B_{yp}}}$$

Minimo de energia adimensional

B_{yp}	5	3	2	1	0.8	0.5	0.2
η_{yp}	1.079	1.110	1.143	1.207 1.219	1.351	1.578	1.600

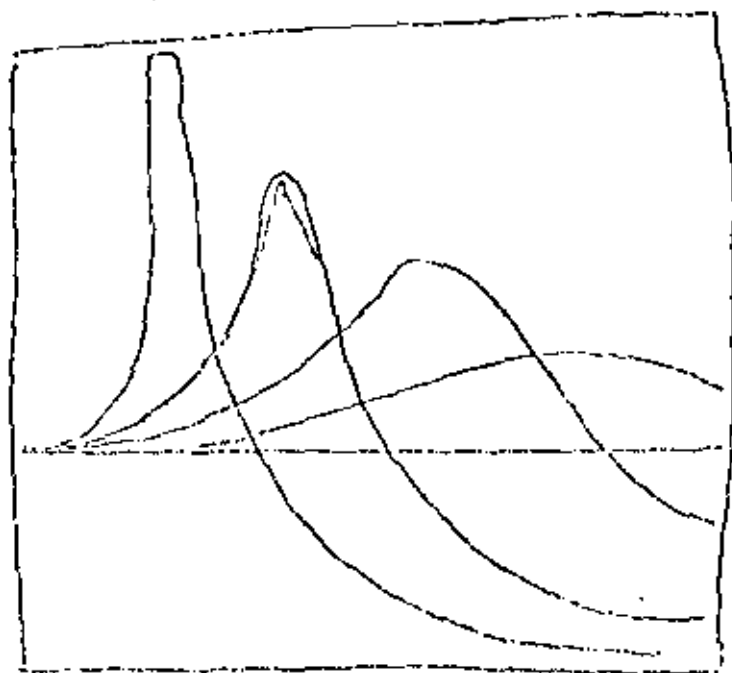


Trabalho em horizontal Bycroft (1956)

210

19

$$B_x = \frac{7-8\nu}{32(1-\nu)} \frac{m}{\rho l^3}$$



$$k_{x,5} = \frac{32(1-\nu)}{7-8\nu} G l^6$$

$$c_{x,5} = \frac{18.4(1-\nu)}{7-8\nu} l^2 \sqrt{\rho G}$$

Resumo de características principais para análise
grupos de liberdade.

Vertical

$$\xi = \frac{0.125}{\sqrt{B_z}}$$

210

Horizontal

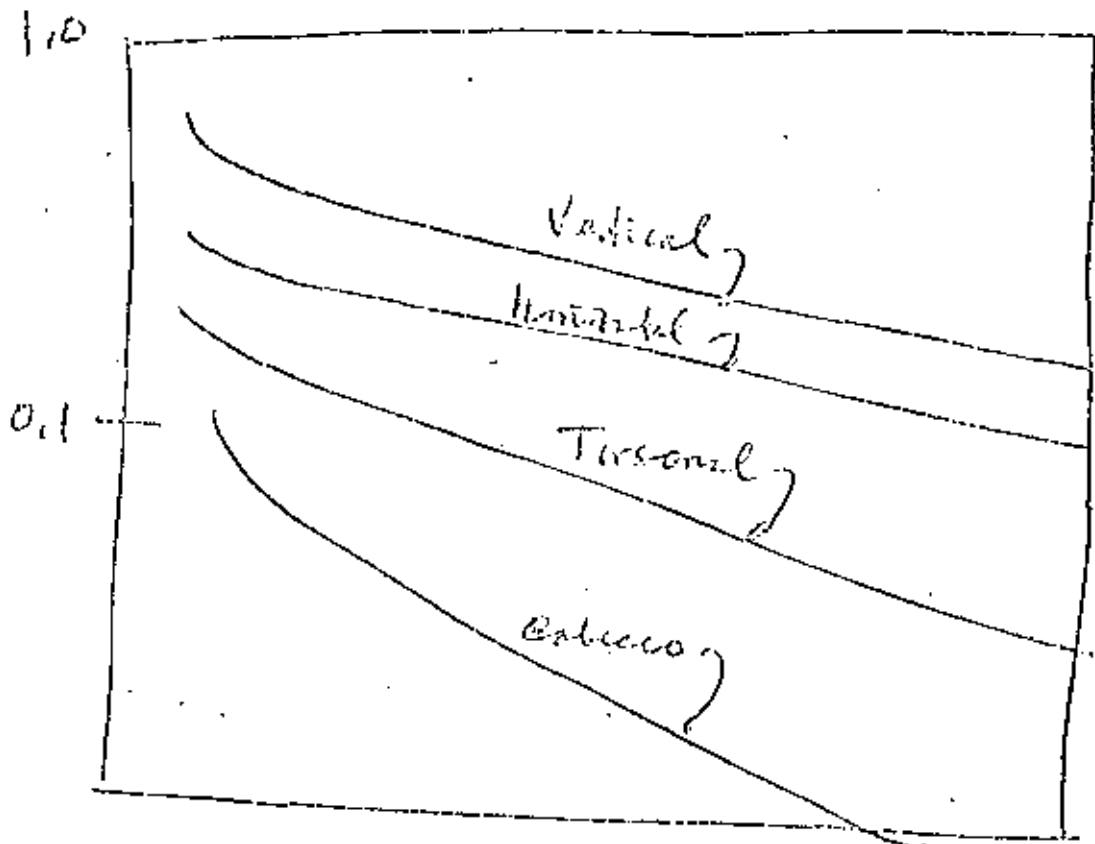
$$\xi = \frac{0.188}{\sqrt{B_z}}$$

External

$$\xi = \frac{0.15}{(1 + B_y) \sqrt{B_x}}$$

Internal

$$\xi = \frac{0.57}{1 + 2B_0}$$



$B_z \quad B_x \quad B_0 \quad B_y$

Bases Troncas

Cualquier sistema dinámico con un número finito de grados de libertad puede ponerse en la forma:

$$M \ddot{\bar{x}} + K \bar{x} = \bar{F} \quad \text{--- (1)}$$

en el cual se le ha fijado las condiciones de frontera. K es una matriz singular ($|K| = 0$) por estar en movimiento en cuerpos rígidos.

Los modos de oscilación, movimientos transitorios y pueden ser obtenidos mediante los análisis modales por los cuales el procedimiento más conocido.

Para indicar los modos y frecuencias características del sistema (1) primero se toma $\bar{F} = \bar{0}$ es decir un problema homogéneo

$$M \ddot{\bar{x}} + K \bar{x} = \bar{0} \quad \text{--- (2)}$$

Si se supone una solución $\bar{x} = \bar{u} \theta$ en la que θ es una función escalarmente del tiempo y \bar{u} un vector modal del sistema por lo tanto:

$$\ddot{\bar{x}} = \ddot{\bar{u}} \theta$$

que substituido en (2) se obtiene:

$$\ddot{\theta} M \bar{u} + \theta K \bar{u} = \bar{0} \quad \text{--- (3)}$$

Como la ecuación (3) es vectorial una manera de convertirla a escalar es premultiplicarla en ambos miembros por \bar{u}^t

$$\therefore \ddot{\theta} \bar{u}^t K \bar{u} + \theta \bar{u}^t K \bar{u} = 0 \quad (4)$$

$$\Rightarrow \text{dejar } \frac{\ddot{\theta}}{\theta} = - \frac{\bar{u}^t K \bar{u}}{\bar{u}^t M \bar{u}} = -\omega^2 \quad (5)$$

que se ha igualado a una constante puesto que es la única posibilidad ya que $\theta = \theta(t)$ y $\bar{u} = \bar{u}(s)$

De donde $\ddot{\theta} + \omega^2 \theta = 0$ debe cumplirse la solución de esta ecuación diferencial es una función armónica

Como pueden ser $\sin \omega t$, $\cos \omega t$, $\sin(\omega t + \phi)$

$\cos(\omega t - \phi)$, etc. por otro lado:

$$\frac{\bar{u}^t K \bar{u}}{\bar{u}^t M \bar{u}} = \omega^2 \text{ de donde } K \bar{u} - \omega^2 M \bar{u} = \vec{0}$$

\Rightarrow dejar $(K - \omega^2 M) \bar{u} = \vec{0}$ que tiene $\bar{u} \neq \vec{0}$

Si $\det(K - \omega^2 M) = 0$ de donde se generan los valores característicos, es necesario aclarar que el primer valor característico siendo K simétrica $\Rightarrow \omega = 0$ generamos un movimiento de cuerpo rígido

Por el problema de ahora nos interesa encontrar los valores característicos de estructuras fijas en la base es a ser demostrado mas adelante esto se consigue comparando la matriz K a K' que incluye esta condición y M a M'

luego el problema a resolver es: 219

$$-\omega^2 M' \bar{u} + K' \bar{u} = \bar{0}$$

$$(K' - \omega^2 M') \bar{u} = \bar{0}$$

Cualquier vector característico y frecuencia asociada debe cumplir con $K' \bar{u}_i = \omega_i^2 M' \bar{u}_i$ y hay evidencia física que no hay valores característicos negativos, ni complejos, ni repetidos, porque cualquier caso patológico de esta naturaleza tendría su contraparte en el modelo elástico.

Partiendo de esta suposición vamos a demostrar la igualdad de modos en una matriz de masa M' .

como debe cumplirse que $K' \bar{u}_i = \omega_i^2 M' \bar{u}_i$ — (6)

podemos multiplicar (6) por \bar{u}_j^t

$$\bar{u}_j^t K' \bar{u}_i = \omega_i^2 \bar{u}_j^t M' \bar{u}_i \quad \text{--- (7)}$$

pero también

$$K' \bar{u}_j = +\omega_j^2 M' \bar{u}_j \quad \text{--- (8)}$$

que puede multiplicarse por \bar{u}_i^t luego

$$\bar{u}_i^t K' \bar{u}_j = +\omega_j^2 \bar{u}_i^t M' \bar{u}_j \quad \text{--- (9)}$$

Restando (9) a (7) se obtiene: después de transponer (9) y considerar $K'^t = K'$ y $M'^t = M'$ por ser simétricas:

$$(\omega_i^2 - \omega_j^2) \bar{u}_i^t M' \bar{u}_i = 0$$

Si $\omega_i \neq \omega_j$ se concluye que

$$\bar{u}_j^T K \bar{u}_i = 0 \quad i \neq j$$

Análisis Sísmico

En el caso de análisis sísmico se requiere el planteamiento de la matriz de rigideces angulares K puesto que es que se mueve es la base de la estructura.

Para plantear el problema se supone que el movimiento total se puede descomponer en dos; uno de la base del edificio y otro relativo a él.

Esto es: $\bar{x} = \bar{x}_0 + \bar{x}$ en el cual \bar{x}_0 es el movimiento de la estructura provocado por el movimiento de la base.

$$\bar{x}_0 = d_0 \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} = d_0 \bar{I} \text{ siendo una traslación; } d_0 \text{ es}$$

el movimiento en la base y \bar{I} es un vector con unos como elementos $\ddot{\bar{x}}_0 = \ddot{d}_0 \bar{I}$ por lo tanto $\ddot{\bar{x}} = \ddot{\bar{x}}_0 + \ddot{\bar{x}}$

$= \ddot{\bar{x}}_0 + \ddot{d}_0 \bar{I}$ substituyendo estos valores en las ecuaciones más fáciles se tiene:

$$M (\ddot{\bar{x}} + \ddot{d}_0 \bar{I}) + K (\bar{x} + d_0 \bar{I}) = 0$$

para $K d_0 \bar{I} = \tilde{0}$ por ser una traslación entonces:

$$M \ddot{\bar{x}} + M \ddot{d}_0 \bar{I} + K \bar{x} = 0$$

$$\ddot{\bar{x}} + \ddot{d}_0 \bar{I} = -M^{-1} K \bar{x}$$

Una condición que debe cumplirse es que \vec{r} en la
 "base" es cero por los momentos relativos, por lo que
 M debe pasar a ser M' y K a K' luego el sistema
 se convierte a:

$$M' \ddot{\vec{r}} + K' \vec{r} = -M' \ddot{d}_0 \vec{I}$$

Si se supone la solución $\vec{r} = \sum_n \varphi_i \bar{u}_i$ en la
 que φ_i es una función dependiente únicamente del tiempo
 y \bar{u}_i un vector característico

$$M' \sum_n \ddot{\varphi}_i \bar{u}_i + K' \sum_n \varphi_i \bar{u}_i = -M' \ddot{d}_0 \vec{I}$$

$$\sum_n M' \ddot{\varphi}_i \bar{u}_i + \sum_n K' \varphi_i \bar{u}_i = -M' \ddot{d}_0 \vec{I}$$

se sabe además que $K' \bar{u}_i = \omega_i^2 M' \bar{u}_i$ luego:

$$\sum_n M' \ddot{\varphi}_i \bar{u}_i + \sum_n \omega_i^2 \varphi_i M' \bar{u}_i = -M' \ddot{d}_0 \vec{I}$$

multiplicando cada por \bar{u}_j^t ambos miembros

$$\bar{u}_j^t \sum_n M' \ddot{\varphi}_i \bar{u}_i + \bar{u}_j^t \sum_n \omega_i^2 \varphi_i M' \bar{u}_i = -\bar{u}_j^t M' \ddot{d}_0 \vec{I}$$

aplicando la propiedad de ortogonalidad.

$$\bar{u}_j^t M' \bar{u}_i \ddot{\varphi}_i + \bar{u}_j^t M' \bar{u}_i \omega_i^2 \varphi_i = -\bar{u}_j^t M' \ddot{d}_0 \vec{I}$$

$$\ddot{\varphi}_i + \omega_i^2 \varphi_i = - \frac{\bar{u}_j^t M' \ddot{d}_0 \vec{I}}{\bar{u}_j^t M' \bar{u}_i} \ddot{d}_0$$

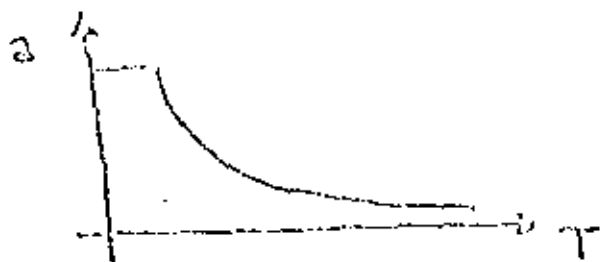
entonces:

$$\ddot{\varphi}_i + \omega_i^2 \varphi_i = c_i \delta(t) \quad c_i = - \frac{\bar{u}_i^T M' \ddot{u}_0}{\bar{u}_i^T M' \bar{u}_i}$$

La solución de estas ecuaciones diferenciales se puede hacer en base a variación de parámetros. esto es:

$$\varphi_i = c_i \underbrace{\int_0^t \sin \omega_i(t-\tau) \delta_0(\tau) d\tau}_{\text{Integral de D'Hamel.}}$$

Si este integral se efectúa para los sísmos registrados en campo libre y se trata sin evolución se llega a lo que se llama un espectro sísmico.



al coeficiente c_i se le llama coeficiente de participación modal y al resultante de la integral de D'Hamel se le llama espectro máximo (a_i)

En cada modo:

$$\bar{u}_i = c_i a_i \bar{u}_i \quad c_i = \text{coeficiente sismico}$$

y los fuerzas sismicas $P_i = K' \bar{u}_i = c_i a_i K' \bar{u}_i$

de onda pueden decrecerse los ² f_{ij} constantes simultáneamente pero como es poco probable que simultáneamente se presentaran todos los máximos por tener de probabilidades se puede deducir una envolvente de constantes racional $Q = \sqrt{\sum_n Q_i^2}$ siendo Q el constante en cada grupo de librerías.

Este concepto se aplica a cualquier respuesta. Como son desplazamientos, independencia de voltaje, etc.

"A SURVEY OF THE STATE-OF-THE-ART IN SEISMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION"

By Ricardo Guzmán (I), and
Ashok K. Vaish (II)

RESUMEN

Como parte de las actividades de la Sección de Tecnología Avanzada de EDS - - Nuclear, Inc., el estado-del-arte en análisis de interacción suelo-estructura sísmica ha sido investigado. En general, los métodos revisados son aplicables a - - cualquier tipo de estructuras cimentadas en suelos relativamente blandos. El objetivo del estudio fue evaluar los méritos técnicos relativos de los métodos y su capacidad para modelar tridimensionalmente las estructuras y el subsuelo, para -- considerar movimientos sísmicos compuestos por combinaciones de ondas superficiales y de cuerpo, para representar las propiedades mecánicas de los suelos y las - condiciones de enterramiento de las estructuras. Se discuten los métodos y programas desarrollados por los grupos de Lysmer-Seed, Luço-Kong, EPRI-Weidlinger, Roesset-Kausel y Frazier-Day.

INTRODUCTION

As part of the activities of the Advanced Technology Section of EDS Nuclear, Inc., the state-of-the-art in seismic (dynamic) soil-structure interaction has been surveyed. The methods surveyed are directed toward nuclear power plant cases, however, they are applicable to many other types of structures such as high-rise buildings, bridges and tall or heavy equipment bolted to their foundations. The objectives of the study were to determine the capabilities (present and future) and the state of development of the approaches currently being pursued, and to evaluate their relative technical merits. An effort was also made to estimate their future acceptability by the industry and the regulators.

The methods surveyed are evaluated for their capability to tridimensionally model the structures and subsurface conditions, their capability to consider seismic inputs composed of complex combinations of surface and body waves, the representation of soil properties, the capability to represent embedded conditions and the methods of solution. The most important tools surveyed that have been recently made available or that will be available in the near-future are summarized in Table 1. The simplified method to determine the gross effects of soil-structure interaction developed by Velutinos was also surveyed.

SOIL-STRUCTURE INTERACTION METHODS

Even a schematic representation of the seismic soil-structure interaction problem for large and massive installations such as is presented in Figure 1 shows that the problem is very complex; involves, in general, a 3-D array of embedded structures, a 3-D layered subsurface on bedrock, a complicated 3-D seismic input, and the mechanical properties of the soils are strongly nonlinear.

Two types of methods have been used to solve seismic soil-structure interaction problems: (1) finite element methods, and (2) continuum mechanics methods. As we

(I) Proyectos Marinos, S.C., México, D.F.

(II) EDS Nuclear, Inc., San Francisco, California.

shall see in what follows, some investigators have proposed approaches based entirely on the finite element method (1), while others have developed approaches which combine continuum mechanics and finite element methods (2,3,4).

In general, it has been considered that the advantages of the finite element method are the capabilities to model embedded conditions and nonhomogeneous properties for the subsurface. On the other hand, its limitations have been generally considered to be those of including artificial boundaries to the model that produce spurious effects and that 3-D solutions are prohibitively expensive for many applications. In the case of the continuum solution methods, they have generally been considered to have the advantage of being capable of considering three-dimensional conditions and of being relatively inexpensive to use. Their main limitation has been that until recently, and only in some cases, it has not been possible to represent embedded conditions. However, as advances are taking place in both the finite element and continuum mechanics methods, the generally held considerations mentioned in this paragraph are becoming less and less applicable.

SOIL-STRUCTURE INTERACTION ISSUES

Because of the high complexity of the problem and the inherent limitations of the finite element method and the continuum mechanics methods several "issues" have been the subject of considerable discussion amongst the practitioners in the field. A brief discussion of some of them follows:

2-D vs 3-D Solutions. Luco and Hadjian (5) studied the feasibility of representing a 3-D soil-structure interaction problem by a 2-D plane strain model, and the errors involved in such representation. It was found that it is not possible to obtain a 2-D representation that matches simultaneously the rocking and translational dynamic stiffnesses and their associated radiation damping over a reasonable range of frequencies. Luco and Hadjian argue that the most reasonable match is to make the rocking and horizontal translation stiffness coefficients be equal because this leads to essentially the same frequencies for the 3-D and 2-D models. This consideration is based on the fact that the maximum in-structure responses occur at the natural frequencies of the system. However, the damping associated with the first two natural frequencies for the 2-D models considerably overestimate those for the 3-D models. This situation leads to maximum in-structure responses for the cases studied by Luco and Hadjian which underestimate those for the 3-D models by about 50 percent. This indicates that if the 2-D model is not properly selected, the maximum response and system frequencies will not correspond to those of the 3-D model.

Layering. Using a continuum mechanics solution, Hadjian and Luco (6) studied the effects of layering on the vertical, horizontal and rocking impedance functions for a rigid circular foundation. They considered two basic soil models corresponding to a single layer and a double layer on a half-space with rock characteristics. They found that if the thickness of the layer is between one and six times the radius of the foundation, the impedance functions exhibit a marked frequency dependence associated with the existence of Rayleigh and Love waves. One implication of this is that if in modelling a soil-structure system, for example by finite elements, one introduces an arbitrary horizontal boundary at a depth of less than six radius marked spurious effects may be introduced in the stiffness and damping characteristics of the system. On the other hand, marked spurious effects can be introduced if a contrasted stratum boundary exist and its presence is not included in the model.

Non-Vertical Incidence of the Seismic Input. It seems quite certain that in the future it will not be considered sufficient to just assume vertically propagating waves. The trend clearly appears to be toward the consideration of complicated wave propagation conditions. The reasons for this trend are the existing physical evidence for seismic wave trajectories other than vertical and the effects that are predicted by theoretical solutions. Evidence for non-vertically propagating seismic waves includes the reduction of high frequency shaking measured inside buildings (7) and the observation of high Rayleigh waves content in the motions recorded in the Los Angeles Basin during the 1971 San Fernando earthquake (8). On the other hand, theoretical solutions predict the reduction of high frequency shaking inside buildings mentioned above when the waves incide non-vertically (9,10). They also predict that significant torsional excitations are produced by Love and non-vertically incident SH waves (9) and that considerable rocking effects can be induced by non-vertically incident P and SV waves and by Rayleigh waves (9).

Importance of Nonlinear Effects. The results of a major research program being conducted by the Electric Power Research Institute (EPRI) indicate that probably the behavior of nuclear power plant structures subjected to severe seismic motions is markedly nonlinear. This is based on the results of tests of a scaled reactor containment and the simulation of the experiments using a nonlinear finite elements program named TRAIL (Table 1). It appears that one of the main conclusion of the test observations and the analysis results is that the severe nonlinearities in the system occur in the soils immediately next to the structure. However, even though the nonlinear modeling may be crucial to realistically predicting the response of nuclear plant structures under severe seismic loads, in the opinion of many of the researchers interviewed, the use of nonlinear methods will not be feasible for practical use for some time. The reasons for this are their high cost and the considerable development effort that is still needed.

METHODOLOGIES SURVEYED

The most important tools surveyed that have been recently made available or that will be available in the near-future are summarized in the attached Table 1. In the following paragraphs a brief description of the methodologies surveyed is made:

EPRI Studies. The Electric Power Research Institute (EPRI) is conducting a major analytical and experimental research program to investigate nonlinear seismic soil-structure interaction effects on nuclear power plants. The main objectives of the program (11) are to:

- o Demonstrate the significance of nonlinear effects, and
- o Develop experimentally validated analytical procedures to realistically incorporate nonlinear behavior.

The research program is motivated by preliminary studies indicating that the input design spectra and the in-structure response can be reduced by realistically incorporating nonlinear soil characteristics and by accounting for the reduction in high frequency response induced by stiff foundations of large size.

In order to achieve the main objectives of the program, EPRI has considered it necessary to:

- o Obtain high strain soil-structure interaction experimental data,
- o Develop correct soil constitutive formulations for incorporation into nonlinear analysis,

- o Evaluate techniques for determining in-situ the high strain properties of soils, and
- o Demonstrate the capability of predicting numerically high strain soil-structure interaction effects.

For this last objective, the 3-D nonlinear finite element program TRANAL developed by Weidlinger Associates is being used. The characteristics of TRANAL are described in Table 1.

Luco-Wong Group. The work of these investigators represents a very ambitious and rigorous effort to solve linear soil-structure interaction problems. Their approach combines the advantages of the continuum methods to represent the subsurface and of the finite element method to represent the structures (4). Currently, all the basic tools have been developed to solve the case of 3-D structures (one or more) embedded in an irregularly shaped cavity in a layered halfspace (viscoelastic) subjected to 3-D transient seismic excitations composed of arbitrary combinations of surface and body waves (Fig. 2). The solution is based on Luco's recently developed Green's functions for the interior of viscoelastic layered halfspaces. In the process of being implemented are the cases shown in Table 1 which include the cases of several 3-D structures on several rigid foundations (interconnected or not) and of a 3-D structure on a rigid axisymmetric embedded foundation; both cases on a layered viscoelastic halfspace and subjected to arbitrary 3-D seismic inputs.

The method of analysis can be summarized as follows:

- o The foundation driving force vector which represents the seismic input composed by combinations of incident planar, harmonic, P, SV, SH and Rayleigh waves is determined. It is obtained by fixing all the discrete soil-foundation nodes and calculating frequency-dependent reaction forces induced by the seismic input waves. It is required that any transient input be expressed as the superposition of a series of harmonic excitations which can be readily achieved by the use of Fourier transform techniques. If, for a given application, the seismic input motion characteristics are defined for a point on the free-field surface, it would be necessary first to break it down into a series of Fourier components, and second, to decide what proportions of different kinds of surface and body waves compose the total motion. After this is done, foundation driving force vectors could be defined.
- o The complex dynamic impedance matrix for the discrete nodes of the soil-foundation interface is computed. This is based on the dynamic Green functions for a layered viscoelastic half-space. The dynamic Green functions define the displacement vector at a node of the soil-foundation interface due to a harmonic force applied to another node of the soil-foundation interface.
- o Using currently available finite element programs such as SAP or NASTRAN, the structures are represented by their stiffness and mass matrices and by their natural frequencies and modes. There are formulations available (4) that make it possible to consider several structures and structures on several foundations.
- o The results of the previous steps are combined to form an overall impedance matrix. Subsequently, this overall impedance matrix is used to obtain the system response produced by the foundation driving vector.

The method of analysis described is a type of substructuring method.

Lysmer-Seed Group. Improvements have been made to the widely used SHAKE-FLUSH methodology. However, these improvements have been kept within the framework of plane-strain finite element soil-structure models. The characteristics of the programs that this group of investigators has recently developed are presented in Table 1. For the case of vertically propagating body waves, PLUSH accounts in a probabilistic manner for the fact there are an infinite number of time-histories whose response spectra correspond to the design spectra and determines levels of in-structure response at any desired confidence level. TRAVEL-TRIP and SITE-CREAM solve the same type of problems as SHAKE-FLUSH, except that the input motion either varies along the bedrock plane as a travelling waveform or the control motion is specified as an in-plane combination of Rayleigh and body waves.

Roesset-Kausel Group. The investigators are the developers of the approach to soil-structure interaction currently used by Stone & Webster. The structural configuration is chosen to satisfy the characteristics of their method to solve soil-structure interaction problems. In this configuration, all the structures with high loads per unit of area are placed on a common massive circular foundation. This leads to an axisymmetric geometry and avoids structure-structure interaction problems. The soil and embedded foundation are represented by an axisymmetric finite element model, and the structure can be 3-D; the seismic input is in the form of vertically propagating body waves. The method of solution is the three-step method developed by Roesset and Whitman (3). It is applicable to not too deep soil sites. Some recent simplifications and refinements make the method fairly inexpensive to use.

Developments by Frazier and Day. These investigators are the first in successfully using finite element procedures to accurately solve the problem of vibrating foundations on a halfspace. The solutions are not contaminated by the effects of artificial model boundaries. Their method consists of determining in the time domain (using an explicit finite element program; Table 1) the transient response of rigid embedded foundations subjected to impulsive unit displacements. These transient responses are the Fourier Transform of the foundation impedance matrix. These impedance matrices, used within the framework of the substructuring method developed by Chopra and Vaish (12), make it possible to solve the cases of 3-D irregular structures embedded in a viscoelastic halfspace and subjected to non-vertically propagating seismic waves. The method is not applicable to distinctly layered sites. Day and Frazier (2) report the case of a hemispherical rigid foundation embedded in a homogeneous, isotropic half-space (Fig. 3). They are able to reproduce with discrepancies lower than 5% (Fig. 4) the steady state torsional impedance coefficients obtained analytically by Luce (13).

SUMMARY

A comparison of the capabilities of the methodologies surveyed can be made using Figure 5. The black squares indicate that the methodology has the capability written at the top of the columns of squares.

REFERENCES

- (1) Seed H.B. and Lysmer J. (1977), Soil-Structure Interaction Analysis by Finite Element Methods - State of the Art, Trans. 4th SMIRT Conf., San Francisco.
- (2) Day S.H. and Frazier G.A. (1978), Radiation Scattering of Seismic Waves by a Hemispherical foundation, Submitted to the J. of Eng Mech. Div. of ASCE.

- (3) Kausel E., Whitman R.V., Eisabee F. and Morray J.P. (1977), Dynamic Analysis of Embedded Structures, Trans. 4th SMIRT Conf., San Francisco.
- (4) Wong H.L. and Luco J.R. (1977), The Application of Standard Finite Element Programs in the Analysis of Soil-Structure Interaction, in press.
- (5) Luco J.E. and Hadjian A.H. (1974), Two Dimensional Approximations to the Three-Dimensional Soil-Structure Interaction Problem, Nuc. Eng. & Design, Vol. 31, No. 2.
- (6) Hadjian A.H. and Luco J.E. (1977), On the Importance of Layering on the Impedance Functions, 6NCEE, New Delhi.
- (7) Yamahara H. (1970), Ground Motions During Earthquakes and the Input Loss of Earthquake Power to an Excitation of Buildings; Soils and Foundations, Vol.10 No. 2, Tokyo, Japan.
- (8) Hanks T.C. (1975), Strong Ground Motion Following the San Fernando, California, Earthquake: Ground Displacements, BSSA, Vol. 65.
- (9) Wong H.L. and Luco J.E. (1978), Dynamic Response of Rectangular Foundations to Obliquely Incident Seismic Waves, Earthq. Eng. & Struct. Dyn., Vol. 6, Jan-Feb.
- (10) Scanlan R.H. (1976), Seismic Wave Effects on Soil-Structure Interaction, Earthq. Eng. and Struct. Dyn., Vol. 4.
- (11) Chan C., Howard G.E., Ibañez P., Smith C.B. (1977), Experimental and Analytical Investigations in Nonlinear Dynamic Soil-Structure Interaction, Trans. 4th SMIRT Conf., San Francisco, Ca.
- (12) Vaish A.K. and Chopra A.K. (1973), Earthquake Analysis of Structure Foundation Systems, Report EERC 73-9, UC Berkeley.
- (13) Luco J.E. (1976), Torsional Response of Structures for SH Waves: The Case of Hemispherical Foundations, BSSA, Vol. 66.

Table 1. Surveyed Developments in Soil-Structure Interaction

Developers	Name of Program	Estimated Time of Availability	Capabilities					References	
			Subgrade Modeling	Soil Properties	Excite Input	Embedment	Structural Model		Method of Solution
Lysmer-Seed Group	FLUSH	Sept. 1974	Plane strain-transmitting & viscous boundaries; soils bolted; same as TRASH	Strain dependent, equivalent linear	Probabilistic; vertically propagating body waves	Yes	Plane strain, solid finite elements	Frequency domain; transient resp. thru FFT	Non-Organika and others (1977)
	TRAVEL-TRIP	Sept. 1978	Same	Same	Deterministic; input travels along bed-rock base	Yes	Same	Same	UOAKS (1975)
	SITE-CREAM	End of 1978	Same	Same	Deterministic; in-plane surface and body waves	Yes	Same	Same	
Luce-Wong Group	CLASSI4	1980-81	Layered half-space	Viscoelastic (hysteretic or Voldt)	Deterministic; 3-D arbitrary comb. of surface & body waves	Irregular shape cavity in half-space	3-D finite element model	Same	
	CLASSI3	1980	Same	Same	Same	Irregular shape rigid foundation	Same	Same	April (1978)
	CLASSI2	End of 1979	Same	Same	Same	Axissymmetric rigid found.	Same	Same	April (1978)
	CLASSI1	Present	Same	Same	Same	No	Same; several structures on rigid found.	Same	Wong and Luce (1977) & Appendix B
	CAS1? CAS1	1979 Present	Same Elastic half-space	Same Same	Same Same, only harmonic	No No	Same Same	Same Same	Aghabian 1977 Aghabian 1977
Weidinger-SPRI	TRANAL	User's version maybe 1978	3-D finite element; no transmitting boundaries	Nonlinear, Cap model	Deterministic; at soil island boundaries	Yes	3-D finite element (only solid elems.)	Explicit; time domain	UPRI Studies Chapter 4
Frasset-Yausel Group	---	Present	Axissymmetric; finite element soil over bed-rock; lateral trans. bound.	Strain dependent, equivalent linear	Deterministic; vertically propagating body waves	Yes	3-D geom. axisymmetric; approx. for rectangular found. thru FFT	Frequency domain; transient resp.	Kausel and others, (1977)
Frazier-Day Group	---	Present with some work	Axissymmetric or cartesian finite element eliminates effects of soil nonlinearity	Viscoelastic (Voldt damp. hysteretic only approx.)	Deterministic; 3-D body waves with arbitrary angle of incidence	Yes	For use in sub-structuring method; can use 3-D model	Explicit; time domain for substructure impo-dance	Day & Frazier (1978) & Day (1977)

211

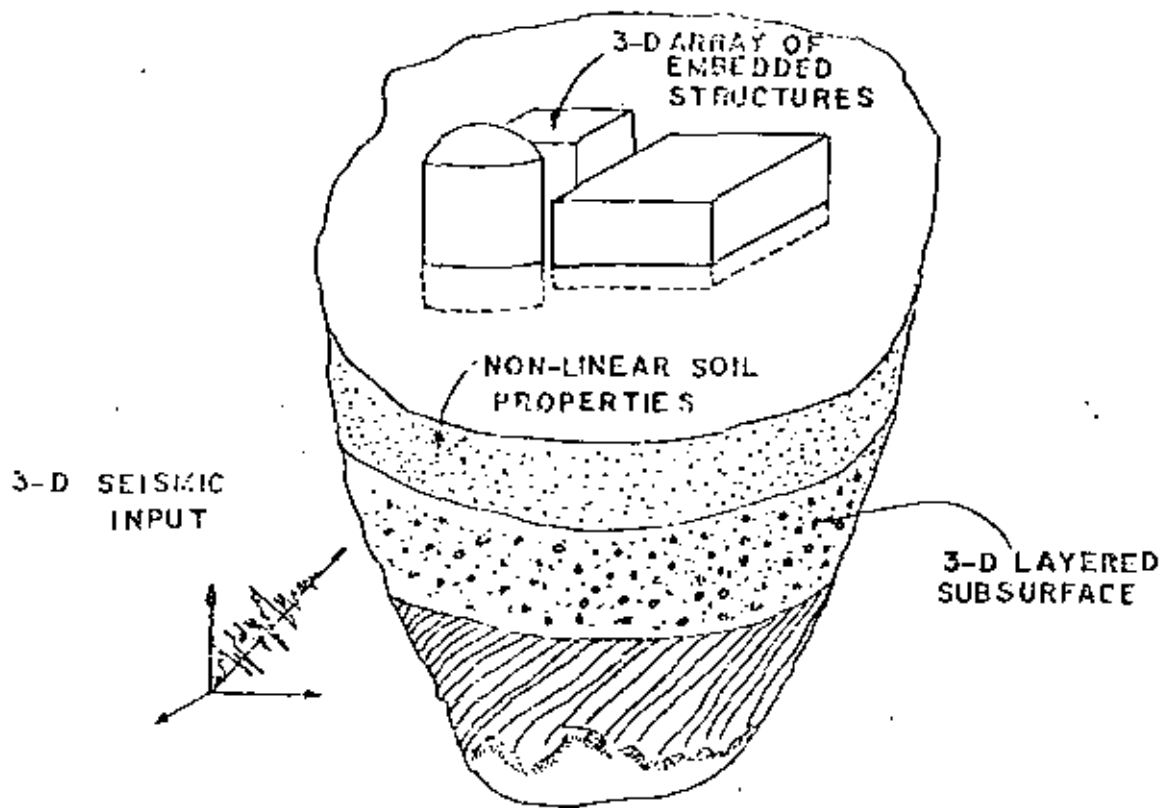


Figure 1

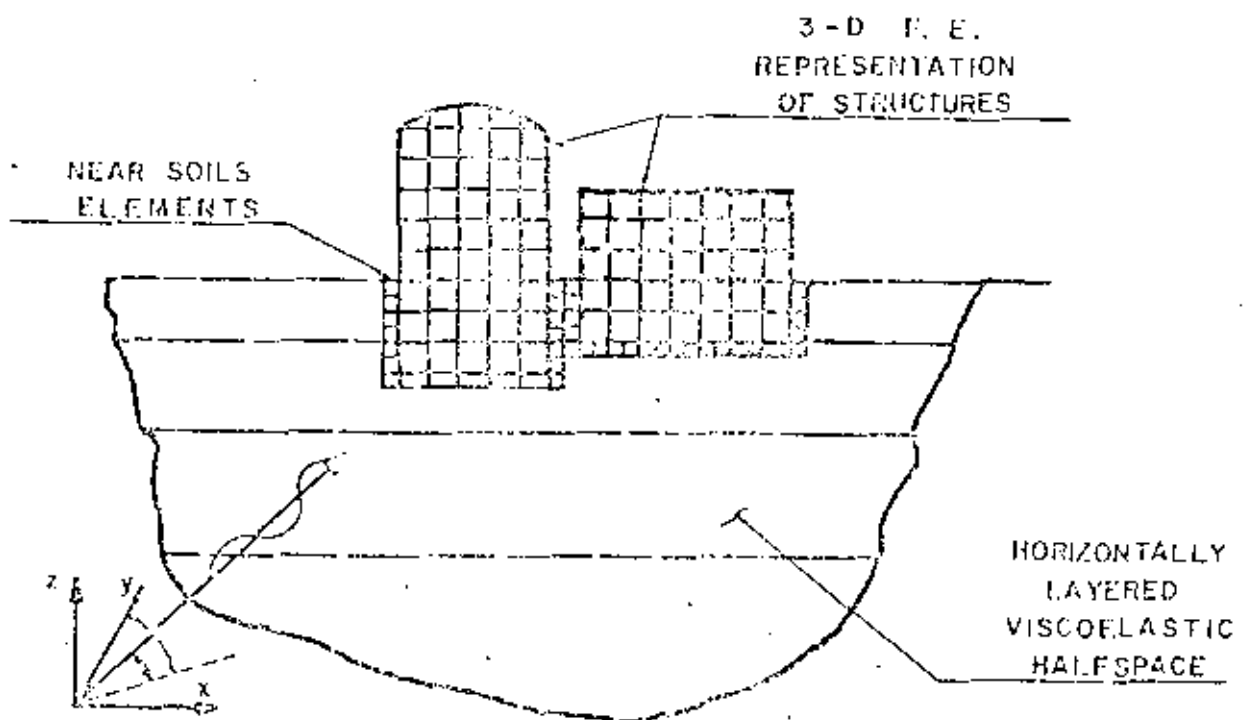


Figure 2

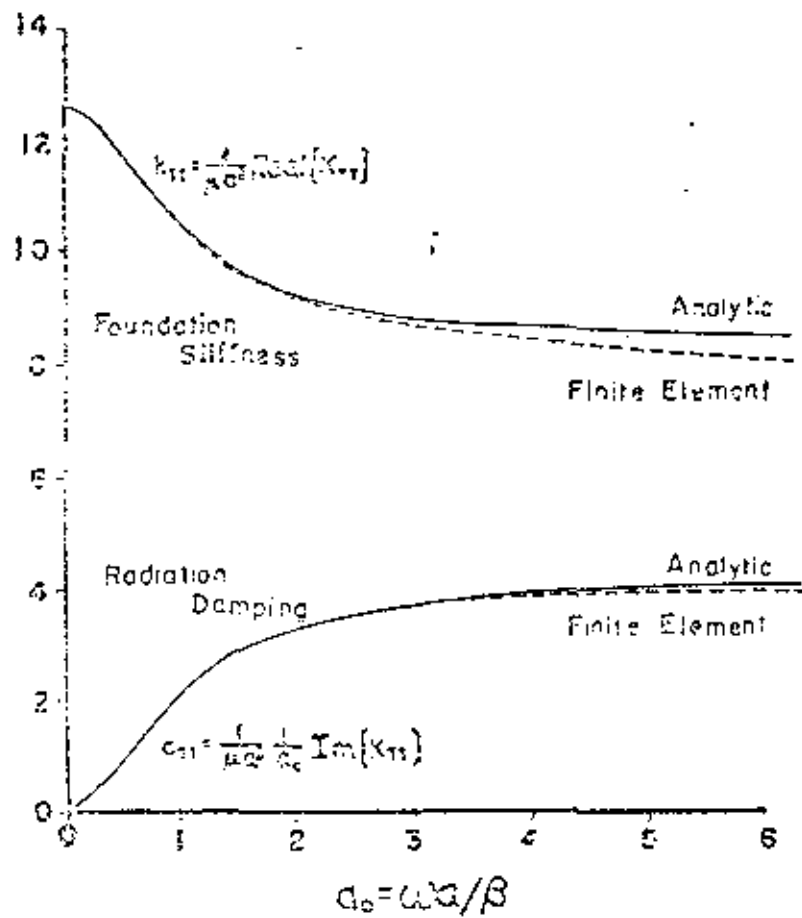


Figure 4

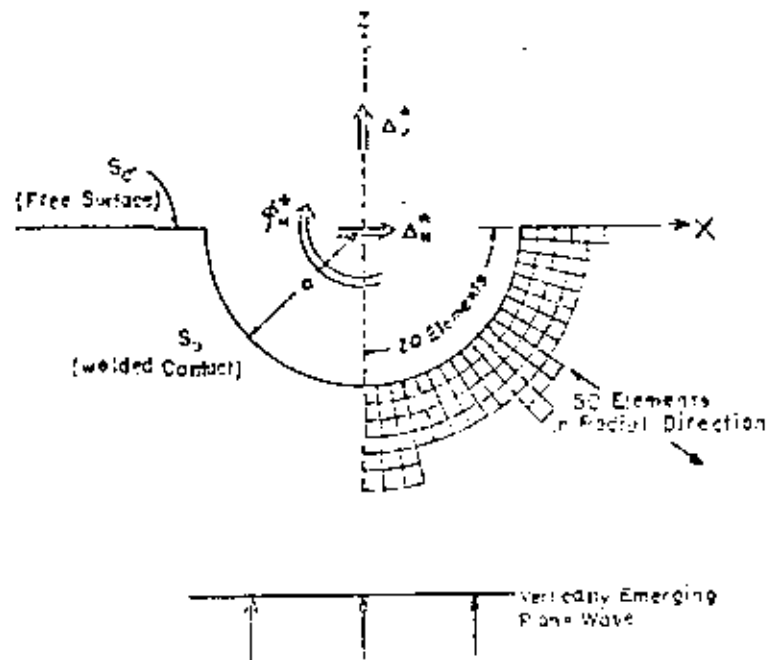


Figure 3

RESEARCHERS GROUP	PROGRAM	3-D STRUCTURE(S)	3-D SUBSURFACE	EMBEDMENT	FLEXIBLE FOUNDATION	NO ARTIFICIAL BOUNDARY EFFECTS	LAYERING	3-D SEISMIC INPUT	NONLINEAR INPUT	NEAR-SOILS	STRUCTURE-STRUC INTERACTION	PROBABILISTIC SEISMIC INPUT
LYSNER	BLUSH											
	TRIP-TRACOL											
	SEED											
LUCC	CLASS11											
	CLASS12											
	WONG											
	CLASS13											
	CLASS14											
	CLASS15											
EPRI-WEIDLINGER	TRANAL											
ROESSET-KAUSSEL	---											
FRAZIER-DAY	---											

Figure 5.

ANALISIS DINAMICO DE PLATAFORMAS MARINAS

Jorge López Ríos (1)

RESUMEN

En este trabajo se presentan una serie de retos, con los cuales es necesario enfrentarse, al querer analizar dinámicamente las estructuras que constituyen las plataformas marinas, dado que están sujetas a sollicitaciones ambientales poco comunes, pero que a veces gobiernan el diseño por su amplificación dinámica.

Estos retos se van a particularizar a la Sonda de Campeche en desarrollo, con el fin de llegar a algunas conclusiones, propias de la zona y mencionar lo que el IMP ha desarrollado y lo que se piensa desarrollar en un futuro próximo.

INTRODUCCION

Las plataformas marinas son quizas junto con los reactores atómicos, las estructuras de diseño más complejo, con los que pueden actualmente enfrentarse un ingeniero civil, debido a que es necesario trabajar con sollicitaciones de gran magnitud y de tipo azaroso, de las cuales en algunas ocasiones su carácter dinámico hace que no queden cubiertas todas las posibilidades de falla, simplemente con la máxima eventualidad; un ejemplo típico es el oleaje, que puede hacer fallar una estructura por fatiga, sin que esté presente uno de gran magnitud.

Estrictamente hablando este sería el caso también de sismo, aunque en general no se patentice tan bien como en el oleaje, ya que el daño acumulado provoca la falla con un bajo número de ciclos de carga.

Quizás el problema principal en plataformas, estriba en que por la magnitud del problema, se trate de optimizar más la solución que para los casos comunes de estructuras, permitiendo que las sollicitaciones extremas estén más cercanas a las de falla, esto se debe a que estructuras más robustas, -- crearían mayores problemas en la construcción, en el traslado, en el lanzamiento, en la flotación, y en el montaje en alta mar, donde el equipo para estas operaciones es ya de por sí bastante grande.

(1) Instituto Mexicano del Petróleo

Al acercarnos a los límites de falla de los materiales, es necesario conocer mucho mejor su comportamiento no lineal y su confiabilidad, por lo que será necesario implementar modelos no lineales y probabilísticos.

Actualmente, todavía no existe ningún planteamiento integral que resuelva simultáneamente todos los requerimientos expuestos, pero existe una literatura extensa alrededor de los temas por separado, de los cuales se hará breve mención, para luego especializarla a las condiciones del Golfo de Campeche.

MODELOS DINAMICOS

El modelo dinámico de la plataforma marina va a depender del tipo de estructura de que se trate, y en la Sonda de Campeche solo se han instalado hasta ahora, plataformas metálicas tubulares fijadas al suelo mediante pilotes, y se está estudiando la factibilidad técnico-económica de plataformas de concreto, apoyados por gravedad, por lo que nuestra atención se enfoca a estas dos direcciones únicamente.

Primero se discutirán las características deseables en un modelo que represente a las plataformas metálicas fijas.

Uno de los problemas principales en este tipo de plataformas, es el número de grados de libertad que se llega a generar, que para un caso típico de la Sonda de Campeche, sería de unos 3000. Existen muchos procedimientos para condensar todos los grados de libertad a unos cuantos que den una información compresible y confiable, de los cuales se hace un resumen en un artículo de Wilson en la Ref. 1; de los cuales el de Rayleigh-Ritz nos parece más adecuado para el tipo de plataforma propuesto, ya que los programas que resuelven grandes sistemas, pueden fácilmente adaptarse a este tipo de planteamiento.

Un problema adicional para el análisis dinámico de la plataforma, es la equivalencia lineal que debe hacerse, de los pilotes que están embebidos en el suelo, para que respondan adecuadamente a sollicitaciones grandes, ya que el tratamiento al menos estático es no lineal, si se quieren obtener datos más o menos confiables, en deformaciones y esfuerzos. Este mismo planteamiento efectuado en análisis sísmico dinámico, solo puede llevarse a cabo en programas paso a paso, con excitación copiada de algún sismo, o simulado con algún generador de sismos y no en forma espectral como puede ser la recomendación de cualquier reglamento sísmico, incluyendo al de API (American Petroleum Institute), que reglamenta sobre este tipo de estructuras. Además existen serias dificultades para representar la interacción suelo pilotes, ya que por un lado el suelo es de comportamiento no lineal, y es un semiespacio

estratificado y por otro lado la excitación del sismo deberá deconvolucionarse en el espacio, para colocarse en la base de los pilotes. En algunos casos, se han efectuado experimentos numéricos con simulación de elementos finitos para el suelo y diferentes alternativas de modelamiento para el nivel de aceleraciones, sin poder llegar a conclusiones definitivas. Existen también en la literatura, funciones de impedancia complejas, mediante funciones aproximadas dadas por Blaney, Kausel y Roesset en la Ref. 2, que puede acoplarse a los pilotes de las plataformas, siempre y cuando cumpla aproximadamente con las hipótesis del modelo elástico, homogéneo e isótropo, cosa difícil de presentarse en la práctica. Aún así se presentarían problemas en el acoplamiento con la estructura, por ser funciones complejas, o bien en todo caso hay términos de amortiguamiento por radiación, que deberán tomarse en cuenta, existe sin embargo la técnica apropiada para desacoplar el sistema integrado, si el sistema amortiguado de la plataforma lo es, esta técnica se describe en un artículo de Penzien y T Seng en la Ref. 1.

Una valoración aproximada promedio que pudiera dar alguna idea del comportamiento del suelo, como equivalente elástico lineal, es la velocidad de las ondas de cortante, de la prospección sísmica, mediante la cual se valuaría el módulo al cortante G y se suponiendo el módulo de Poisson (entre 0.40 y 0.45). Se obtendría el módulo de elasticidad E .

Respecto a las plataformas por gravedad, podemos decir que el problema se simplifica en cuanto a el número de grados de libertad y a la interacción suelo-estructura, ya que la representación de semiespacios está mejor estudiada, que el caso de pilotes, pero se complica en cuanto al análisis de oleaje dado que este tipo de estructuras, es en general en su parte superior, más flexible que el de plataformas fijas, y por lo tanto más susceptible a amplificaciones dinámicas del oleaje, que deberá cuidarse en su diseño, por lo que es obligado integrar un modelo dinámico oleaje-plataforma. Como en el caso anterior, existen fórmulas simplificadas para las funciones de impedancia que representan la rigidez y amortiguamiento acoplados, tanto para el caso de cimentaciones embebidas, como para suelos estratificados, y mantos acotados, pero es de suponerse que la importancia de la no linealidad es definitiva para el comportamiento general, pudiéndose adaptar parámetros promedio como G y E mediante prospección sísmica.

El carácter aleatorio de todas las solicitaciones ambientales que sufre una plataforma, le imponen la necesidad de crear un modelo dinámico probabilístico, con el cual se pronostique principalmente el efecto de fatiga en los miembros de la plataforma. Los modelos probabilísticos pueden considerarse tres diferentes tipos de variables aleatorias: condiciones iniciales, entradas al sistema y los parámetros del modelo, o bien todas estas condiciones simultáneamente (ver Ref. 3) ge-

neralmente los modelos existentes, toman en cuenta como variable aleatoria unicamente la entrada del sistema (oleaje, viento, sismo, etc.), y para el análisis se emplea la teoría media cuadrática facilitándose enormemente mediante la transformada infinita de Fourier (ver Ref. 4), la cual conduce a simplificaciones notables al grado de obrenar una relación directa entre transformadas de entrada salida, mediante lo que se llama espectro de potencia. Aplicado este concepto a oleaje, existen diferentes tipos de espectros, que se especifican en las zonas donde se cumplen ciertas características comunes -- respecto al ambiente, pero todos ellos varían de acuerdo a -- ciertos parámetros como son velocidad del viento y Fetch para su desarrollo, así como cierto número de horas de acción del viento, para lo que se llama un mar totalmente desarrollado. Existen planteamientos como el de Cartwright y Longuet---Higgings, que da una familia de distribuciones de probabilidad de alturas de ola, que de acuerdo con un parámetro puede generar distribuciones de la Gaussiana, a la de Rayleigh estando el parámetro en función de los momentos del espectro de potencia (Ref. 5).

APLICACION DE MODELOS DINAMICOS A LA SONDA DE CAMPECHE

Previamente a cualquier comentario, es necesario hacer una descripción del subsuelo marino en la sonda de Campeche, para que se tenga idea de la magnitud de los problemas con los cuales se enfrentará la modelación dinámica de plataformas.

En casi toda la zona explorada geotécnicamente en la parte superficial del subsuelo, existe una capa de arcilla altamente compresible con una resistencia al esfuerzo cortante, que varía linealmente de 0.5 Ton/m² a 2.5 Ton/m² de la superficie hacia abajo y variando el espesor de esta capa de 9.0 a 18.0 m. de profundidad. Inmediatamente abajo, se encuentra una capa de arena con mucho mayor resistencia que la capa de arcilla y hacia abajo se encuentran capas de arcilla y arena alternadas, hasta unos 120 m. a donde han llegado en sondeos de exploración.

De acuerdo a estos datos y suponiendo una profundidad -- promedio de agua de 45 m., las características que deberán tener los modelos dinámicos según el caso serán las siguientes:

1).- Plataformas Tubulares de Acero Fijas Apoyadas en Pilotes. La filosofía en este tipo de plataformas, se basa en que toda la carga viva y muerta de la superestructura, prácticamente se va directamente sobre la parte superior de las cabezas de los pilotes y la subestructura es para el contraventeo de los mismos, paradójicamente este contraventeo causa la mayor parte de fuerzas por oleaje y sismo, que son las sollicitaciones de mayor magnitud. De la línea de lodos hacia abajo

el pilote está contraventeado por el suelo, solo que en la capa superficial esto es dudoso, ya que en presencia de oleaje o sismo, es probable que no solo no existe apoyo sino que existen empujes del lodo marino en la parte superficial.

Por lo tanto, es conveniente que el modelo dinámico contemple el apoyo precario en la superficie y se suponga que en esa parte no hay apoyo, además de integrar de una manera conveniente el movimiento del suelo al del agua, como lo hace -- por ejemplo Zienkiewicz en un artículo presentado en la Ref. 1. Si se supone que el pilote se apoya a partir del estrato de arena, la importancia de la reacción no lineal de la parte inferior disminuye, ya que los estratos más profundos tienen mucho mayor rigidez y los superficiales no están tomados en cuenta, de esta manera pueden hacerse resortes equivalentes elásticos de cierta confiabilidad. Este fenómeno se ha demostrado evidentemente en el análisis estático no lineal de pilotes por efectos de oleaje, para el cual el IMP ha elaborado un programa de computadora.

El modelo condensado para el análisis dinámico de plataformas fijas, se ha llevado a cabo por el procedimiento de -- Rayleigh-Ritz, que trata de representar a la estructura tridimensionalmente, con 4 grados de libertad por nivel; 2 horizontales, 1 vertical y un giro, respecto al eje vertical, esto es necesario porque las especificaciones API obligan a verificar la plataforma, con varios componentes de sismo simultáneos.

Este modelo dinámico se puede integrar a otro programa que analice el oleaje mediante un espectro de potencia, en el cual se trabaja actualmente en el IMP. Sin embargo actualmente el diseño contra fatiga se hace en forma determinística, de acuerdo a la información del consultor ambiental, que pronostica el número de olas por año de acuerdo a su altura y período, con las que deberá examinarse los esfuerzos en toda estructura, tomando en cuenta las amplificaciones dinámicas, si se considera que el oleaje es una sollicitación armónica.

2).- Plataformas de Concreto Apoyadas por Gravedad. Este tipo de estructuras está formado por una plataforma de apoyo de unos 60 x 60 m., con una sola columna al centro, si es de un solo destino y una cubierta superior, que recibe todos los servicios a que estará destinada la misma. Nuevamente el problema estriba en el apoyo de la plataforma en el suelo superficial, donde hay poca resistencia y será susceptible de grandes hundimientos. Para obviar estos problemas, la solución propuesta por una compañía extranjera, es bajar una retícula de faldones hasta apoyarse en el estrato resistente subyacente a la capa superficial lodosa. Este procedimiento establece ya problemas en su representación de un modelo dinámico matemático, ya que se trata de una cimentación embebida en un

suelo, que en lugar de darle sustentación le dará empujes. Quizas el modelo apropiado sería considerar un apoyo superficial y masa adicional del lodo que lo rodea, considerando los resortes equivalentes lineales del apoyo real, que de hecho es una retícula de franjas. Este problema puede resolverse mediante un programa de computadora que se está elaborando en el IPN, que trabaja con el problema de Lamb equivalente dinámico del de Boussinesq, que obtiene los resortes y amortiguadores para bases rígidas de cualquier forma.

Este modelo va a servir tanto para el análisis sísmico como el de fatiga por oleaje.

Es conveniente mencionar aquí que aunque no es clásico - incluir el hincado de pilotes en el análisis dinámico de plataformas, se debe hacer, ya que se basa en la ecuación de onda; el IMP ha desarrollado dos programas de computadora al respecto.

Otro aspecto dinámico de plataformas digno de mencionar, es el lanzamiento de la plataforma del chalán al mar, el cual se está implementando actualmente en el IMP mediante un programa de computadora, considerando movimientos de cuerpo rígido.

El desarrollo a un futuro inmediato en el IMP del área de análisis dinámico es el siguiente:

- a) Implementación de un modelo probabilístico, para analizar fatiga con espectros de potencia de oleaje.
- b) Implementación de un modelo para el análisis modal del lanzamiento de la plataforma, con grados de libertad significativos únicamente.
- c) Implementación de un modelo de elementos finitos, que represente al suelo e integrarlo a la plataforma para el análisis sísmico dinámico paso a paso.

CONCLUSIONES

- 1.- Los modelos dinámicos de plataformas marinas, tienen cierta sofisticación respecto a los modelos rutinarios de estructuras.
- 2.- Los modelos dinámicos de las plataformas del Golfo de Campeche, tienen peculiaridades propias respecto al resto del mundo.
- 3.- Las respuestas dinámicas tienen mayor aplicación en el caso de las plataformas de concreto que en las de acero, por lo que son más susceptibles a efectos de fatiga.

4.- Los modelos no lineales casi son obligados para el análisis dinámico de las plataformas marinas, si se quiere -- encontrar alguna respuesta confiable.

REFERENCIAS

- 1.- Numerical Methods in Offshore Engineering
Editado por O.C. Ziewkiewicz, R.W. Lewis
Jhon Wiley & Sons 1978
- 2.- Foundation for Dynamic Machine Loadings
Fall Convention ACI Houston, Tex. 1978
- 3.- Random Differential Equations in Science and Engineering
T. T. Soong
Academic Press 1973
- 4.- Probabilistic Theory of Structural Dynamics
Y. K. Lin.
Mc Graw Hill 1967
- 5.- Ocean Wave Dynamics (curso)
C. L. Kirk
Cranfield Institute of Tecnology 1978

APPENDIX A

DERIVATION OF THE DYNAMIC IMPLICIT OPERATOR

APPENDIX A. DERIVATION OF THE DYNAMIC IMPLICIT OPERATOR BASED ON THE CRANK-NICOLSON IMPLICIT FORMULA (ADAPTED FROM REF 3)

The dynamic model used in program SPASM 8 is discussed in Chapter 2 and the free-body diagram of the model is shown in Fig A.1. See nomenclature at front of report.

Since the rigid bars connected between the deformable joints are only responsible for transferring the bending moments, the shears, and the axial thrusts from one joint to another, the equation of motion of the beam-column can be obtained by summing up all the forces, internal or external, at any deformable joint where the beam properties are lumped.

If we take equilibrium for the moments in Bar j and Bar $j+1$ and for the vertical forces at joint j , all at time step k , then

$$MD_{j,k} = D_j^i \frac{1}{2h^2 h_t} \{ -(w_{j-1,k-1} - 2w_{j,k-1} + w_{j+1,k-1}) + (w_{j-1,k+1} - 2w_{j,k+1} + w_{j+1,k+1}) \} \quad (A.1)$$

for Bar j

$$M_{j-1,k} - M_{j,k} + MD_{j-1,k} - MD_{j,k} + hV_{j,k} + (T_j + T_{j,k}^T) (-w_{j-1,k} + w_{j,k}) = 0 \quad (A.2)$$

for Bar $j+1$

$$M_{j,k} - M_{j+1,k} + MD_{j,k} - MD_{j+1,k} + hV_{j+1,k} + (T_{j+1} + T_{j+1,k}^T) (-w_{j,k} + w_{j+1,k}) = 0 \quad (A.3)$$

for Joint j

$$V_{j,k} - V_{j+1,k} + Q_{j,k}^T + Q_{j,k}^A + Q_j + \frac{-R_{j-1} \theta_{j-1,k} + R_{j+1} \theta_{j+1,k}}{2h} + \frac{-C_{j-1} + C_{j+1}}{2h} - (S_{j,k}^N + S_j^S) w_{j,k} - \rho_j a_{j,k} - D_j^e v_{j,k} = 0 \quad (A.4)$$

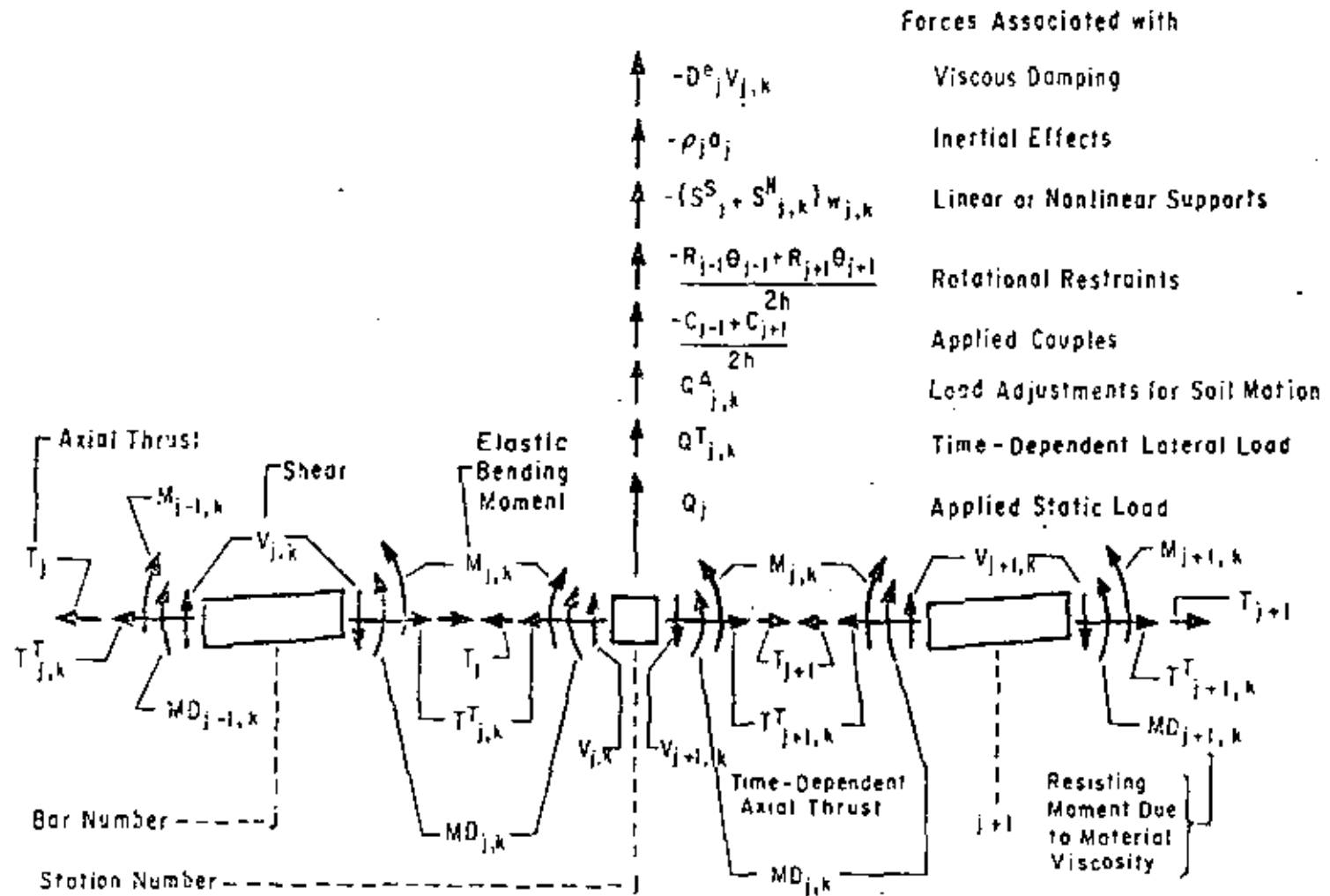


Figure A.1 Free-body diagram of a portion of the dynamic beam-column model (after Chan and Matlock, Ref 3). Additional forces, not shown here, arise from specified deflections and slopes.

and where

- $M_{j,k}$ is the bending moment at beam station j , and time step k (typical unit: inch \times lb)
- $MD_{j,k}$ is the bending moment due to internal beam damping at beam station j and time step k (typical unit: inch \times lb)
- $a_{j,k}$ is the instantaneous acceleration at beam station j and time step k
- $v_{j,h}$ is the instantaneous velocity at beam station j and time step k

Solving for the shears V_j and V_{j+1} in Eqs A.2 and A.3 and substituting into Eq A.4 and multiplying by h yields

$$\begin{aligned}
 & -M_{j-1,k} + 2M_{j,k} - M_{j+1,k} - MD_{j-1,k} + 2MD_{j,k} - MD_{j+1,k} - (T_j + T_{j,k}^T) \\
 & (-w_{j-1,k} + w_{j,k}) + T_{j+1} + T_{j+1,k}^T (-w_{j,k} + w_{j+1,k}) + hQ_{j,k}^T \\
 & + hQ_{j,k}^A + hQ_j + \frac{(-R_{j-i} \theta_{j-1,k} + R_{j+i} \theta_{j+1,k})}{2} + \frac{(-C_{j-1} + C_{j+1})}{2} \\
 & - h(S_{j,k}^N + S_j^S) w_{j,k} - h\rho_j a_{j,k} - hD_j^e v_{j,k} = 0 \quad (A.5)
 \end{aligned}$$

Based on the Crank-Nicolson implicit method formula, we can assume that the equation can be split and rearranged so that

$$\begin{aligned}
 M_{j-1} &= F_{j-1} \frac{1}{2h^2} \{w_{j-2,k-1} - 2w_{j-1,k-1} + w_{j,k-1} + w_{j-2,k+1} \\
 & \quad - 2w_{j-1,k+1} + w_{j,k+1}\}, \\
 M_j &= F_j \frac{1}{2h^2} \{w_{j-1,k-1} - 2w_{j,k-1} + w_{j+1,k-1} + w_{j-1,k+1} - 2w_{j,k+1} \\
 & \quad + w_{j+1,k+1}\},
 \end{aligned}$$

$$M_{j+1} = F_{j+1} \frac{1}{2h^2} \{w_{j,k-1} - 2w_{j+1,k-1} + w_{j+2,k-1} + w_{j,k+1} - 2w_{j+1,k+1} + w_{j+2,k+1}\}$$

$$MD_{j-1,k} = D_{j-1}^1 \frac{1}{2h^2 h^c} \{-(w_{j-2,k-1} - 2w_{j-1,k-1} + w_{j,k-1}) + (w_{j-2,k+1} - 2w_{j-1,k+1} + w_{j,k+1})\}$$

$$MD_{j,k} = D_j^1 \frac{1}{2h^2 h^c} \{-(w_{j-1,k-1} - 2w_{j,k-1} + w_{j+1,k-1}) + (w_{j-1,k+1} - 2w_{j,k+1} + w_{j+1,k+1})\}$$

$$MD_{j+1,k} = D_{j+1}^1 \frac{1}{2h^2 h^c} \{-(w_{j,k-1} - 2w_{j+1,k-1} + w_{j+2,k-1}) + (w_{j,k+1} - 2w_{j+1,k+1} + w_{j+2,k+1})\}$$

$$\theta_{j-1,k} = \frac{1}{4h} \{-w_{j-2,k-1} - w_{j-2,k+1} + w_{j,k-1} + w_{j,k+1}\},$$

$$\theta_{j+1,k} = \frac{1}{4h} \{-w_{j,k-1} - w_{j,k+1} + w_{j+2,k-1} + w_{j+2,k+1}\},$$

$$S_{j,k}^N = \frac{1}{2} \{S_{j,k-1}^N + S_{j,k+1}^N\},$$

$$a_{j,k} = \frac{1}{h^c} \{w_{j,k-1} - 2w_{j,k} + w_{j,k+1}\},$$

$$v_{j,k} = \frac{1}{2h_c} \{-w_{j,k-1} + w_{j,k+1}\},$$

$$w_{j-1,k} = \frac{1}{2} \{w_{j-1,k-1} + w_{j-1,k+1}\},$$

$$w_{j,k} = \frac{1}{2} \{w_{j,k-1} + w_{j,k+1}\},$$

$$w_{j+1,k} = \frac{1}{2} \{w_{j+1,k-1} + w_{j+1,k+1}\},$$

$$Q_{j,k}^T = \frac{1}{2} \{Q_{j,k-1}^T + Q_{j,k+1}^T\},$$

$$Q_{j,k}^A = \frac{1}{2} \{Q_{j,k-1}^A + Q_{j,k+1}^A\},$$

$$T_{j,k}^T = \frac{1}{2} \{T_{j,k-1}^T + T_{j,k+1}^T\},$$

and

$$T_{j+1,k}^T = \frac{1}{2} \{T_{j+1,k-1}^T + T_{j+1,k+1}^T\} \quad (\text{A.6})$$

Substituting Eq A.6 into Eq A.5 and rearranging the order, we obtain

$$\begin{aligned} & \left\{ F_{j-1} + \frac{D_{j-1}^i}{h_\tau} - \frac{hR_{j-1}}{4} \right\} w_{j-2,k+1} + \{-2(F_{j-1} + F_j) \\ & - \frac{2}{h_\tau} (D_{j-1}^i + D_j^i) - h^2 \{T_j + \frac{1}{2}(T_{j,k-1}^T + T_{j,k+1}^T)\}\} \\ & w_{j-1,k+1} + \{(F_{j-1} + 4F_j + F_{j+1}) + \frac{1}{h_\tau} (D_{j-1}^i + 4D_j^i \\ & + D_{j+1}^i) + h^2 \{T_j + T_{j+1} + \frac{1}{2} (T_{j,k-1}^T + T_{j,k+1}^T + T_{j+1,k-1}^T \\ & + T_{j+1,k+1}^T)\} + \frac{h}{4} (R_{j-1} + R_{j+1}) + \frac{h^3}{2} \{(S_j^S + S_{j,k-1}^N) \\ & + (S_j^S + S_{j,k+1}^N)\} + \frac{2h^3 \rho_j}{h_\tau^2} + \frac{h^3 D_j^e}{h_\tau} \} w_{j,k+1} + \{-2(F_j + F_{j+1}) \\ & - \frac{2}{h_\tau} (D_j^i + D_{j+1}^i) - h^2 \{T_{j+1} + \frac{1}{2}(T_{j+1,k-1}^T + T_{j+1,k+1}^T)\}\} \\ & w_{j+1,k+1} + \left\{ F_{j+1} + \frac{D_{j+1}^i}{h_\tau} - \frac{hR_{j+1}}{4} \right\} w_{j+2,k+1} \\ & = \left\{ \frac{4h^3 \rho_j}{h_\tau} \right\} w_{j,k} + \left\{ -F_{j-1} \frac{D_{j-1}^i}{h_\tau} + \frac{hR_{j-1}}{4} \right\} w_{j-2,k-1} \\ & + \{2(F_{j-1} + F_j) - \frac{2}{h_\tau} (D_{j-1}^i + D_j^i) + h^2 \{T_j + \frac{1}{2}(T_{j,k-1}^T \\ & + T_{j,k+1}^T)\}\} w_{j-1,k-1} + \{- (F_{j-1} + 4F_j + F_{j+1}) \} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{1}{h_c} \{D_{j-1}^i + 4D_j^i + D_{j+1}^i\} - h^2 \{T_j + T_{j+1} + \frac{1}{2}(T_{j,k-1}^T \\
& + T_{j,k+1}^T + T_{j+1,k-1}^T + T_{j+1,k+1}^T)\} - \frac{h}{4}(R_{j-1} + R_{j+1}) \\
& - \frac{h^3}{2} \{(S_j^S + S_{j,k-1}^N) + (S_j^S + S_{j,k+1}^N)\} - \frac{2h^3 \rho_j}{h_c^2} + \frac{h^3 D_j^e}{h_c} \} w_{j,k-1} \\
& + \{2(F_j + F_{j+1}) - \frac{2}{h_c} \{D_j^i + D_{j+1}^i\} + h^2 \{T_{j+1} + \frac{1}{2}(T_{j+1,k-1}^T \\
& + T_{j+1,k+1}^T)\} \} w_{j+1,k-1} + \{-F_{j+1} + \frac{D_{j+1}^i}{h_c} + \frac{hR_{j+1}}{4}\} \\
& w_{j+2,k-1} + h^3 \{(Q_{j,k-1}^T + Q_{j,k+1}^T) + (Q_{j,k-1}^A + Q_{j,k+1}^A) + 2Q_j\} \\
& + h^2 (-C_{j-1} + C_{j+1})
\end{aligned} \tag{A.7}$$

Collecting the terms and rearranging the order in Eq A.7, we obtain a dynamic implicit operator:

$$\begin{aligned}
& a_{k+1} w_{j-2,k+1} + b_{k+1} w_{j-1,k+1} + c_{k+1} w_{j,k+1} + d_{k+1} w_{j+1,k+1} \\
& + e_{k+1} w_{j+2,k+1} \\
& = c_k w_{j,k} + a_{k-1} w_{j-2,k-1} + b_{k-1} w_{j-1,k-1} + c_{k-1} w_{j,k-1} + \\
& d_{k-1} w_{j+1,k-1} + e_{k-1} w_{j+2,k-1} + f_{j,k}
\end{aligned} \tag{A.8}$$

where the coefficients of the unknown deflections w are

$$\begin{aligned}
a_{k+1} & = F_{j-1} + \frac{D_{j-1}^i}{h_c} - \frac{h}{4} R_{j-1} \\
b_{k+1} & = -2(F_{j-1} + F_j) - \frac{2}{h_c} (D_{j-1}^i + D_j^i) - h^2 \{T_j + \\
& \frac{1}{2}(T_{j,k-1}^T + T_{j,k+1}^T)\}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c_{k+1} &= F_{j-1} + 4F_j + F_{j+1} + \frac{1}{h_t} (D_{j-1}^i + 4D_j^i + D_{j+1}^i) \\
 &+ h^2 \{T_j + T_{j+1} + \frac{1}{2} (T_{j,k-1}^T + T_{j,k+1}^T + T_{j+1,k-1}^T \\
 &+ T_{j+1,k+1}^T)\} + \frac{h}{4} (R_{j-1} + R_{j+1}) + \frac{2h^3 \rho_j}{h_t^2} + \frac{h^3 D_j^e}{h_t} \\
 &+ \frac{h^3}{2} \{(S_j^S + S_{j,k-1}^N) + (S_j^S + S_{j,k+1}^N)\} \\
 d_{k+1} &= -2(F_j + F_{j+1}) - \frac{2}{h_t} (D_j^i + D_{j+1}^i) - h^2 \{T_{j+1} + \\
 &\frac{1}{2} (T_{j+1,k-1}^T + T_{j+1,k+1}^T)\} \\
 e_{k+1} &= F_{j+1} + \frac{D_{j+1}^i}{h_t} - \frac{h}{4} R_{j+1}
 \end{aligned}$$

and where the coefficients of previously computed deflections w are

$$\begin{aligned}
 c_k &= \frac{4h^3 \rho_j}{h_t^2} \\
 a_{k-1} &= -a_{k+1} + \frac{2D_{j-1}^i}{h_t} \\
 b_{k-1} &= -b_{k+1} - \frac{4}{h_t} (D_{j-1}^i + D_j^i) \\
 c_{k-1} &= -c_{k+1} + \frac{2}{h_t} (D_{j-1}^i + 4D_j^i + D_{j+1}^i) + \frac{2h^3 D_j^e}{h_t} \\
 d_{k-1} &= -d_{k+1} - \frac{4}{h_t} (D_j^i + D_{j+1}^i) \\
 e_{k-1} &= -e_{k+1} + \frac{2D_{j+1}^i}{h_t} \\
 f_{j,k} &= h^3 \{(Q_{j,k-1}^T + Q_{j,k-1}^A + Q_j) + (Q_{j,k+1}^T + Q_{j,k+1}^A + Q_j)\} + \\
 &h^2 (-c_{j-1} + c_{j+1})
 \end{aligned}$$

CONSIDERACIONES SOBRE UN MODELO DE MANTENIMIENTO ESTRUCTURAL DE PLATAFORMAS MARINAS METÁLICAS FIJAS.

En todos los elementos estructurales destinados a la industria, inmediatamente después de su construcción debe planearse su mantenimiento; ya que al entrar la industria en operación, empieza el deterioro de los mismos. En el caso de plataformas marinas, siendo una estructura fuera de la costa, este aspecto reviste una importancia vital; puesto que el ambiente marino tiene un ataque químico permanente sobre el metal de su construcción, y el oleaje y viento prácticamente siempre están presentes, esforzando la estructura de la plataforma; sin embargo, dada la complejidad para crear un modelo probabilístico, por medio del cual deducir el periodo de inspección más adecuado para el mantenimiento estructural de las plataformas, el criterio actual, se ha basado en consideraciones empíricas, que se ajustan por ensaye y error a cada tecnología, al ponerse en práctica el plan original.

En este trabajo se efectúan algunas consideraciones, a los conceptos para generar un modelo matemático probabilístico, que pueda optimizar el periodo de inspección, basado en la definición de confiabilidad estructural mediante la cual se obtiene la probabilidad de no falla, debido a la acción probable de las solicitaciones, sobre la resistencia probable de la estructura.

Este modelo pretende racionalizar los periodos de inspección, desde el punto de vista analítico, aunque para su aplicación práctica se requiere de estadísticas reales, tanto de los eventos máximos como de los regímenes de viento, oleaje, sismo, mareas y corrientes, y la distribución de probabilidad de la carga viva, de colisiones de barcos, de accidentes al operar las plataformas, etc., de los cuales se conoce al menos su naturaleza, por lo que es posible suponer su comportamiento, y efectuar posteriormente un ajuste en las distribuciones de probabilidad elegidas en la definición de los procesos aleatorios considerados en el modelo teórico.

JORGE LÓPEZ RÍOS

OSCAR VALLE MOLINA

Subdirección de Ingeniería
de Proyectos de Explotación
del IMP

INTRODUCCION

Las plataformas marinas metálicas fijas que se están instalando actualmente en la Sonda de Camarache, son de tipo tubular apoyadas en pilotes que

trabajan principalmente a fricción en los estratos superficiales del suelo, que está constituido en su mayoría por capas alternadas de arcilla y arenas de origen calcáreo.

La geometría típica de este tipo de estructu-

ras puede verse en la figura 1 y el concepto general de su trabajo cuando ya se encuentre instalada es el siguiente: Los pilotes reciben prácticamente toda la carga vertical proveniente de la superestructura constituida por las cubiertas de trabajo de la plataforma, estas cargas varían según el destino de la misma (compresión, enlace, habitacional, perforación, etc.). La función principal entonces de la subestructura, consiste en contraventear a los pilotes para que puedan ejercer correctamente su trabajo de transmitir las cargas verticales al suelo marino, por desgracia, todo este entramado reticular de contraventeo crea fuerzas al oponerse al paso libre del oleaje y las corrientes, siendo paradójicamente estas fuerzas, una de las solicitaciones más importantes en el diseño de la plataforma.

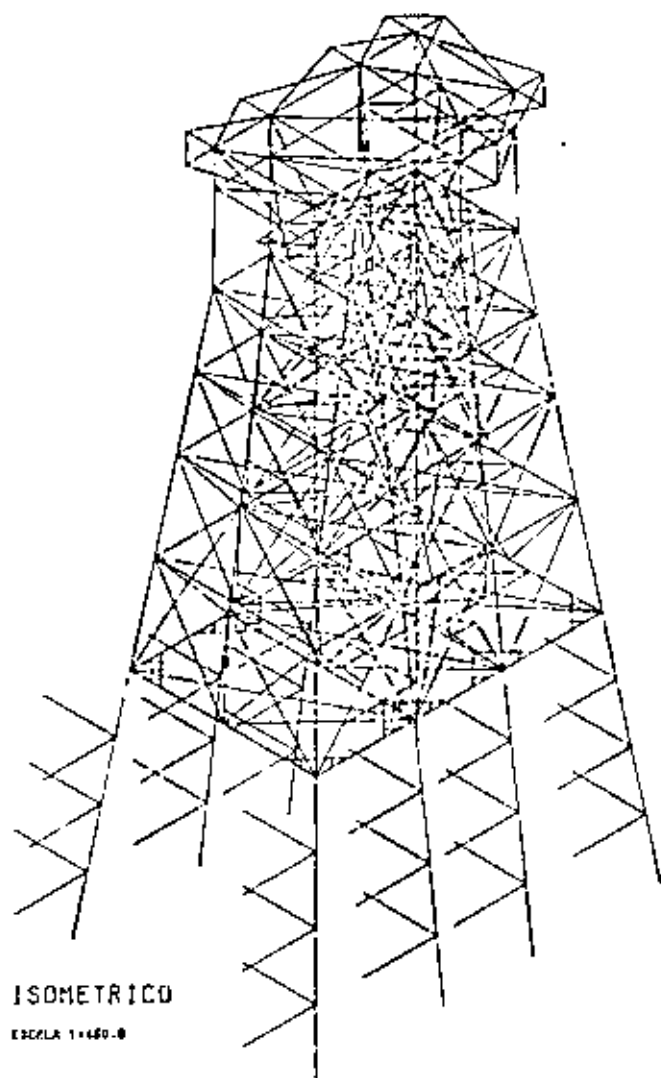


Fig. 1

Adicionalmente sobre la estructura pueden actuar otro tipo de solicitaciones, como son; mareas, viento y sismo para las cuales también deberá diseñarse la resistencia de la plataforma ya puesta en sitio.

El análisis y diseño de una plataforma marina del tipo mencionado, es realmente un problema complicado, ya que se requiere en el análisis de los pilotes de modelos no lineales de comportamiento del suelo; con el objeto de simular convenientemente su interacción con el pilote, se requiere adicionalmente tomar en cuenta la no linealidad geométrica de los pilotes o sean los efectos de segundo orden, ya que los pilotes tienen poco apoyo superficial en el suelo. El modelo empleado para el análisis de la estructura es lineal pero con muchos grados de libertad, del orden de unos 5 mil para un tirante de 40 m, por lo que es necesario fijar una estrategia numérica adecuada para su solución, tanto desde el punto de vista de aproximación como de manejo de memoria de la computadora.

El modelo del sistema estructural empleado para la predicción del comportamiento, sólo trata de acotar el máximo esfuerzo y garantizar que no pase de un cierto valor permisible dentro de un comportamiento elástico lineal para que no existan esfuerzos residuales que hagan decrecer progresivamente la resistencia de la plataforma.

Sin embargo, la combinación de solicitaciones tiene un carácter aleatorio y siempre existe una probabilidad finita de que el valor escogido de solución sea excedido o sea, que siempre exista un riesgo de falla, ya que una estructura diseñada para no fallar debe tener una resistencia infinita.

De acuerdo a lo anterior y atendiendo a la naturaleza aleatoria de todas las solicitaciones, podemos plantear algunos modelos de predicción para cada una de ellas.

Carga Vertical Muerta.— Este tipo de carga varía poco, dado que las secciones propuestas en el diseño tienen poca tolerancia y un buen control de calidad.

Para representar esta solicitación, pensamos que es conveniente representarla con una distribución que no tenga valores negativos como puede ser la gama de dos parámetros; sin embargo, en caso de simplificación el peso muerto puede manejarse como una variable determinística.

Carga Vertical Viva.— Este tipo de solicitación

al igual que la anterior puede considerarse como variable aleatoria independiente del tiempo y sus valores varían de cero a infinito teóricamente, por lo que también puede ajustarse a un modelo de distribución de probabilidades tipo gama. El tratamiento que puede ejercerse en su modelación es separar las cubiertas en zonas que tengan diferentes distribuciones, para luego obtener las distribuciones de probabilidad resultantes de las fuerzas internas en cada miembro para aplicar el concepto de falla.

Olaaje, Viento y Sismo. — Estos fenómenos se pueden representar convenientemente mediante procesos estocásticos, ya que la probabilidad de ocurrencia tiene que ver directamente con el tiempo, y su distribución varía respecto a esta variable, por lo que se acostumbra asociar sus valores con periodos de recurrencia o de retorno. Este tipo de sollicitación se puede representar mediante un proceso generalizado de Poisson.

Para integrar nuestro modelo veamos qué se entiende por confiabilidad estructural; este concepto se refiere a la probabilidad de no falla de los elementos estructurales, comparando lo que llamaremos la acción contra lo que llamaremos la resistencia (Figs. 2, 3 y 4), es decir, en términos probabilísticos si X es la variable aleatoria llamada acción y Y es la variable aleatoria llamada resistencia; la confiabilidad es $P(Y < X)$ o bien si se obtiene otra variable aleatoria Z tal que si la diferencia $Z = Y - X$, la confiabilidad será: $P(Z > 0)$ o bien si se tienen las distribuciones acumuladas de probabilidad en el punto donde se igualan, es el valor de la confiabilidad. En el caso de procesos estocásticos, las distribuciones van variando respecto al tiempo y suponiendo que no hubiera mantenimiento, el fenómeno sería como aparece en las figuras 5, 6, 7 y 8. El complemento aritmético de la confiabilidad es la probabilidad de falla del sistema ante la acción, a la cual se le llama el riesgo, es decir:

$$R (\text{riesgo}) = 1 - C (\text{Confiabilidad})$$

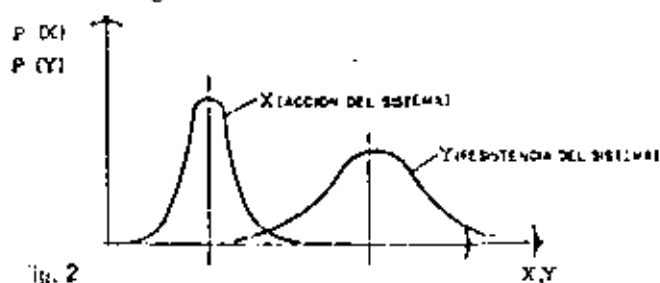


Fig. 2

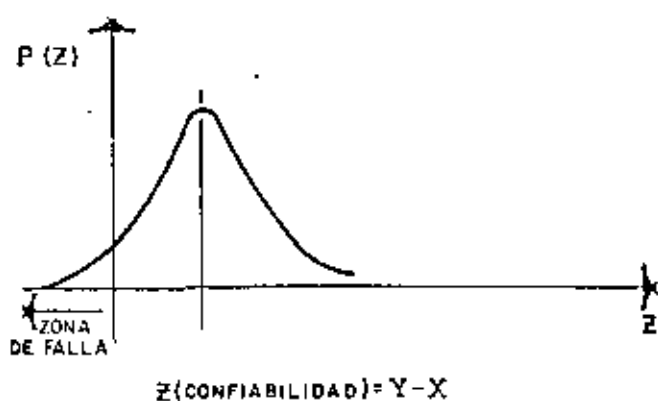


Fig. 3

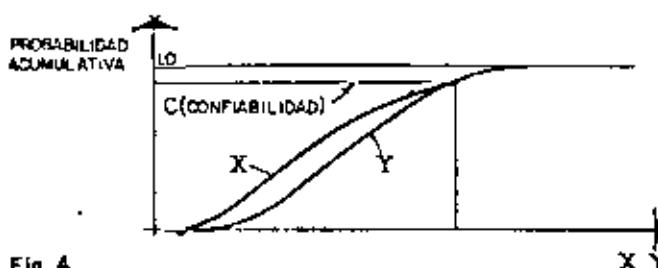


Fig. 4

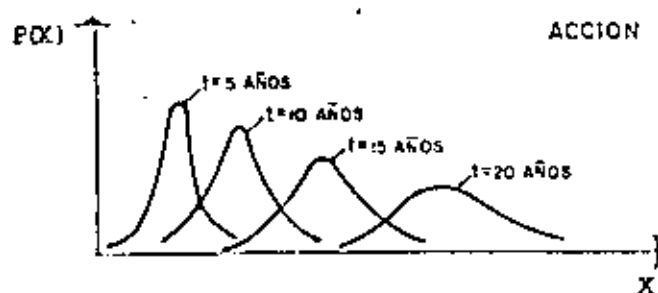


Fig. 5

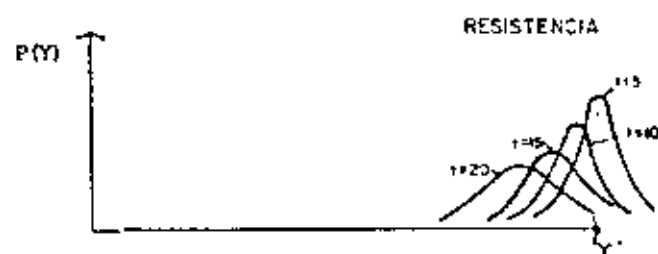


Fig. 6

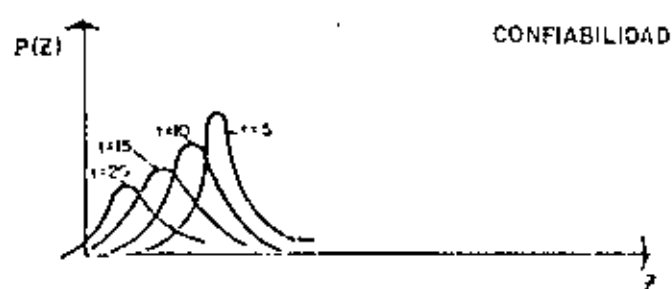


Fig. 7

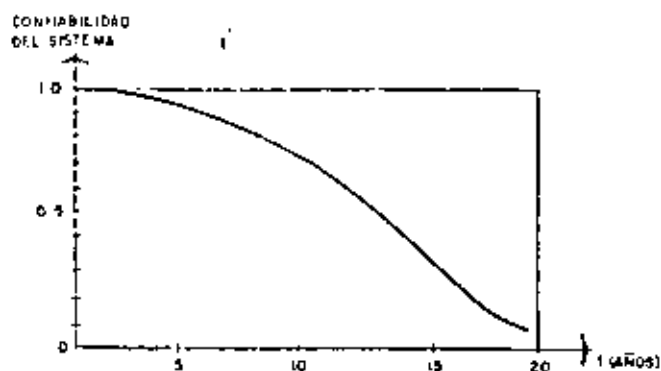


Fig. 8

El concepto de falla, se puede fijar en el modelo matemático de comportamiento, a nivel estructural, el cual puede ser definido de acuerdo a criterios como:

- El esfuerzo en los miembros, no debe rebasar el límite de fluencia, para evitar esfuerzos residuales que puedan provocar fallas con un alto número de ciclos.
- La plastificación total de una sección transversal de algún miembro.
- La generación de un número suficiente de articulaciones plásticas que provoquen un mecanismo cinemáticamente inestable.
- Cualquier caso intermedio de los anteriormente descritos.

Siendo la única falla realmente catastrófica la que se enlista en el tercer lugar.

Los modos de falla de las estructuras destinadas a las plataformas marinas durante operación pueden clasificarse como:

- fallas debidas a diseño.
- fallas debidas a fabricación.
- fallas debidas a transportación, lanzamiento y montaje.
- fallas debidas a accidentes por colisión de barcos.
- fallas debidas a mala operación.
- fallas por oleaje y vientos extraordinarios.
- falla por sismo.
- falla por corrosión.
- falla por fatiga.

En todos estos casos, deberá analizarse qué cri-

terio deberá seguirse para obtener una optimización económica para su mantenimiento preventivo, ya sea actuando cada acción por separado o bien en conjunto para ocasionar la falla.

Un criterio conveniente para medir el grado de mantenimiento necesario y uniformizarlo, es que para cualquier evento considerado, la confiabilidad debe ser constante; esto quiere decir por ejemplo, que si la estructura de una plataforma marina tiene una confiabilidad de 0.999 cuando está sujeta al evento oleaje + viento, deberá tener la misma confiabilidad de 0.999 cuando está sujeta al evento oleaje + viento + sismo si se ha fijado un cierto tiempo de recurrencia para tales eventos y además no están correlacionados entre sí como pueden ser los anteriormente citados de oleaje + viento y sismo.

Con este criterio trataremos de integrar adecuadamente nuestro modelo de predicción para obtener los periodos y calidad de inspección para el mantenimiento preventivo.

Vayamos tratando de cuantificar cada concepto de falla indicado con anterioridad.

Falla por Diseño.— Este tipo de falla es difícil de prever, ya que no necesariamente la magnitud de los errores numéricos tienen que ver con las consecuencias en la estabilidad de la estructura, este tipo de falla se reduce a un mínimo mediante la certificación del análisis y diseño del proyecto.

Falla por Fabricación.— Este tipo de falla se puede tipificar perfectamente muestreando los elementos más importantes del sistema, así como sus soldaduras en sus juntas y por métodos no paramétricos, obtener resultados de sus distribuciones probabilísticas de resistencia. Es importante mencionar que un buen control de calidad en patio, redundaría obviamente en un mantenimiento más económico en operación, ya que cualquier tipo de inspección en mar es mucho más costosa que en patio.

Falla por Transportación, Lanzamiento y Montaje.— Respecto a este tipo de eventos el personal de Det Norske Veritas, ha hecho modelos aleatorios para el Mar del Norte, que toman en cuenta el estado probable del mar para obtener la confiabilidad del éxito de la maniobra, sin embargo, en el Golfo de México existe una temporada, la de invierno en la cual los nortes son mucho más frecuentes que el resto del año, por lo que debería adaptarse

al modelo a nuestras condiciones locales

Las fallas más comunes serían, un lanzamiento inapropiado, una flotación inadecuada, una maniobra de izaje mal efectuada o bien pilotear la plataforma parcialmente, debido a mal tiempo, etc., es de suponerse que las distribuciones de probabilidad en operación, serán condicionales relativas a la falla previa de transportación, lanzamiento y montaje.

Falla Debidas a Accidentes por Colisión de Barcos.— Este tipo de accidentes dependen altamente de las condiciones locales de la zona de plataformas, como son su localización relativa, el tránsito naval, la visibilidad bajo condiciones atmosféricas adversas, las ayudas electrónicas a distancia, el equipo de navegación del barco, el rastreo de barcos desde tierra, etc., con las cuales si se conocieran pudiera obtenerse un modelo aleatorio que predijera a nivel de probabilidades el evento de colisión de un barco sobre una plataforma.

Fallas Debidas a Mala Operación.— Este tipo de fallas algunas veces resultan catastróficas y existe potencialmente todo grado de ellas con cierta distribución de probabilidades características que puedan ajustarse a un proceso estocástico si se quiere la magnitud y su número respecto al tiempo. Como es difícil catalogar las fallas y su magnitud, puesto que dependen del tipo de plataforma el modelo matemático resulta complicado, sin embargo, ya clasificadas las áreas de las plataformas según su destino es posible etiquetarlas y obtener un modelo con un grado de dificultad aceptable.

Fallas Debidas a Viento, Oleaje y Sismo.— Cualquier sollicitación de este tipo es un proceso estocástico en el cual intervienen la magnitud y número de eventos relacionados con el tiempo, es decir, que para un tiempo seleccionado existe una probabilidad determinada de que el número de eventos sea igual o mayor que n y que éstos sean mayores o iguales a m , este tipo de distribuciones discretas en n y continuas en m se muestran en las figuras 9 y 10 parametrizadas respecto al tiempo. El número de eventos tiene importancia cuando la estructura sale del límite elástico y siempre existirá un evento con el cual sucede esto, ya que las especificaciones siempre marcarán eventos relativos a un cierto periodo de recurrencia por ejemplo: cien años. El problema relativo al comportamiento de la estructura para eventos fuera del periodo de recurrencia especificado es bastante complicado, ya que entran

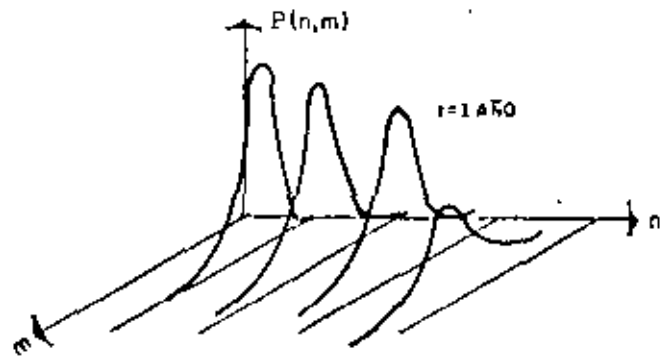


Fig. 9

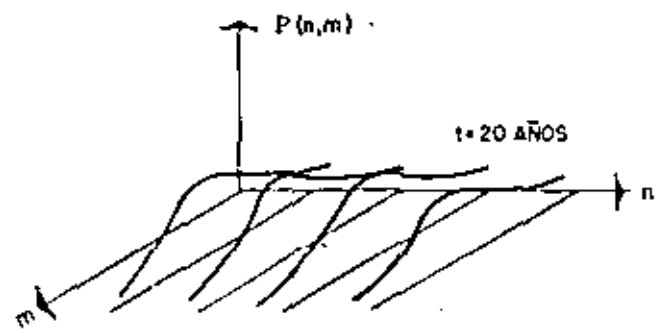


Fig. 10

conceptos tales como: colapso incremental, falla con un número bajo de ciclos o bien adaptación en los cuales ya no sólo se buscan cotas superiores de esfuerzos, sino que tienen que ver las trayectorias que sufren los esfuerzos en su espacio de representación. Para simplificar el problema en este planteamiento se considerará que en nuestro problema no interviene el número de eventos, considerando, únicamente su magnitud. Ahora bien para el planteamiento de conjunto se considerará que el fenómeno viento y oleaje siempre se presenta simultáneamente y que otro evento por separado es el sismo y que además pueden obtenerse las probabilidades del evento viento + oleaje-sismo y obtener con ellas la confiabilidad si se cuenta con un estudio de riesgo sísmico del lugar o bien en su vecindad.

Fallas por Corrosión.— Se puede afirmar que cualquier tipo de falla estructural puede estar propiciada por corrosión, de ahí la importancia vital de obtener una buena protección catódica en la estructura; este concepto puede manejarse desde el punto de vista de probabilidades mediante distribuciones que se ajusten a las estu-

dísticas existentes aunque no hay mucha información al respecto.

Fallas por Fatiga.— Este tipo de falla de hecho no existe para la Sonda de Campeche, debido al tipo de oleaje que se presenta, pero si existen grietas que progresan por tal efecto, es necesario considerar la eventualidad de tal fenómeno, basándose en el control de calidad de fabricación en patio del cual dependerá la distribución de probabilidades de la existencia de grietas ya en operación de la plataforma.

Discutidos brevemente los modos de falla de las estructuras de las plataformas, es conveniente establecer la integración del modelo matemático que normará el mantenimiento preventivo, para lo cual es necesario establecer ciertas hipótesis:

1. La inspección de la estructura de las plataformas, se ha diseñado para conseguir información confiable dentro de ciertos límites que pueden ser obtenidos mediante alguna distribución de probabilidades para tomar decisiones sobre la forma de efectuar el mantenimiento preventivo y correctivo si es necesario.
2. El efectuar la reparación propuesta y verificar su efectividad, supone que la confiabilidad del sistema llega nuevamente a uno, ya que esta confiabilidad es una probabilidad condicional.
3. Después de eventos extraordinarios de viento + oleaje-sismo, deberá inspeccionarse la estructura de la plataforma para conocer su estado y tomar las medidas del caso. La magnitud de lo que puede llamarse evento extraordinario debe fijarse también en función de la confiabilidad del sistema estructura.

De acuerdo a esto, el criterio de periodos de inspección se fijará en función de la confiabilidad del sistema como aparece en las figuras 11 y 12.

En la figura 11, se muestra el criterio para seleccionar los tiempos de inspección, dado que se quiere obtener una confiabilidad mínima. En la figura 12, se muestra cómo pueden variar los periodos de inspección de acuerdo a curvas de con-

fiabilidad, que representan mayor o menor control de calidad en el patio de fabricación.

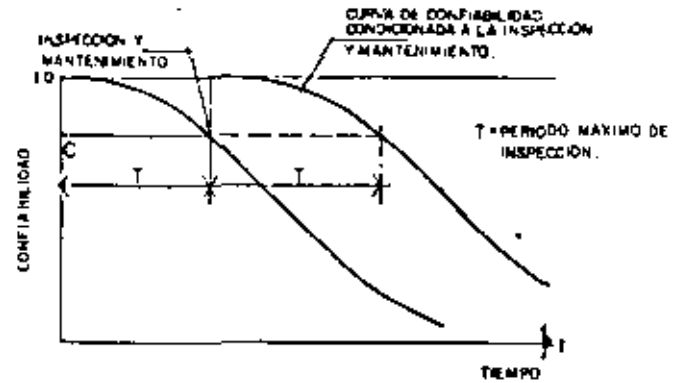


Fig. 11

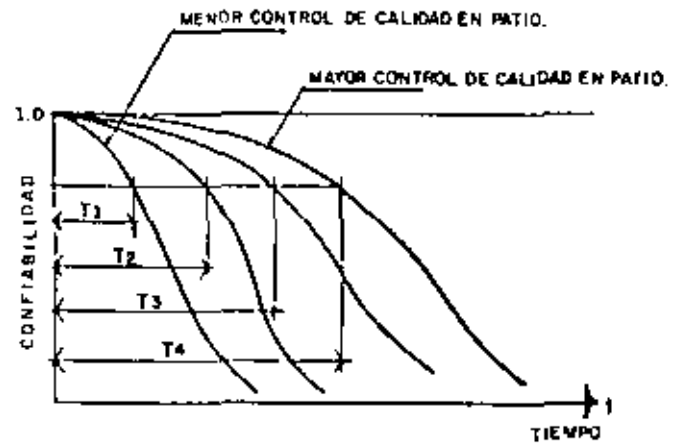


Fig. 12

Como la confiabilidad representa una probabilidad condicionada a la inspección, su valor deberá partir de uno cada vez que se efectúe una de ellas; sin embargo, se puede proponer un periodo de inspección tentativo si se considera que existen posibilidades de falla cada vez que se presente un evento de cierta magnitud, como puede ser: sismo, viento + oleaje o algún accidente de importancia, el modelo de deterioro continuo sólo debe tomar en cuenta los eventos menores a la magnitud de falla y cuando se logre igualar aproximadamente el periodo de inspección, debido al valor de la confiabilidad con el lapso promedio de inspección obligado por la situación de falla, se habrá llegado a la solución respecto a periodos de inspección. Esto se muestra en las figuras 13 y 14.

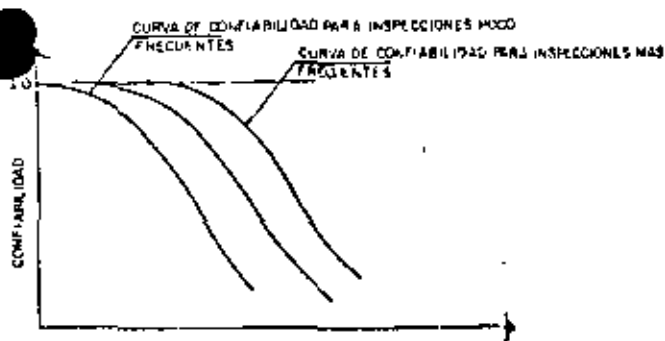


Fig. 13

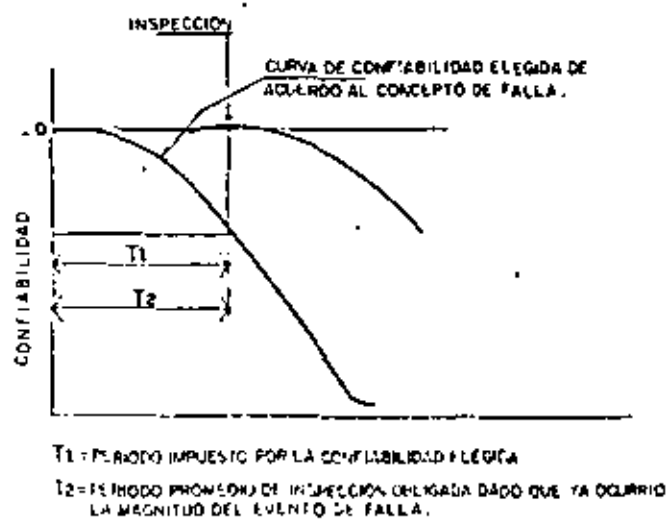


Fig. 14

Dado que el modelo teórico matemático que puede representar al fenómeno con todas sus variables aleatorias es bastante complicado, se puede recurrir a una simulación numérica mediante técnicas tipo Monte Carlo y obtener resultados lo suficien-

temente bien aproximados si se conocen perfectamente bien los parámetros que definen las distribuciones de probabilidad de dichas variables.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Se ha establecido que la única forma racional de determinar el periodo de inspección de una plataforma es mediante una decisión basada en el riesgo de falla relativa al tiempo.
2. De acuerdo al inciso anterior, se ha establecido un criterio de igual confiabilidad para determinar el periodo de inspección de acuerdo a la definición de falla que se haya establecido. Este criterio es sólo una sugerencia aunque puede haber otros más sofisticados como un estudio costo-beneficio a nivel global.
3. Para que el resultado de la simulación sea realista, se requiere que toda la información estadística respecto a la cual se hace el ajuste del modelo probabilístico elemental sea amplia y verídica, como esto no es posible cuando se empieza a aplicar el mantenimiento, tal es el caso de la Sonda de Campeche, que de alguna manera puede hacerse comparaciones con fenómenos físicos similares y obtener una adaptación de la tecnología extranjera a nuestro medio.
4. Con el fin de poder tener versatilidad en el modelo matemático, es necesario que se efectúe el modelo de simulación numérico ya mencionado con el cual puedan efectuarse estudios paramétricos de comportamiento y poder optimizar las funciones objetivo que se deseen.

3er SIMPOSIO NACIONAL DE ESTRUCTURAS METALICAS
GUADALAJARA JALISCO OCTUBRE DE 1982.

ANALISIS DE PLATAFORMAS MARINAS METALICAS FIJAS

- (*) Jorge López Ríos
- (*) Oscar Valle Molina

Introducción.-

El desarrollo de la tecnología para analizar y diseñar plataformas marinas en México, ha sido producto de los últimos cuatro años; dada la necesidad de explotación de petróleo que tiene nuestro país de efectuarle en la Sonda de Campeche.

Esta rápida implementación de la tecnología en nuestro medio es una buena demostración de la adaptación, de la versatilidad, y de la preparación que tienen los Ingenieros Mexicanos, ya que en el Instituto Mexicano del Petróleo, durante el desarrollo y la aplicación de esta tecnología, no ha tenido asesoría en ninguna de sus etapas, y le han certificado el análisis y diseño de tres proyectos de plataformas para diferentes usos; de compresión, de enlace y habitacional por la compañía Det. Norske Veritas, la cual de

- (*) Subdirección de Ingeniería de Proyectos de Explotación I.M.P.

hecho certificó la tecnología desarrollada en el Instituto.

En este trabajo, se intenta hacer un resumen de la tecnología estructural desarrollada hasta la fecha en el IMP, de las plataformas metálicas fijas para tirantes promedio de 50 m., y de los trabajos de investigación que quedan por hacer para complementar la tecnología, así como una breve descripción de las nuevas tendencias estructurales, para tirantes de agua mayores que posiblemente haya que abordar a corto plazo, dado que hasta la fecha, no se ha encontrado un buen sustituto energético del petróleo desde el punto de vista económico.

Los comentarios de los temas mencionados se efectuarán en dos partes, la primera análisis y diseño en sitio, y la segunda; análisis y revisión de diseño durante instalación y montaje.

Se ha seleccionado este enfoque, con el objeto de hacer énfasis en la estrecha relación que existe entre los procedimientos constructivos, el lanzamiento y el montaje, con la estructuración que tendrá la plataforma ya puesta en sitio durante su vida útil. Esta relación en algunos casos ha dado por resultado que la estructuración definitiva de la sub-estructura ha sido decidida por el lanzamiento y flota ción de la misma y no por la optimización de los miembros para resistir las solicitaciones ambientales y de operación en sitio.

PRIMERA PARTE.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE PLATAFORMAS MARINAS PARA SOLICITACIONES EN SITIO

El análisis y diseño de una plataforma marina metálica fija sigue aproximadamente un diagrama de bloques como aparece - en la fig. 1, y del cual iremos comentando cada concepto a lo largo de esta primera parte del artículo, titulado Análisis y Diseño en sitio.

Comentarios sobre solicitaciones.-

Todo proyecto estructural de tipo industrial se inicia estableciendo su alcance y sus bases de diseño, en los cuales, - deberán ponerse claramente el destino de la estructura, su uso, y su operación, así como los estudios preliminares con que se cuenta y su validación respecto al pronóstico que - establezcan, ya que con estos datos, puede hacerse una estimación de la confiabilidad que vaya a tener la estructura, durante su vida útil.

En el caso específico de las plataformas marinas metálicas-fijas, existen mayor número de solicitaciones aleatorias que en el caso de estructuras construidas en tierra, por lo que es necesario profundizar más respecto al conocimiento de --

evaluación de riesgo estructural, lo que se logra mediante el planteamiento de modelos probabilísticos, cuya implementación ha sido lenta, debido a su complejidad; sin embargo existen algunos modelos simples, que puedan dar información suficiente para toma de decisiones. Debido a que en la mayoría de los casos los datos se obtienen con cierta incertidumbre, los parámetros de diseño como pueden ser los correspondientes a la determinación del oleaje del viento y del sismo se deben dar del lado de la seguridad ya que estos son los efectos dominantes en el diseño; no obstante es necesario por un lado, efectuar una recopilación permanente de información oceanográfica, mediante campañas periódicas que en algunos casos ya se ha procedido a efectuar y por otro lado para el sismo se ha concluido un estudio de riesgo sísmico, a nivel de la Sonda de Campeche. Es importante hacer notar que la mentalidad de coeficientes de seguridad, es difícil de cambiar por la de modelos probabilísticos, debido a que hay que aceptar la idea, de que el riesgo estructural este presente durante toda la vida útil de la estructura, sin embargo este enfoque representa mejor a la realidad. El substituto más inmediato de la técnica probabilística, ha sido el elaborar una tabla de combinaciones de solicitaciones, cuyos valores depende del criterio de cada especialista, sin embargo efectuando una revisión de algunas de estas tablas los coeficientes y combinaciones de cargas aproximadamente coinciden. No obstante ~

se debe insistir en que el enfoque más racional, es construir un modelo integral de estructura-solicitaciones, para el análisis de confiabilidad estructural.

Comentarios sobre estructuración y modelación.-

Las plataformas marinas metálicas fijas, son en general estructuras muy complejas desde el punto de vista estructural, debido al número de miembros que la componen y que para obtener buenos resultados, el tratamiento debe ser 3D - lo cual representa seis grados de libertad por nudo, siendo comunes sistemas con 5000 a 7000 grados de libertad. Al pensar en la magnitud del sistema por resolver, surgen varias preguntas, referentes a la selección de la estrategia más conveniente, para resolver el problema numérico, que debe tomar en cuenta la optimización de la utilización de la memoria central de la computadora, del manejo de la memoria periférica, del número de operaciones, del ancho de banda del sistema, etc., que a final de cuentas redundan en la reducción del tiempo total consumido por la computadora, así como en la precisión de los resultados.

El programa generado en el Instituto para el análisis de las plataformas, se ha estructurado basándose en el método de eliminación Gaussiano que tiene varias ventajas como --

pueden ser que el proceso numérico es bastante estable, lo cual está demostrado teóricamente y prácticamente que las variables se trabajan en precisión simple (ocho dígitos en la computadora UNIVAC serie 1100 modelo 62 del Instituto), que el proceso permite sobre la marcha efectuar condensaciones a los grados de libertad deseados y que el consumo de tiempo de ejecución tiene que ser principalmente en el manejo de la memoria periférica y la reducción del ancho de banda mediante una remuneración interior de los nudos.

El programa de análisis general de plataformas generado en el Instituto, está estructurado en forma integral de acuerdo en la fig. 2, en la cual se muestran las subrutinas que lo componen y a continuación se describen brevemente sus resultados y la filosofía de su desarrollo:

El programa de análisis de plataformas, se enfocó desde el principio al objetivo de resolver integralmente el análisis de la plataforma, y de un primer paso de la revisión del diseño de los miembros que la componen, para obtener con la fórmula de interacción, números muy sencillos fáciles de procesar, ya que es difícil obtener información inteligible, de un número tan grande de miembros estructurales, que de una idea clara de la situación global de toda la estructura. Las facultades más sobresalientes del pro-

gramas son: la simulación del paso del oleaje sobre la plataforma en una dirección previamente elegida, y para cada posición de la misma determinada en fracciones de período, y como resultado se obtienen los elementos mecánicos sobre cada miembro, existiendo la posibilidad de elegir la teoría de oleaje más conveniente, de acuerdo a las condiciones locales del sitio de localización de la plataforma, transformando el empuje dinámico del agua, a fuerzas estáticas mediante las ecuaciones de Morison.

La modelación de la estructura, tiene ciertas características dignas de ser comentadas. La más importante consiste en la descripción de las uniones de las diferentes partes de la plataforma, y de la cuales en primer lugar se puede decir, que el apoyo de la estructura de las cubiertas de la plataforma en los pilotes, es prácticamente directa, debido a que el único apoyo continuo con la subestructura es el que se encuentra en la cabeza del pilote, el resto de apoyos del pilote en las piernas de la subestructura, son simples contactos entre las placas de guía y el cuerpo del pilote, los cuales se deben caracterizar como apoyos no lineales, sin embargo se ha efectuado un estudio paramétrico del efecto que estos apoyos intermedios en el comportamiento del conjunto sin eliminar el apoyo inferior en donde necesariamente la subestructura hace contacto con el pilote y la conclusión del mismo es que su eliminación tiene

poca transcendencia para los resultados.

En segundo lugar, aparece la simulación de apoyo de los pilotes en el suelo, cuyo comportamiento se tiene que definir como no-lineal, si realmente se pretende obtener alguna información del comportamiento del pilote en conjunto con la estructura, respecto a fuerzas y a deformaciones.

Como el programa implementado resuelve solamente sistemas lineales, los resortes representativos del suelo para los apoyos laterales y longitudinales del pilote se consideran lineales para el proceso de análisis, con la característica de tener una rigidez adecuada para cada una de las sollicitaciones; es decir que para analizar condiciones de torques, los resortes tienen una rigidez diferente a la que se considera para condiciones de operación, y también se consideran diferentes rigideces para el análisis sísmico. La rigidez asignada a cada resorte, se basa en el nivel de deformaciones que se asocia a cada sollicitación.

Comentarios sobre el análisis no lineal de pilotes.

Los elementos más importantes para la estabilidad de una plataforma marina fija son los pilotes, ya que por un lado solo tienen un punto de apoyo rígido en la subestructura (jacket) y la estructura de las cubiertas y por otro lado el resto de apoyo del pilote en la tierra son libres y es-

to significa que no existen muchos recursos de reserva de trabajo fuera del rango elástico, debidas a la hiperelasticidad, por lo que su dependencia es directa del apoyo en el suelo; este argumento y el de que los suelos unicamente están bien representados con un comportamiento no lineal, hicieran que se le prestara mayor atención a la tecnología de estos elementos, y se desarrollaran métodos más empíricos prácticos para el análisis de los mismos.

Adicionalmente, debido a las altas fuerzas existentes que actúan sobre los pilotes, ya que parte del cortante horizontal basal se transforma en este tipo de fuerzas, se introdujo dentro de la técnica usual de pequeñas deformaciones, el análisis de segundo orden, que en la mayoría de las veces el efecto P-Δ gobierna el diseño del pilote en lo correspondiente a su parte superficial.

Se ha integrado un modelo para la interacción de pilotes y estructuras, mediante dos opciones, la primera la de condensar todos los grados de libertad de la superestructura y subestructura en la interfase al nivel del suelo marino, a los pilotes y efectuar un proceso no lineal en el sistema acoplado de pilotes, para comparar los resultados respecto al procedimiento descrito anteriormente, y la segunda opción suponer un movimiento de cuerpo rígido a todo el conjunto de elementos que constituyen la subestructura de la plataforma, y efectuar un proceso no

línea incremental, en los pilotos. El resultado final de la comparación fue satisfactoria y esto validó las hipótesis simplificadoras utilizadas en la aproximación lineal. En base a todo este problemático no lineal, y dado que el comportamiento depende del nivel de cargas, se ha intentado de alguna manera definir, lo que pudiera concebirse como carga crítica en pilotos, para sensibilizar el diseño a este tipo de acciones.

Comentarios a la revisión de análisis por fatiga.

El nivel de esfuerzos provocado por el oleaje, el espectro de potencia del oleaje adoptado para la Sonda de Campanche, así como la estadística presentada por los consultores de estudios ambientales, conducen a la conclusión de que para el diseño contra fatiga de un gran número de ciclos, las estructuras en la Sonda de Campanche, no tienen problemas al respecto, sin embargo esto se ha verificado de una manera determinística, mediante aplicación al análisis de la estadística presentada en los estudios ambientales, de la zona de plataformas de la Sonda de Campanche.

Comentarios sobre la revisión de miembros y juntas para diseño.

Respecto a la revisión que se efectuó para determinar -

la situación estructural de los miembros y juntas críticas, el criterio empleado es el que establece el reglamento del API mediante el cual, se obtienen los esfuerzos en los "puntos calientes" de la soldadura, que corresponden a los de mayor esfuerzo, con los cuales debe revisarse el diseño. En este sentido y para aplicar el reglamento fue necesario desarrollar algunos conceptos principalmente geométricos, como son el desarrollo de soldaduras, y el crear programas para generación automática de mallas de elementos finitos triangulares, para el análisis de esfuerzos en la intersección de tubos. Es muy importante señalar que para tener plena conciencia de la evaluación de nuestra tecnología, es necesario efectuar pruebas directas a modelos o prototipos, empleando tubos representativos de las técnicas de soldadura empleadas en campo.

Comentarios sobre el desarrollo de la tecnología estructural hacia aguas profundas.

Como la tendencia mundial en la explotación del petróleo, es irse a aguas cada vez más profundas es necesario en un trabajo como este, efectuar algún comentario al rededor de este tema, para de alguna manera se puedan tomar algunas previsiones, para resolver el problema de acuerdo a nuestros recursos tecnológicos y facilidades de construcción existentes en nuestro país. El comentario que interesa en nuestro caso, es el relativo -

a la tecnología estructural, que se está desarrollando para resolver el problema de apoyo, a las instalaciones de explotación del petróleo. Se puede decir que las soluciones propuestas se pueden definir en cuatro tipos principales.

- 1).-Estructuras rígidas apoyadas directamente en el suelo marino.
- 2).-Estructuras del tipo de torres articuladas apoyadas en el suelo marino.
- 3).-Estructuras flotantes ancladas mediante cables y anclas o pilotes al suelo marino.
- 4).-Barcos de posicionamiento dinámico.

De una manera burda, se puede decir que estas soluciones cubren ciertos rangos de profundidades de agua, sin que esto sea categórico, ya que lo que se menciona a continuación es sólo una tendencia.

Tipo de estructura	Rango de profundidad (en m.)
1	hasta 300
2	300 900
3	900 2000
4	mayor de 2000

Es evidente el reto que representa para los ingenieros estructuristas de nuestro país la adquisición de cualquiera de las tecnologías mencionadas, para tirantes mayores de los que hasta ahora se están utilizando en la Sonda de Campeche, lo cual queda ilustrado a través de las palabras que dijeron los diseñadores norteamericanos, de la plataforma Cognac que se instaló en el Golfo de México con profundidad de 300 m.

"En este tipo de estructuras ningún efecto puede ser considerado como estático"

Conclusiones y Recomendaciones de la primera parte.

1.- En el Instituto Mexicano del Petróleo se ha desarrollado toda la tecnología de plataformas marinas de acero fijas sin asesoría extranjera, lo que establece un antecedente de la capacidad de los ingenieros estructuristas mexicanos.

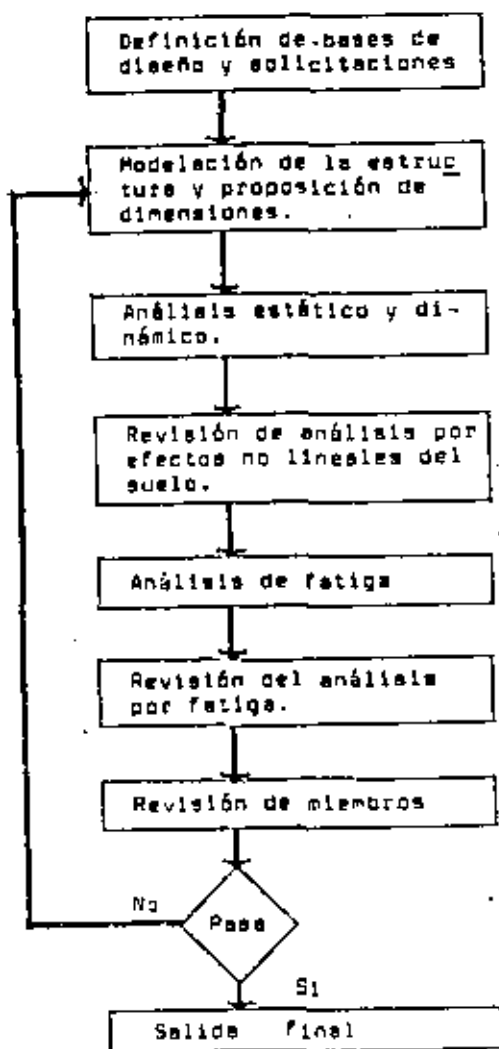
2.- Es necesario estar replanteando constantemente las bases y procedimientos de análisis y diseño de las plataformas para permanecer actualizados respecto a las tendencias a nivel mundial.

3.- Es necesario establecer lineamientos generales nacionales en lo que respecta a estudios preliminares, modelación de plataformas para análisis y reglamentación de diseño con el fin de obtener proyectos estructurales con un alcance uniforme y una tecnología adecuada.

4.- Se recomienda instrumentar los puntos y secciones de las plataformas que se consideren convenientes para obtener información respecto al comportamiento de las estructuras en la realidad y obtener la retroalimentación necesaria para calibrar nuestros modelos de análisis.

5.- Es necesario que se lleve a cabo una investigación permanente respecto al avance de la tecnología en aguas profundas con el fin de estar informado respecto a su aplicación en México tanto en análisis y diseño como en construcción.

Diagrama de bloques de análisis y diseño en sitio de plataformas marinas metálicas fijas.



INSTALACION DE PLATAFORMAS MARINAS DE ACERO.

INTRODUCCION.

La estructura de una plataforma está formada principalmente de tres partes; como se muestra en la Fig. 1, las cuales son:

1. Subestructura
2. Superestructura
3. Pilotes

El diseño de la estructura, se efectúa considerando las diferentes solicitaciones de carga a las cuales estará sujeta desde su fabricación hasta su operación, en la Fig. 2 se muestran las principales solicitaciones:

1. Transporte
2. Instalación
3. Oleaje
4. Viento
5. Sismo
6. Cargas de equipos en operación

Es importante mencionar que estas solicitaciones, tienen mayor o menor efecto en toda la estructura o en alguna de sus partes que la componen. Y es la intención de esta parte, presentar el análisis estructural y de comportamiento de la subestructura y superestructura durante la instalación; haciendo la aclaración que lo referente a los pilotes es de tal magnitud, que merece un tratamiento aparte, el cual no se efectuará en este trabajo.

La Subestructura de una plataforma tiene como finalidad principal la de proporcionar a los pilotes soportes laterales en varios puntos a lo largo de su longitud, que aumentan su capacidad de carga, ya que son precisamente los pilotes los que reciben las cargas que provienen de la superestructura, según se muestra en la Fig. 3, y como los pilotes tienen una sección transversal tubular, las piernas de la estructura tendrán el mismo tipo de sección, la cual presenta poca resistencia al paso de las olas, por lo cual también los elementos diagonales tendrán dicha sección tubular. Las Subestructuras, están formadas generalmente por 3, 4, 6, 8 y 12 piernas, cuyos diámetros varían entre $\phi=36$ pulgadas y $\phi=60$ pulgadas y por elementos diagonales y horizontales cuyos diámetros varían entre $\phi=14$ pulgadas y $\phi=24$ pulgadas.

Por lo que respecta a la superestructura, ésta tiene como finalidad la de soportar directamente las diversas instalaciones que conforman el proceso de la plataforma, por lo que una superestructura esta formada por una o dos cubiertas para soporte de equipo, las cuales

están apoyadas en las piernas que también son tubulares y cuyo número coincide al de la subestructura; estas piernas se conectan directamente a los pilotes, por lo que en el punto de conexión deberán coincidir los diámetros y espesores de los mismos.

INSTALACION DE LA SUBESTRUCTURA.

Después que la subestructura ha sido fabricada en los patios localizados en tierra firme con acceso al mar -- ver Fig. 4, ésta se carga ó coloca sobre la barcaza de transportación, esta operación se efectúa deslizando -- la subestructura sobre las vigas (correderas) de la -- barcaza, según se muestra en la Fig. 4, en esta posición se asegurará a la barcaza por medio de elementos -- estructurales soldados. En estas condiciones se transporta hasta el sitio de su lanzamiento, el cual consiste en hacerla deslizar por medio de un malacate sobre -- las vigas (correderas) de la barcaza y generar la caída por peso propio hacia el agua, en donde por sus características tubulares y los sistemas de sello, tiene una recuperación hasta que flota libremente; ver Fig. 6, -- en esta posición es remolcada hasta el barco-grúa, el -- cual efectúa el izaje y la colocación de la misma en el punto definitivo de su instalación, esta última operación se efectúa inundando en forma progresiva y controlada cada una de las piernas, con la finalidad de generar la mínima carga sobre la grúa de instalación. Ver Fig. 7.

INSTALACION DE LA SUPERESTRUCTURA.

La fabricación de una superestructura se efectúa en -- forma similar que una subestructura, con la diferencia de que la primera se fabrica en posición vertical y la

segunda en posición horizontal, ver Fig. 5, efectuándose la carga a la barcaza de transportación, deslizando sobre las vigas (correderas) de la barcaza, en la cual se asegura y se transporta hasta el sitio de su instalación, en donde el barco grúa la iza y coloca sobre la subestructura (pilotes). Ver Fig. 8.

Para esta operación, generalmente la superestructura se tiene que reforzar con elementos estructurales extras, los cuales deberán ser retirados una vez que se haya efectuado la instalación. Cabe mencionar, que es los elementos estructurales se colocan para evitar -- sobre-esfuerzos en los elementos que trabajarán durante la operación de la plataforma.

MODELO MATEMATICO DE LANZAMIENTO.

El proceso de lanzamiento se inicia en el momento en -- que la subestructura comienza a girar con relación a la barcaza o hasta que se desliza a lo largo de las correderas por peso propio.

El conocimiento de la trayectoria seguida por la subestructura durante el lanzamiento, así como su posición -- en flotación libre, garantizará una instalación exitosa. La subestructura durante su lanzamiento no debe tocar -- el lecho marino y en su posición de flotación libre debe permitir el acceso para efectuar maniobras de colocación en sitio; igualmente los esfuerzos transitorios -- que aparecen durante estas operaciones no deben ser demasiado grandes puesto que ocasionarían problemas en la estructura.

El modelo matemático del proceso de lanzamiento incorpora algunas simplificaciones, como lo es considerar --

que la barcaza y la subestructura son cuerpos rígidos por lo que las deformaciones elásticas no afectan significativamente la trayectoria; asimismo en el proceso de arrastre se considera que éste es tan lento que el efecto dinámico puede ser despreciado.

Mientras la barcaza y la subestructura están en contacto, el movimiento es bidimensional, moviéndose verticalmente, horizontalmente y girando alrededor de la tercera dirección. Una vez que la estructura está libre, buscando su posición flotante de equilibrio, el movimiento es tridimensional.

Durante el proceso de lanzamiento la estructura pasa a través de una serie de configuraciones ó etapas en las que se aplican diferentes restricciones al movimiento. La secuencia del evento se inicia cuando la subestructura se desliza a lo largo del balancín, este proceso se modela suponiendo que la subestructura y la barcaza están en equilibrio con las fuerzas de flotación. Moviendo la subestructura a lo largo de la barcaza una distancia incremental se simulan los efectos del deslizamiento, después de cada incremento el modelo se relaja a una posición de equilibrio. Este proceso debe repetirse hasta que el ángulo entre las correderas y el horizonte exceda al ángulo de fricción estático ó el momento total que actúa en la subestructura alrededor del punto pivote se vuelve negativo. Esto marca el inicio de una trayectoria balística para la subestructura, en este momento la barcaza y la subestructura deslizan ó comienzan a girar una respecto a otra, estas etapas corresponden a la cero y uno respectivamente de las que a continuación se describen.

La secuencia de lanzamiento puede ser descrita por cuatro etapas:

- Etapla 0. La subestructura desliza a lo largo del balancín.
- Etapla 1. La subestructura gira con respecto al punto pivote del balancín.
- Etapla 2. La subestructura gira alrededor del punto pivote del balancín y desliza a lo largo del mismo.
- Etapla 3. La subestructura deja la barcaza y permanece en el agua buscando su posición de flotación libre.

Estas etapas se muestran en la Fig. No. 9

ECUACIONES DE MOVIMIENTO.

La posición de un cuerpo rígido puede ser especificada dando la posición de un punto en el cuerpo relativo a algún sistema coordinado (coordenadas rectangulares - tridimensionales) y la rotación del cuerpo alrededor de este punto (ángulos de Euler) lo que hace necesario un total de seis parámetros para especificar la posición de un cuerpo rígido. Para describir el sistema subestructura-barcaza se requieren doce parámetros, la posición del centro de gravedad de la barcaza, la rotación alrededor del C.G., la posición del C.G. de la subestructura y la rotación alrededor del mismo.

La posición y rotación de los centros de gravedad se miden con relación a un sistema coordinado fijo en el agua. "X" y "Y" que están en la superficie del agua, siendo "X" en la dirección de las correderas, el movimiento esperado del C.G. de la subestructura es hacia el valor positivo de "X"; el eje "z" es vertical positivo -

Arriba del agua, la dirección de "Y" está dada por la regla de la mano derecha, a este sistema se le conoce como sistema coordinado en la línea del agua. Ver - Fig. 10.

El proceso de lanzamiento puede ser descrito por las leyes de Newton, estas pueden ser interpretadas diciendo que la relación del cambio de momentum es igual a la fuerza, y la relación del cambio de momentum angular es igual al momento de la fuerza; para el modelo de la subestructura y barcaza estas leyes pueden ser expresadas como:

Para la Subestructura

$$\frac{d}{dt} (\bar{m}_s \dot{X}_s) = \bar{W}_s + \bar{F}_s + \bar{B}_s + \bar{H}_s \quad (1)$$

$$\frac{d}{dt} (\bar{I}_s \bar{\omega}_s) = \bar{M}_{ws} + \bar{M}_{ps} + \bar{M}_{Bs} + \bar{M}_{Hs} + (\bar{X}_p - \bar{X}_s) \times \bar{F}_s \quad (2)$$

para la barcaza

$$\frac{d}{dt} (\bar{m}_b \dot{X}_b) = \bar{W}_b + \bar{F}_b + \bar{B}_b + \bar{H}_b \quad (3)$$

$$\frac{d}{dt} (\bar{I}_b \bar{\omega}_b) = \bar{M}_{wb} + \bar{M}_{pb} + \bar{M}_{Bb} + \bar{M}_{hb} + (\bar{X}_p - \bar{X}_b) \times \bar{F}_b \quad (4)$$

donde:

s, b son, síndices referentes a la subestructura y la barcaza respectivamente.

- \bar{m} = matriz de masas
 Υ = matriz de inercia de la masa
 $\dot{\bar{x}}$ = vector desplazamiento lineal
 $\bar{\omega}$ = vector velocidad angular
 \bar{W} = vector que representa el peso
 \bar{F} = vector fuerza en el pivote
 \bar{B} = vector de fuerza de flotación
 \bar{H} = vector de fuerza hidrodinámica
 \bar{M}_W = vector momento debido a la fuerza del peso
 \bar{M}_B = vector momento debido a la fuerza de flotación
 \bar{M}_H = vector momento debido a la fuerza hidrodinámica
 \bar{M}_P = vector momento actuando en el pivote

La fuerza hidrodinámica incluye la fuerza de arrastre y la fuerza de la masa adicionada.

$$\bar{H} = \bar{B} + \frac{d}{dt} (\bar{m}^a \dot{\bar{x}} + \Upsilon \bar{\omega}) \quad (5)$$

$$\dot{\bar{M}}_H = \dot{\bar{M}}_D + \frac{d}{dt} (\Upsilon \dot{\bar{x}} + \Upsilon^a \bar{\omega}) \quad (6)$$

donde

- \bar{B} = vector de fuerza de arrastre
 \bar{m}^a = matriz de masa adicionada
 Υ^a = matriz de inercia de la masa adicionada
 Υ = matriz de masa adicionada la cual acopla aceleración angular y lineal.
 \bar{M}_D = vector momento debido a la fuerza de arrastre.

Substituyendo las ecuaciones (5) y (6) para cada uno de los miembros de la estructura en las ecuaciones (1) a (4) tenemos un sistema de 12 ecuaciones con 18 incógnitas.

$$\bar{x}_s(1), \bar{x}_s(2), \bar{x}_s(3), \dot{\omega}_s(1), \dot{\omega}_s(2), \dot{\omega}_s(3),$$

$$\bar{x}_b(1), \bar{x}_b(2), \bar{x}_b(3), \dot{\omega}_b(1), \dot{\omega}_b(2), \dot{\omega}_b(3),$$

$$P_s(1), P_s(2), P_s(3), M_{ps}(1), M_{ps}(2), M_{ps}(3).$$

(1), (2) y (3) se refieren a los ejes (X), (Y), (Z), respectivamente.

SIMPLIFICACION DE LAS ECUACIONES.

Como ya se mencionó anteriormente el proceso de lanzamiento es básicamente bidimensional. Los movimientos con respecto al sistema coordinado de la línea del agua, fuera del plano de la barcaza y la subestructura son muy pequeños, estos movimientos son despreciados -- en el análisis de los estados 0, 1 y 2, esto reduce -- las ecuaciones a un sistema de 3 grados de libertad -- llamados X(1), X(2) y Q; obteniéndose 6 ecuaciones con 9 incógnitas.

$$\bar{x}_s(1), \bar{x}_s(3), \dot{\omega}_s(2), \ddot{x}_b(3), \dot{\omega}_b(2),$$

$$P_s(1), P_s(3), M_{ps}(2).$$

Por lo que se requieren ecuaciones adicionales para -- completar el sistema.

Posteriormente a la separación de la subestructura de la barcaza se considera que el movimiento de la barcaza -- no tiene influencia sobre el movimiento de la subes-

estructura.

SOLUCIÓN AL SISTEMA DE ECUACIONES.

Combinando las seis ecuaciones simplificadas, así como las ecuaciones de restricción se obtendrá un sistema de la forma general.

$$\ddot{\bar{x}} = (\bar{x}, \dot{\bar{x}}, \ddot{\bar{x}}), \quad (7)$$

donde \bar{x} es un vector cuyas dimensiones dependen de la etapa de lanzamiento que se trate.

Debido a las fuerzas inerciales, la ecuación (7) depende de la aceleración.

El proceso iterativo para la solución se efectúa hasta que se obtiene una aceleración compatible con la velocidad y la posición.

El proceso comienza con:

$$\ddot{\bar{x}}^{(0)}(t + \Delta t) = \ddot{\bar{x}}(t) \quad (8)$$

$$\dot{\bar{x}}^{(0)}(t + \Delta t) = \dot{\bar{x}}(t + \Delta t) \quad (9)$$

$$\bar{x}^{(0)}(t + \Delta t) = \bar{x}(t) + [\dot{\bar{x}}^{(0)}(t + \Delta t) + \dot{\bar{x}}(t)] \cdot \frac{\Delta t}{2} \quad (10)$$

Con estos valores se puede obtener el primer valor iterativo $\bar{x}^{(1)}(t + \Delta t)$ a partir de la ecuación (7).

El primer valor iterativo de la velocidad y la posición es:

$$\dot{x}^{(1)}(t + \Delta t) = \dot{x}(t) + [\ddot{x}(t) + \dot{x}^{(1)}(t + \Delta t)] \frac{\Delta t}{2} \quad (11)$$

$$x^{(1)}(t + \Delta t) = x(t) + [\dot{x}(t) + \dot{x}^{(1)}(t + \Delta t)] \frac{\Delta t}{2} \quad (12)$$

Esta solución por diferencias finitas debe representar la ecuación (7) por lo tanto debe utilizarse un intervalo de tiempo, Δt , suficientemente pequeño para que represente realmente la ecuación diferencial.

Una forma de comprobar que el intervalo, Δt , es el adecuado, es efectuar dos análisis por separado utilizando en uno de ellos un intervalo, Δt , igual a la mitad del intervalo del otro análisis. Si las trayectorias obtenidas en ambos casos son suficientemente parecidas, entonces Δt es correcto.

ANÁLISIS PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA DURANTE EL LANZAMIENTO.

Las fuerzas en los elementos de una estructura pueden obtenerse durante las diferentes etapas del lanzamiento. El análisis para la obtención de esfuerzos se puede efectuar por medio de un programa de análisis de rigideces. Cuando se selecciona una posición de lanzamiento para análisis de esfuerzos, el modelo estructural para este análisis se traslada y gira con relación al sistema global para hacerlo congruente con la posición seleccionada y los resultados del análisis de lanzamiento. Al modelo se le aplican las fuerzas de gravedad de la estructura y las de flotación de la porción sumergida de la estructura. La distribución de fuerzas hidrodinámicas en los elementos estructurales puede ser importante, por lo que dichos elementos deben ser revisados para tales

fuerzas.

La estructura cargada con fuerzas de gravedad, de flotación, del pivote, hidrodinámicas y de inercia debe estar en equilibrio estático si la simulación de estas fuerzas y momentos es exacta. Para propósitos de análisis, se requiere un número mínimo de soportes estructurales para evitar a la estructura movimientos de cuerpo rígido. El análisis estructural debe resultar con reacciones muy pequeñas, estas reacciones reflejan el error en la simulación de las cargas y su distribución. Si los soportes impuestos a la estructura generan reacciones inaceptables, debe efectuarse un nuevo análisis para redefinir la carga simulada y eliminar las reacciones inaceptables. Cuando el análisis resulta válido, los elementos estructurales deben revisarse con los elementos mecánicos obtenidos.

MODELO MATEMATICO PARA ANALISIS DE LA SUPERESTRUCTURA DURANTE EL IZAJE.

La superestructura de una plataforma debe estar diseñada en tal forma que garantice su integridad durante la instalación, teniéndose en cuenta que generalmente en esta etapa la superestructura estará soportada por una grúa para colocarla en su posición definitiva.

Para este análisis la estructura será modelada suspendida por cuatro cables concurrentes en el gancho de la grúa; la posición de este gancho será definida por la localización del centro de gravedad de la estructura por izar, considerando tanto el peso propio de la misma como el de todos los equipos y accesorios instalados en el momento de izaje.

Debido a las aproximaciones en la localización del centro de gravedad, se generan pequeñas excentricidades -- que producen movimientos de cuerpo rígido, por lo que se hace necesario adcionar restricciones al modelo las cuales deben tener características que no afecten el comportamiento estructural y numérico, para modelar estas restricciones se emplean resortes en el plano horizontal, Ver Fig. 11, cuya respuesta nos indicará el grado de excentricidad que se presente. La determinación de las características de estos resortes dependerán del peso por izar, habiéndose encontrado que si se les asigna una rigidez axial de un 10% del peso total por izar por cada centímetro de longitud de resorte se obtiene un buen comportamiento del modelo.

La modelación de la estructura está basada en las propiedades estructurales por lo que los cables cuya capacidad es axial, serán modelados por elementos con propiedades axiales principalmente, con la finalidad de no generar inestabilidad numérica durante el proceso de solución, por lo que respecta a la modelación de la superestructura, ésta se hace en la forma tradicional, es decir, representando los elementos principales de la misma por medio de sus propiedades geométricas y mecánicas.

El modelo puede ser analizado empleando cualquier programa de computadora para el análisis de la estructura, obteniéndose los elementos mecánicos con los que serán revisados los miembros estructurales, considerando las recomendaciones dadas por el API-RP-2A para este tipo de maniobras. Dadas las condiciones en las

que trabaja la superestructura, durante el izaje se generan sobreesfuerzos en algunos de los miembros haciéndose necesario la colocación de refuerzos adicionales que distribuyan las cargas en forma adecuada y evitar este sobreesfuerzo.

En algunos casos debido al peso total de la superestructura y a la capacidad de la grúa que efectuará la maniobra, se hace necesario dividir la superestructura en secciones, requiriéndose un análisis por separado para cada una de ellas en la forma descrita anteriormente.

PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA EL ANALISIS DE LANZAMIENTO E IZAJE.

El programa que se utiliza en el Instituto Mexicano del Petróleo para la simulación del lanzamiento, flotación e izaje de subestructura es el programa - - LAUNCH-3D

LANZAMIENTO.- En la simulación del lanzamiento el programa calcula la trayectoria de la subestructura y la barcaza cuando la subestructura se desliza sobre las vigas o correderas, hasta llegar al balancín y penetrar al agua, en la cual busca su posición de flotación libre. Los resultados de esta simulación se presentan en listados, graficas y dibujos que muestran las posiciones de la subestructura y la barcaza en el agua; información importante que se obtiene son las cargas que actúan sobre la estructura, con las cuales se efectúa la revisión de esfuerzos de la misma.

IZAJE.- Durante el análisis de izaje, el programa calcula la posición de flotación libre, las cargas necesarias para el izaje, y la posición de flotación de la subestructura para una carga de izaje específica. La información con la cual se alimenta el programa, para efectuar la simulación de lanzamiento es:

1. La geometría de la subestructura.
2. Profundidad del agua en el lugar de lanzamiento.
3. Densidades del agua y del material.
4. Pesos y flotación de elementos no estructurales.
5. Coeficientes de arrastre y de masa adherida de los miembros de la subestructura.
6. Coeficientes de fricción entre los miembros de la subestructura y las vigas de la barcaza.
7. La localización y capacidad de los malacetes.
8. Configuración, peso y centro de gravedad de la barcaza, Ver Fig. 12
9. Momentos de inercia de la barcaza
10. Coeficiente de masa adherida y de arrastre de la barcaza.
11. Localización de dimensiones del balancín.
12. Inclinação inicial de la barcaza.
13. Posición inicial de la subestructura sobre la barcaza.

Para el análisis de flotación libre, debido a que la determinación de la posición de la misma se efectúa por un proceso iterativo, además de la información anteriormente

te mencionada será necesario proporcionar la referente a los parámetros que participan en este proceso como son:

1. Tolerancia de la excentricidad entre el centro de flotación y el de gravedad.
2. Tolerancia de la diferencia entre el peso y la flotación de la estructura.
3. Tolerancia de los ángulos de giro de la estructura.
4. Número de iteraciones necesarias para lograr la solución.

Referente al análisis de izaje, la información necesaria es:

1. Posición de la subestructura en flotación libre.
2. Puntos de sujeción de la subestructura (localización de las orejas de izaje).
3. Incrementos del ángulo de giro.
4. Secuencia de miembros a ser inundados.

Para la obtención de las cargas generadas durante el lanzamiento, la única información que se necesita proporcionar es el tiempo en la trayectoria en el cual se desea conocer el estado de cargas que actúan sobre la plataforma.

Como se mencionó anteriormente, los resultados pueden obtenerse en un listado, o bien por medio de un graficador con lo que podemos obtener dibujos de las diferentes secuencias de lanzamiento e izaje, Ver Fig. 13,

y gráficas en las cuales se plasma el comportamiento de la estructura durante las mismas secuencias.

Es importante mencionar que el Instituto Mexicano del Petróleo está implementando y mejorando algunas subrutinas del programa para efectuar los análisis de transportación y obtener las cargas en formatos adecuados - para utilizar los datos generados en los programas de análisis estructural.

ANÁLISIS DE LANZAMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA DE LA PLATAFORMA DE ESTABILIZACIÓN EN CAYO ARCAS.

Las características principales de esta subestructura son:

- Ocho piernas con diámetro de $\phi = 45 \frac{1}{4}"$
- Elementos horizontales y diagonales con diámetros de $\phi = 16"$, $\phi = 18"$ y $\phi = 20"$.
- La profundidad del agua en el lugar de instalación es de 31.0 m.

Es importante mencionar, que esta subestructura en particular presentó problemas durante el análisis de lanzamiento ya que su peso total es de 872.38 tons. y su fuerza de flotación de 1015.93 tons., con la aclaración de que esta flotación se logró con 8 flotadores adicionales; la profundidad máxima alcanzada fue de 43.85 m. con trayectoria durante el lanzamiento, recuperación y flotación libre adecuadas, en las Fig's 14 y 15, se muestra esta trayectoria. Debido a que la profundidad alcanzada sobrepasó la profundidad del agua del lugar de instalación, se recomendó efectuar el lanzamiento -

en un sitio con profundidad de 50.0 m., quedando un claro de seguridad de 6.15 m.

ANÁLISIS DE IZAJE DE LA SUPERESTRUCTURA.

Esta superestructura está compuesta por tres cubiertas las que en total tienen un peso aproximado de 1400 ton. Debido a que las grúas de instalación tienen una capacidad certificada de 1450 ton., se optó por efectuar la instalación en 2 partes, en la primera se instaló la primera y segunda cubierta, con los siguientes pesos:

Estructura	504.464 tons.
Equipo	184.300 tons.
Accesorios	<u>22,120 tons.</u>
T O T A L . . .	710.884 tons.

Localizándose su centro de gravedad en:

$$X = 1.430 \text{ m.}$$

$$Y = -0.256 \text{ m.}$$

Coordenadas referidas al centro geométricas de la plataforma.

En la segunda parte se instaló únicamente la tercera - cubierta cuyas características de peso para la instalación fueron:

Estructura	329.849 tons.
Equipo	213.000 tons.
Grúa	17.988 tons.

Accesorios 22.120 tons.

T O T A L . . . 582.957 tons.

La localización del centro de gravedad sin considerar la grúa instalada:

$X = 0.400 \text{ m.}$

$Y = -0.022 \text{ m.}$

Si se instala la grúa, el centro de gravedad es:

$X = 0.015 \text{ m.}$

$Y = 0.300 \text{ m.}$

referidas al centro geométrico de la plataforma.

Lo anterior muestra lo importante que resulta el conocer la distribución de los equipos y sus pesos ya que como se puede observar, de esto dependerá el comportamiento en el izaje. Respecto al comportamiento estructural, la condición de izaje es de las condiciones de carga más críticas, lo cual obliga a reforzar la estructura con elementos que se colocarán únicamente para esta maniobra, retirándose una vez instalada.

CONCLUSIONES.

De lo anteriormente expuesto, se puede evaluar la importancia que tiene la ejecución de los análisis de lanzamiento e izaje; ya que estas maniobras se realizan en períodos de tiempo muy cortos, del orden de segundos y minutos, en los cuales la supervivencia de las estructuras depende de los resultados de los análisis, así por ejemplo, para la subestructura el número de flotadores, sus propiedades geométricas, y la profundidad del lugar de lanzamiento son vitales. Referente a las operaciones de izaje el conocimiento de la carga máxima que será aplicada a la grúa tiene igual importancia.

Con respecto al izaje de las superestructuras, la determinación del centro de gravedad, diseño de las orejas de izaje, su orientación y la longitud de los cables de izaje son también resultados importantes que tendrán influencia definitiva en el éxito de la maniobra.

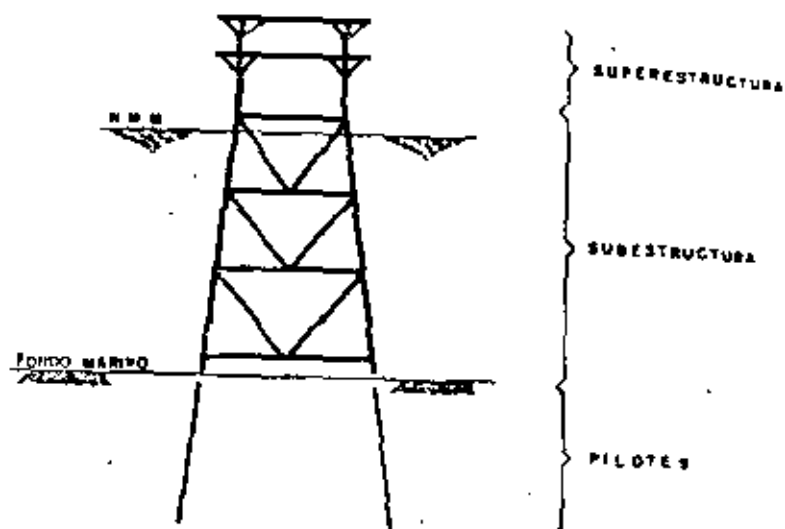


FIG. 1.- PARTES PRINCIPALES DE LA ESTRUCTURA DE UNA PLATAFORMA MARINA DE ACERO.

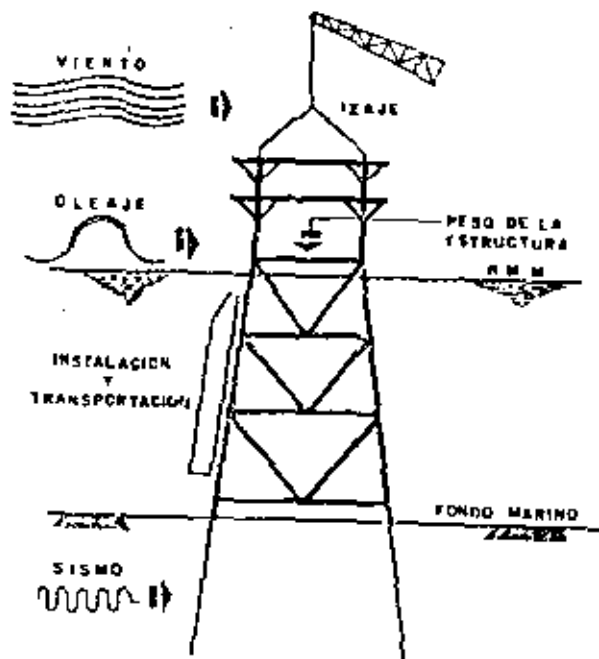


FIG. 2.- SOLICITACIONES

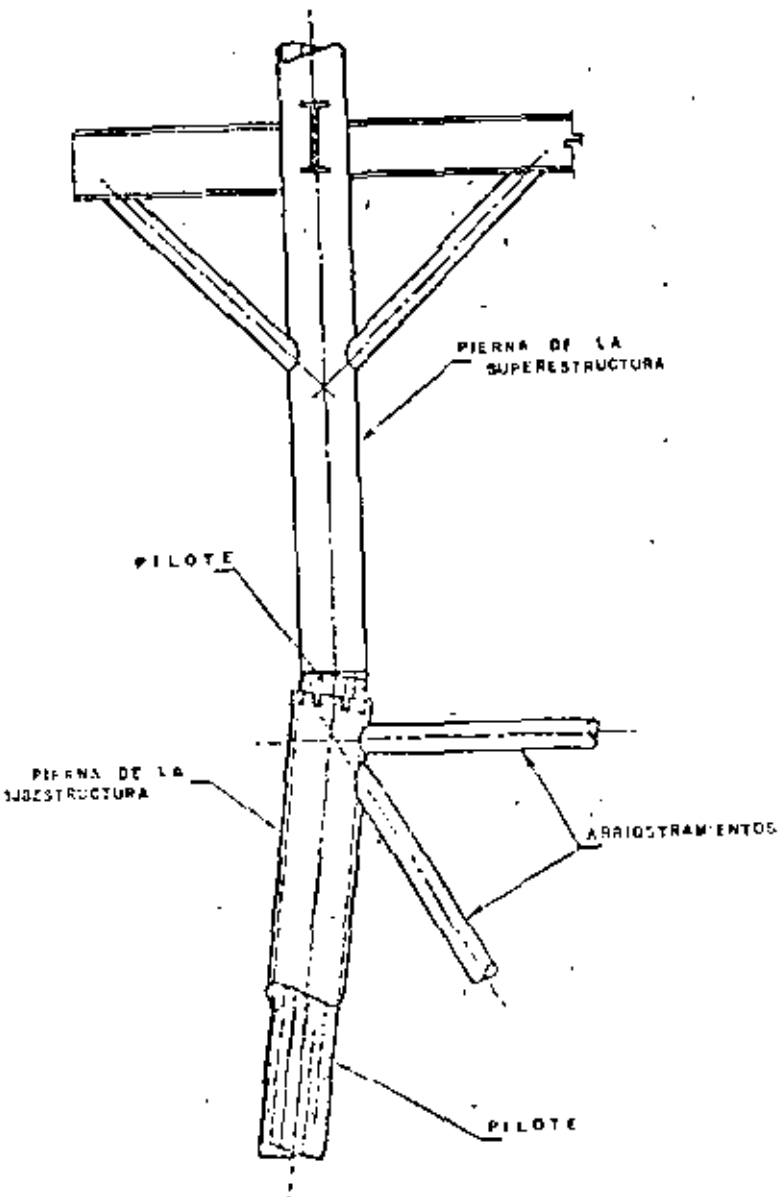


FIG. 3 - CONEXION SUBESTRUCTURA - SUPERESTRUCTURA - PILOTE.

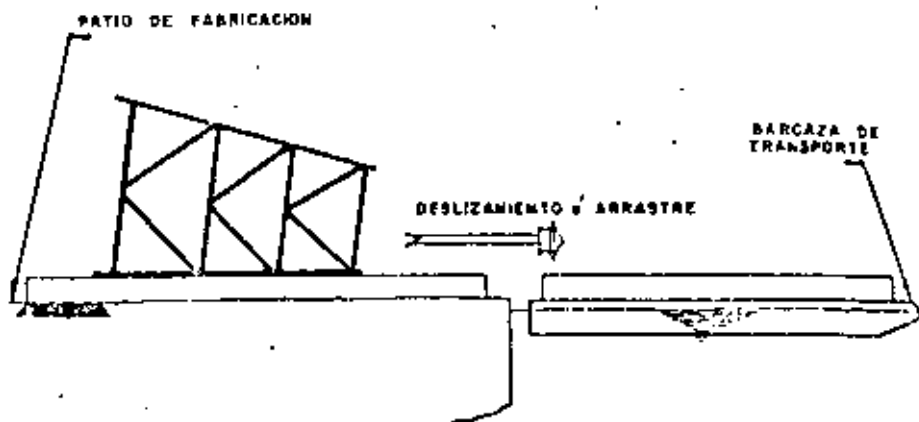


FIG. 4. — CARGA DE LA SUBESTRUCTURA
A LA BARCAZA

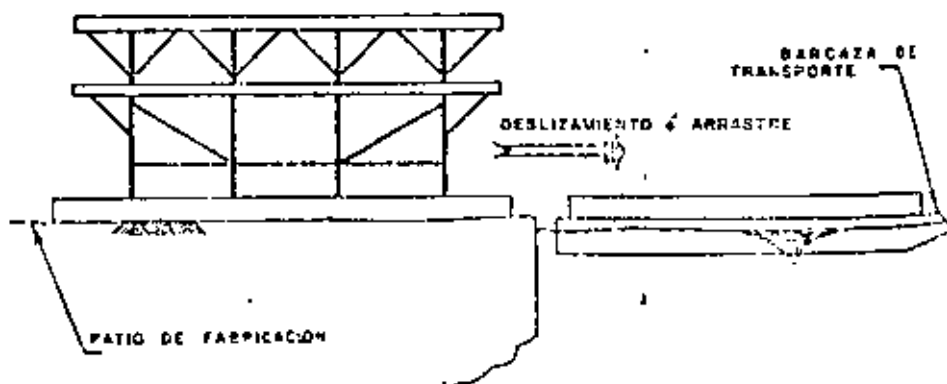


FIG. 5. — CARGA DE LA SUPERESTRUCTURA
A LA BARCAZA

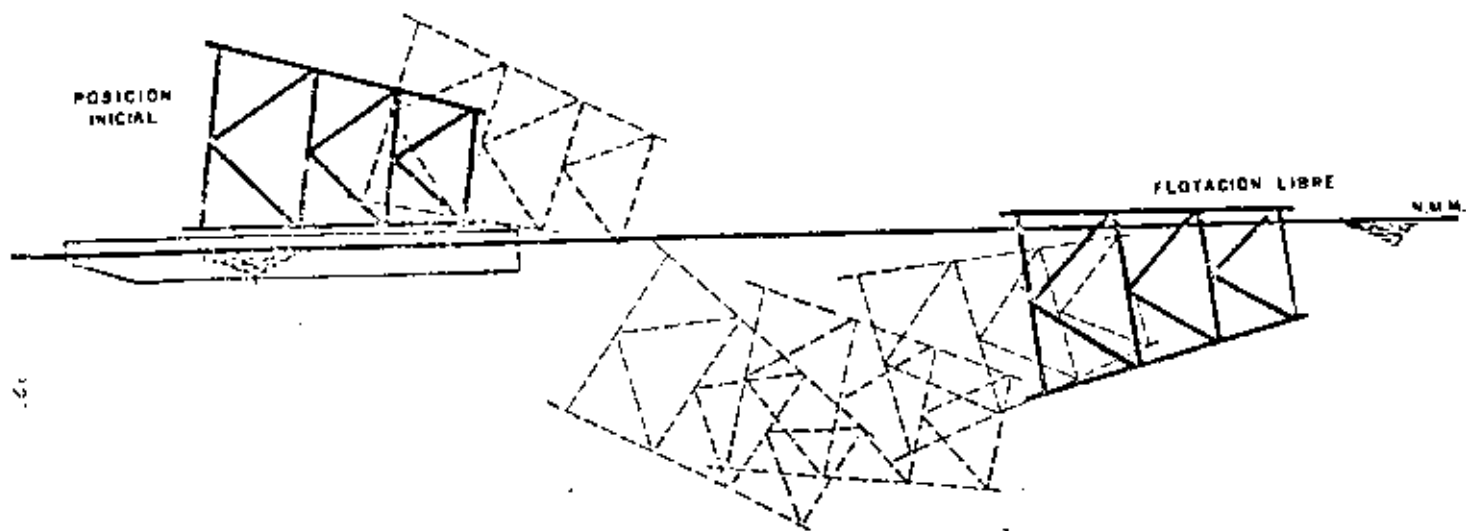


FIG 6 SECUENCIA DE LANZAMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA

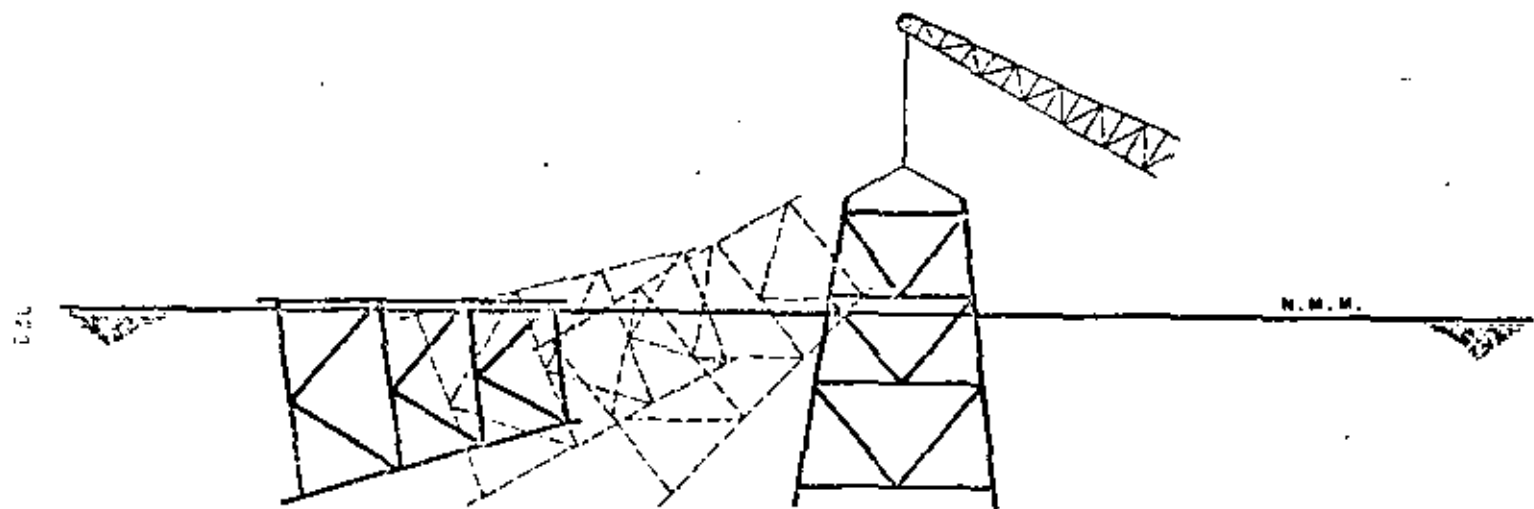


FIG. 7.— IZAJE DE LA SUBESTRUCTURA

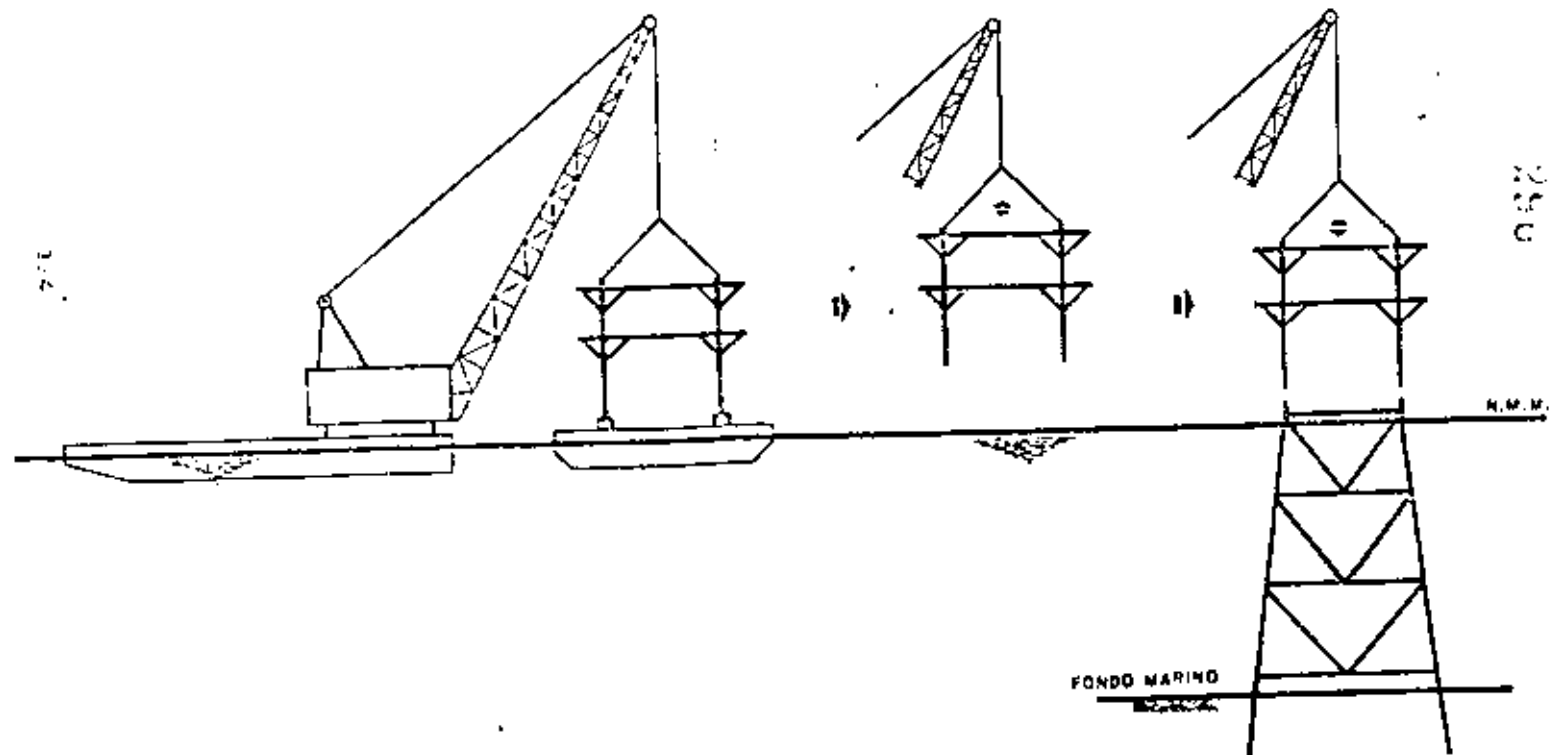
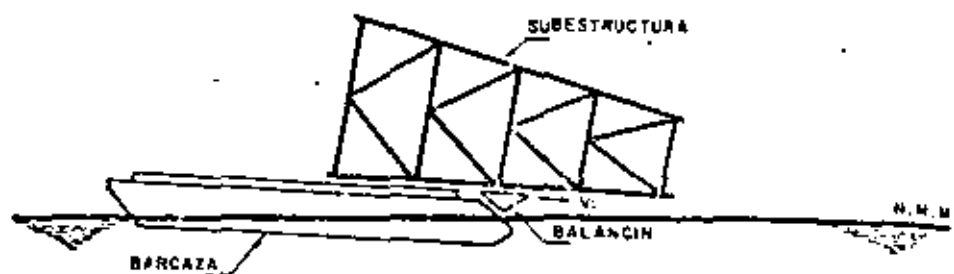
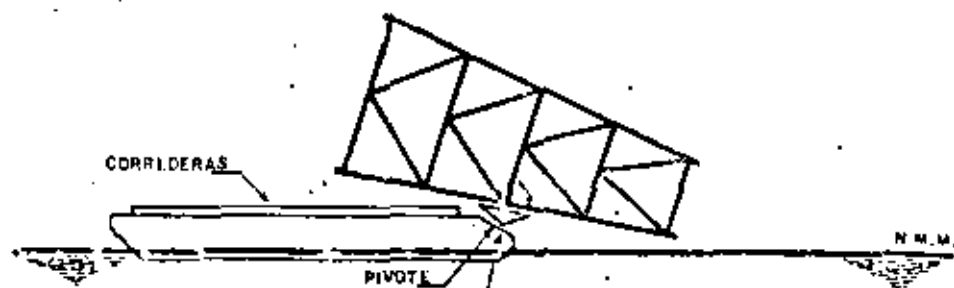


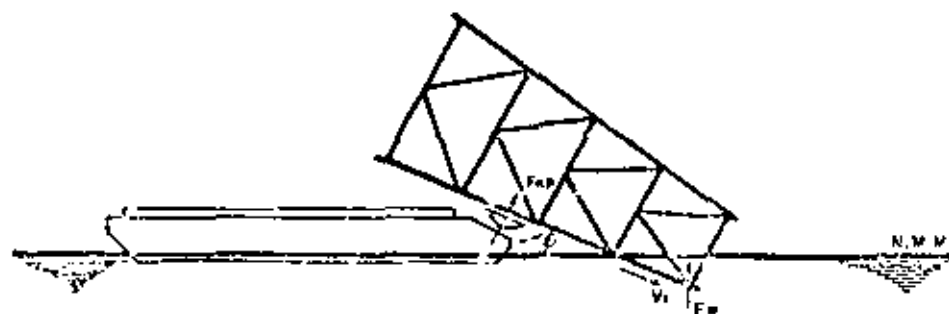
FIG. 8.- INSTALACION DE LA SUPERESTRUCTURA



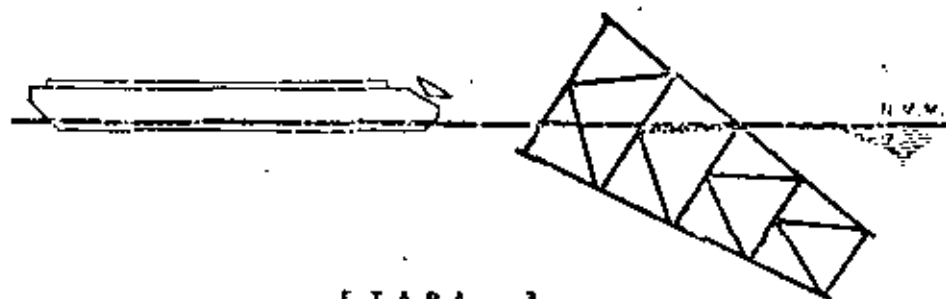
ETAPA 0



ETAPA 1



ETAPA 2



ETAPA 3

FIG. 9_ ETAPAS DE LANZAMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA

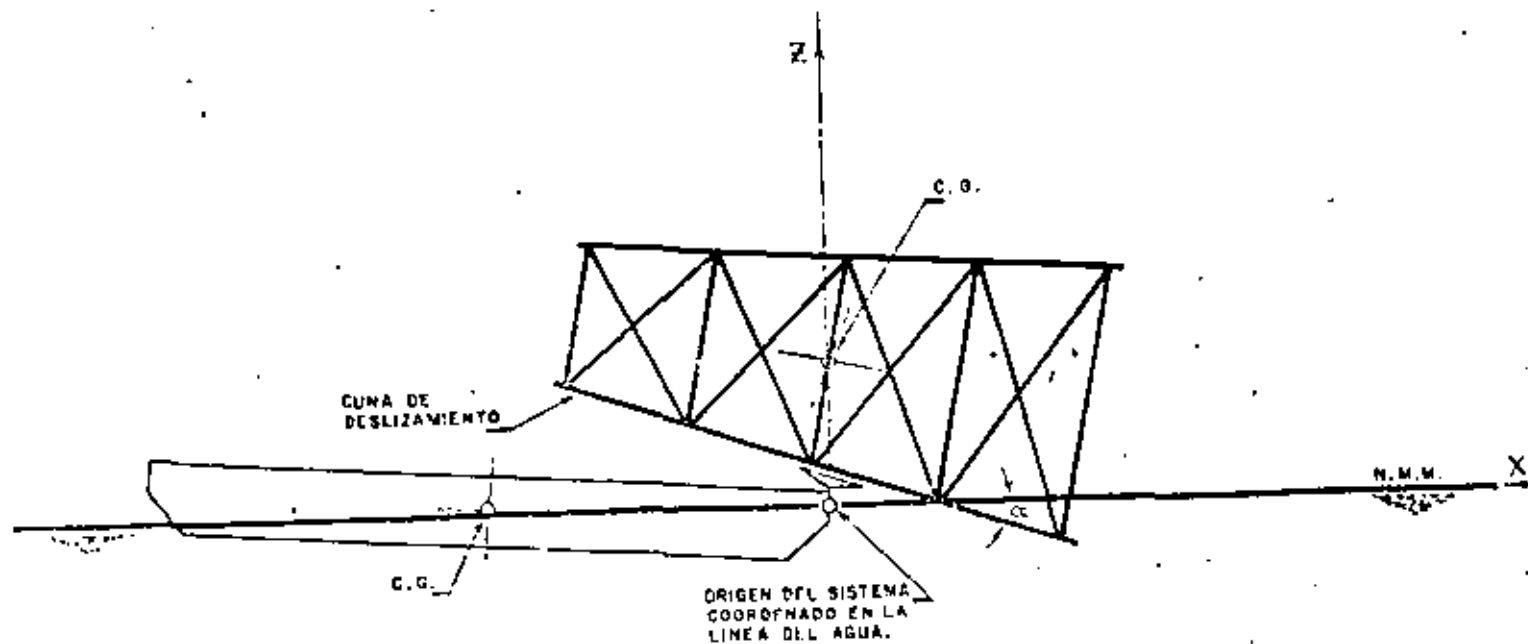


FIG. 10.- SISTEMA COORDENADO EN LA LINEA DE AGUA

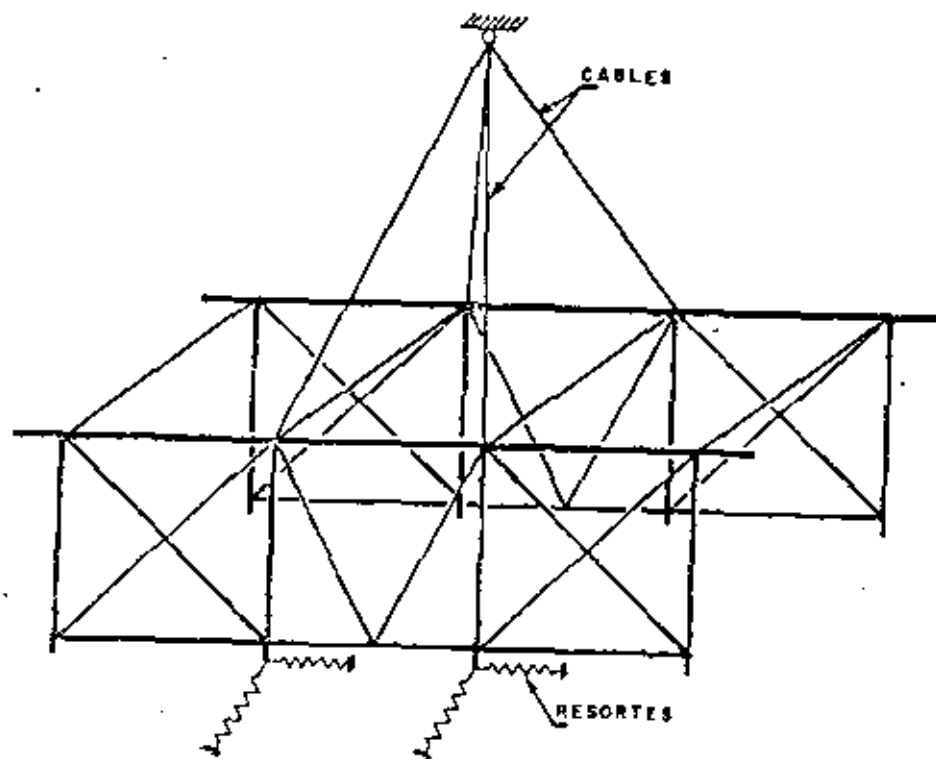


FIG. II MODELO PARA IZAJE DE LA SUPERESTRUCTURA

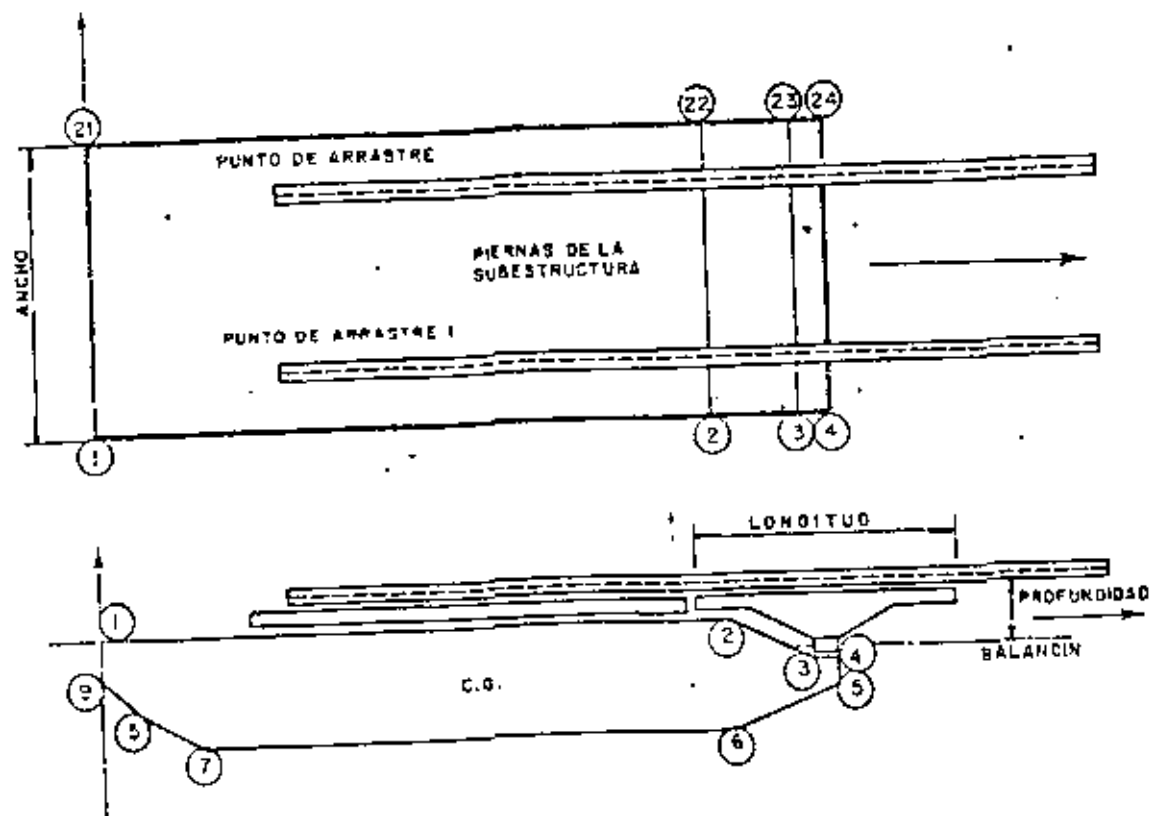


FIG 12. CONFIGURACION DE LA BARCAZA

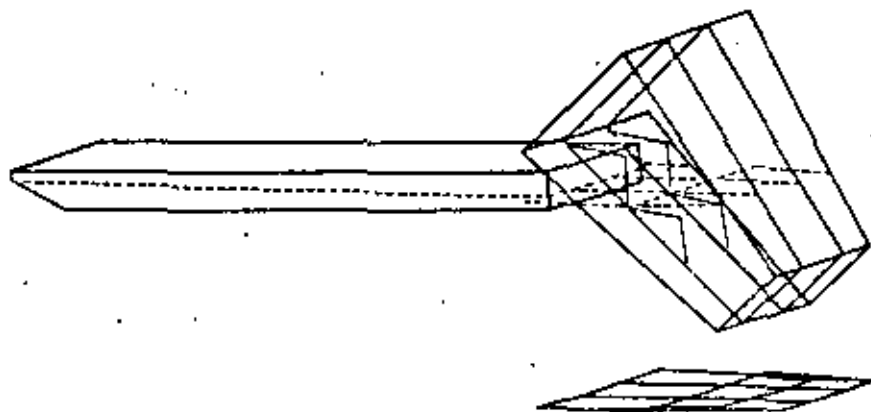


FIG. 13.- DIBUJO DE LANZAMIENTO (GENERADO POR LA COMPUTADORA)



INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO PLANTA DE ESTABILIZACION CTD. 1204 (CAYO ARGAS) DATE: 09/09/81
 LANZ. (2-24) FLOTS SIN DEFE. ATRACS. ABRASE. EST DE 4 1/2 X 6 SOFT
 LAUNCH ANALYS TIME=10.00 SECONDS

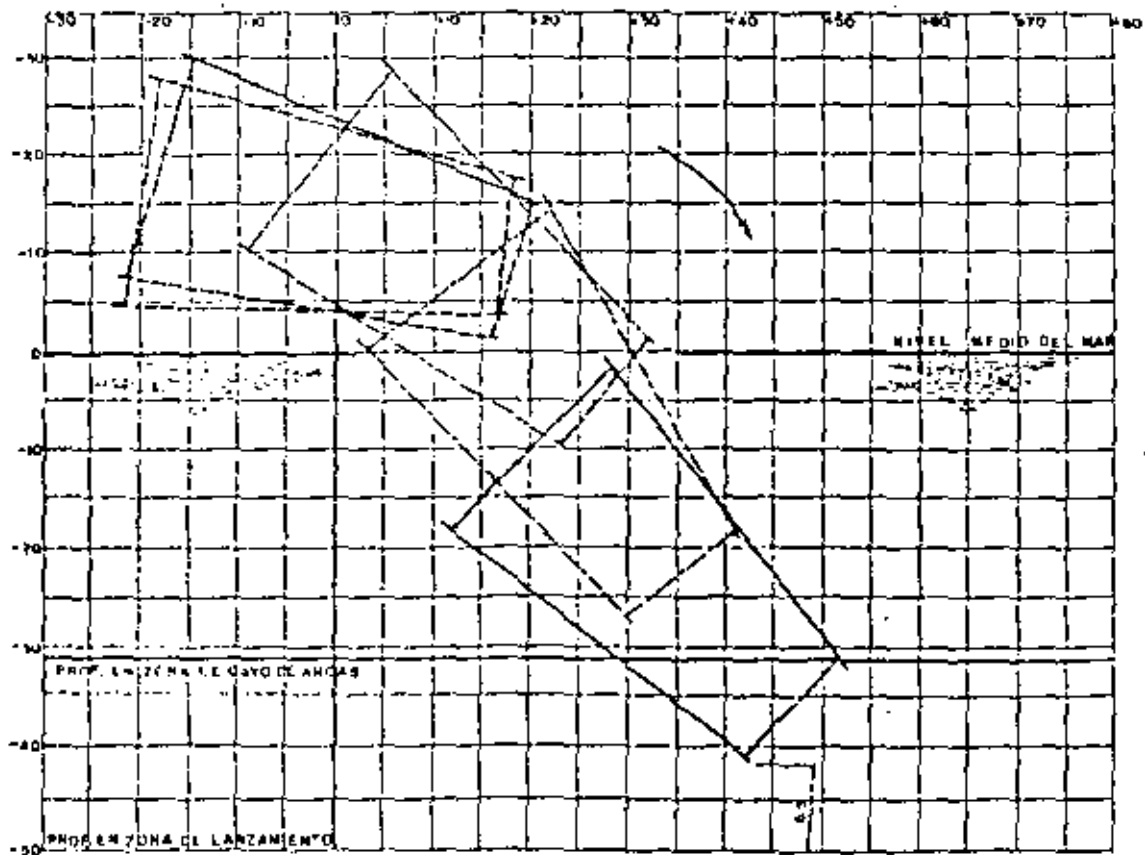


FIG.14 TRAYECTORIA DE LANZAMIENTO PLATAFORMA DE ESTABILIZACION CAYO ARCAS

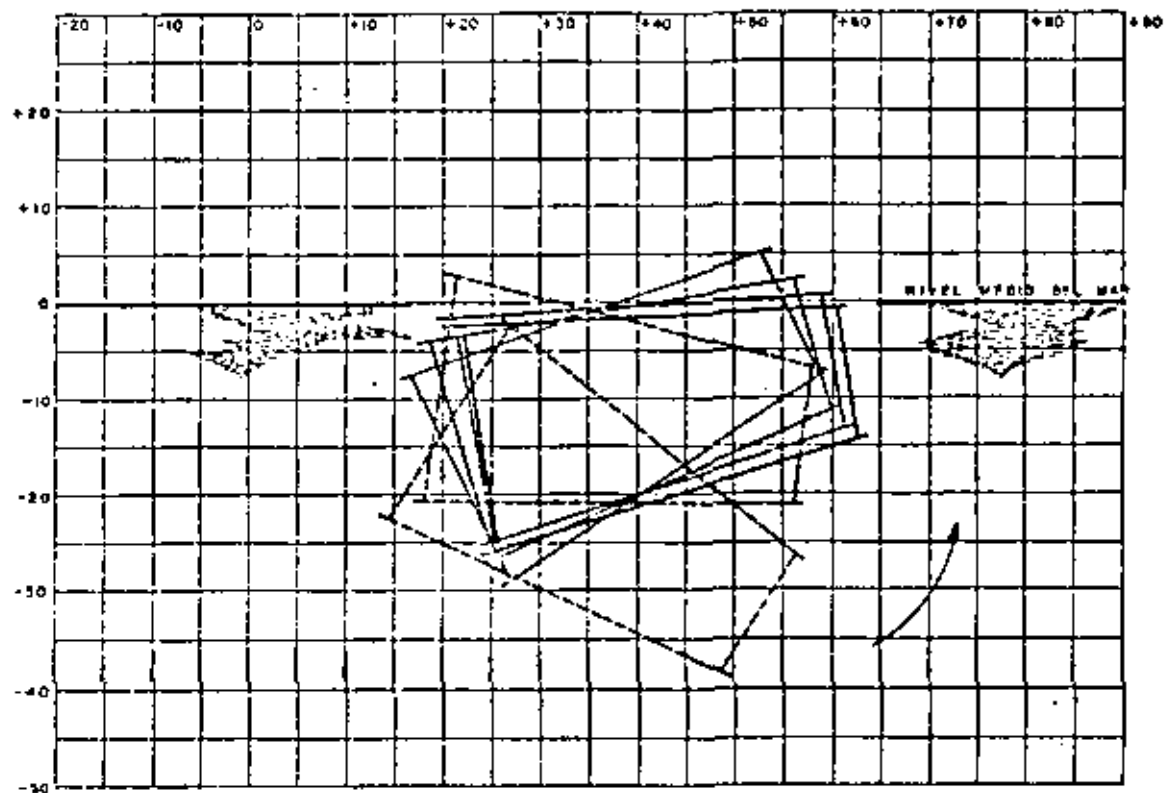


FIG. 15 TRAYECTORIA DE RECUPERACION PLATAFORMA DE ESTABILIZACION CATO ARCAS



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO ORGANIZADO EN COLABORACION CON LA UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO CON EL APOYO DE LA SECRETARIA DE EDUCACION PUBLICA.

" ESTRUCTURAS FUERA DE LA COSTA. "
TEMA: OCEANOGRAFIA Y METEOROLOGIA.

OCEANOGRAFO. RAFAEL SAENGER Y FERNANDEZ.

MORELIA, MICH. 24 al 29 de Enero de 1983.

INTRODUCCION.

Los datos oceanográficos y meteorológicos son de gran importancia en el diseño operación y seguridad de las estructuras marinas.

Así mismo se debe considerar que para prevenir desastres materiales, pérdidas de vidas y control de la contaminación del ambiente marino se debe tener una buena apreciación de las olas, vientos y corrientes.

Desafortunadamente en ninguna parte del mundo se tienen los datos suficientes para asegurar que se conozcan los fenómenos oceánicos y atmosféricos y sus efectos.

1.- OLEAJE.

1.1 Datos Existentes.

Existen datos estadísticos de oleaje para las aguas mexicanas, generalmente los datos provenientes de observación visual realizado desde barcos o en la costa. Estas observaciones presentan la inconveniencia que no se realizan continuamente, que la información depende de la aproximación que le den los navegantes y que los barcos rehuyen la presencia de las tormentas. Este tipo de información aparece en los altos de oleaje del Almirantazgo Británico y los de Sea and Swell.

Información cotidiana del estado del mar se entrega junto con el informe meteorológico, haciéndose únicamente referencia de los vientos y el tipo oleaje esperado.

① Se han realizado diferentes estudios de recolección de datos oceanográficos para apoyo de obras en la costa y la plataforma continental. El enfoque que se le dió a estas recopilaciones en general era el de obtener una cierta cantidad de datos solamente indicativo de los fenómenos; por lo que esta información es aislada y pobre debido a que no contiene la información necesaria para hacer análisis espectral y tampoco tiene validez estadística para generar estadística a largo plazo.

Con el desarrollo de los nuevos puertos industriales se ha empezado a obtener información continua de gran calidad que permite hacer análisis más finos.

En el Golfo de Campeche se ha instrumentado las plataformas petroleras con equipo automático de medición y grabación durante los periodos críticos de oleaje.

La información que por lo general se utiliza para el diseño estructural se han basado en las estadísticas a largo plazo generadas mediante modelación y utilizando los datos de oleaje proporcionadas por los barcos que reportan oleaje visual, de alguna boya oceanográfica y de estaciones costeras. Se ha encontrado que existen discrepancias entre los regímenes proporcionados por estos servicios y el oleaje observado.

1.2 Datos de oleaje obtenidos visualmente.

Las observaciones de oleaje incluyen 16 direcciones de -

La clase número 7 incluye olas de 6 a 9 m y la clase 8 de 9 a 14 m. Esto incluye esencialmente la posibilidad de fundamentar sobre estos datos las estimaciones de ola de diseño mayor que 9.0 m. Debido a la pobre resolución que existe en la altura de ola se supone que las observaciones visuales corresponden a la altura de ola significativa $H_{1/3}$.

2.- OLEAJE, METODOS Y ANALISIS.

2.1 Estadística a corto plazo para el oleaje.

2.1.1 Generalidades.

La descripción de corto plazo de la elevación de la superficie del agua en un sistema de referencia es tratada como un proceso aleatorio, quasi-estacionario en el tiempo y homogénea en la dirección horizontal.

La suposición de que la superficie puede tratarse como un proceso gaussiano implica que es el resultado de una superposición lineal de un número infinito de componentes espectrales.

En esta sección se considerarán algunas propiedades de corto plazo de la estadística de olas que se ha obtenido del análisis de datos reales.

2.1.2 Distribución de alturas y períodos de ola.

Es bien sabido que los efectos de las olas sobre las

②

estructuras dependen no solamente de la altura de la ola, sino que también del período.

Por esta razón la distribución cruzada de las alturas y los períodos de ola es muy importante.

Se ha presentado una distribución de dos variables (altura y período) dada por:

$$P_z(\xi, \eta) = \frac{\xi^2}{\sqrt{2\pi}} \exp(-\xi^2(1+\eta^2/2))$$

donde ξ y η son la altura y el período adimensionados dados por:

$$\xi = \frac{a}{\sqrt{m_0}} = \frac{2H}{H_s}$$

$$\eta = \left(\frac{T}{T_s} - 1\right) / \sqrt{2}$$

donde

$$\nu \approx \frac{1}{2} \epsilon_s$$

y

$$\epsilon_s^2 = 1 - \frac{m_2}{m_0 m_1}$$

es un parámetro de anchura espectral y

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n S(f) df$$

es el momento de orden n del espectro.

Para un espectro angosto se deriva la siguiente relación:

$$\nu^2 = \frac{m_2 m_0 - m_1^2}{m_1^2}$$

La dispersión de ν calculada de los datos fue considerablemente pequeña con el 70% de los valores entre 0.5 y 0.6.

También se observó que el porcentaje de rompientes aumenta con el valor ν . Los datos también muestran

incidencia (excepto las efectuadas en la costa), los períodos en segundos y las alturas en intervalos de 0.50 m. Las siguientes definiciones son las utilizadas comúnmente y estén de acuerdo con las que aparecen en la "Guía para Instrumentación Meteorológica y Prácticas de Observación" de la Organización Meteorológica Mundial, publicación No. 8. TP. 3:

Dirección de la ola: Es la dirección de donde vienen las olas.

Período de la ola: Es el tiempo que tardan en pasar por un mismo punto 2 crestas ó 2 valles sucesivos.

Altura de ola: Es la distancia vertical que existe entre el valle y la cresta.

Si la dirección media de todas las olas con características más o menos similares difieren en 30° ó más de la dirección media de olas con apariencia diferente, los dos grupos de olas deben considerarse de dos sistemas diferentes.

Cuando el oleaje distante típico arriba dentro de 20° con relación a la dirección del viento, debe considerarse que es un sistema diferente si su período es cuando menos 4 segundos mayor que el período de las olas más grandes de tipo local. Lo que se requiere es el período medio y la altura media de alrededor 10-20 olas bien formadas.

Puede encontrarse ocasionalmente algunas olas que literal

2

mente sobresalen de las olas circundantes. Dichas olas pueden presentarse solas o en grupos de dos o tres. El observador no debe concentrarse solamente en estas olas, si no que debe considerar también los grupos de olas bien formadas con altura regular para medir el período y la altura media. En promedio, la altura real de una ola en un grupo de 10 excederá la altura reportada.

Existe un parámetro adicional que se emplea en las observaciones de oleaje, el llamado "estado del mar" y se utiliza en forma codificada del 0 al 9 según la siguiente tabla:

<u>Estado del mar</u>	<u>Altura de ola (m)</u>
0	0
1	0-0.1
2	0.1-0.5
3	0.5-1.25
4	1.25-2.5
5	2.5-4.0
6	4-6
7	6-9
8	9-14
9	>14

Cuando este parámetro se obtiene desde las estaciones en la costa se ve influenciado por las condiciones locales y a menudo es dudoso.

Los intervalos elegidos a partir de 1.25 m son grandes y los datos no sirven para estimar las distribuciones a largo plazo. Estos datos se utilizan considerando las variaciones geográficas y para seleccionar las situaciones de tormenta.

que ν y el ancho del espectro tienden a aumentar con el tiempo durante el desarrollo de la ola. Se considera la distribución de máximas y se llega a la expresión:

$$P(s, z, \epsilon) = \frac{2\alpha^2 s^2 z^{-\alpha}}{(2\pi)^{1/2} \epsilon (1-\epsilon^2)^{1/2} \mu^2} \exp \left[-\frac{\epsilon^2 z^\alpha}{2\epsilon^2 \mu^2} \left\{ (\mu^2 z^\alpha - \alpha^2)^2 + \alpha^2 - 2 \right\} \right]$$

donde

$$z = \frac{T}{T_0}$$

$$\alpha = \frac{1}{2} (1 + (1 - \epsilon^2)^{1/2})$$

y

$$\mu = \frac{\epsilon^2}{1 - \epsilon^2}$$

μ es la relación entre el valor medio \bar{T} y el intervalo de tiempo entre los máximos.

Se ha aplicado la distribución de dos variables y se ha derivado distribuciones a corto y largo plazos de olas rompientes y también una distribución a largo plazo de la altura y período de ola. Se ha concluido que la distribución a largo plazo de las alturas de rompientes de resultados conservadores. Más aún, también se concluyó que la distribución a largo plazo de H y T subestimó los valores de T .

2.1.3 Distribución de la relación de pendientes de ola.

La relación de pendientes de ola se define como:

$$s = \frac{H}{L}$$

③

Bretschneider (1959) supuso distribuciones de Rayleigh independientes para las alturas y períodos de ola al cuadrado. De acuerdo con sus resultados la distribución de la relación de pendiente es:

$$P(s) = \frac{s^2}{1.35} + s^2$$

Battjes (1972) llegó al mismo resultado con base en la distribución de Rayleigh de la altura y período de ola normalizados suponiendo una correlación positiva entre ellos.

Overvik y Houmb (1977) obtuvieron una función de distribución para la relación de pendiente para una superficie marina bidimensional consistiendo de un número infinito de senoidales con fases aleatorias.

Para un espectro de banda ancha se tiene:

$$h(s) = \frac{4(1-\epsilon^2)}{s_2^2} s \cdot \exp \left[-2(1-\epsilon^2) \left(\frac{s}{s_2} \right)^2 \right]$$

La distribución acumulada de s es:

$$H(s) = \int_0^s h(s) ds = 1 - \exp \left[-2(1-\epsilon^2) \left(\frac{s}{s_2} \right)^2 \right]$$

donde

$$s_2 = \frac{2\pi H_0}{3 T_0}$$

Suponiendo un espectro de banda angosta ($\epsilon = 0$) se obtuvo:

$$h(s) = \frac{4}{s_2^2} s \cdot \exp \left[-2 \left(\frac{s}{s_2} \right)^2 \right]$$

y

$$H(s) = 1 - \exp \left[-2 \left(\frac{s}{s_2} \right)^2 \right]$$

la cual es una distribución del tipo de Rayleigh.

Se encuentra que el valor medio es:

$$M_1 = \frac{s_2}{\sqrt{2}} \Gamma(1.5) = 0.6267 s_2$$

La desviación estándar es:

$$\sigma = \sqrt{m_2 - m_1^2} = \frac{S_2}{\sqrt{2}} \sqrt{1.02 - 1^2(1.5)} = 0.3276 S_2$$

La media y la desviación estándar de la relación de pendiente siguen una relación lineal con el parámetro S_2 en la distribución de la relación de pendiente.

2.2.4 Forma del espectro.

Existe una variedad de espectros que se pueden aplicar a los datos de oleaje. El que se ha utilizado con buenos resultados en la información del país es el JONSWAP. La fórmula de este espectro es la siguiente:

$$S(f) = \alpha g^2 (2\pi)^{-4} f^{-4} \exp\left\{-\frac{5}{4} \left(\frac{f}{f_m}\right)^4\right\} \exp\left\{-\frac{(f-f_m)^2}{2\sigma^2 f_m^2}\right\}$$

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_a = 0.07 & \text{para } f \leq f_m \\ \sigma_b = 0.09 & \text{para } f > f_m \end{cases}$$

con los cinco parámetros α , f_m , γ , σ_a y σ_b . f_m es el pico de la frecuencia y α es la constante de Phillips. α , γ , σ_a y σ_b se relacionan con la forma del espectro; σ_a y σ_b dan el ancho de los lados izquierdo y derecho respectivamente, γ es la relación entre la energía espectral máxima de JONSWAP y la correspondiente del espectro de Pierson Moskowitz.

(4)

Haumb y Overvik (1977) presentaron una parametrización de este espectro. De acuerdo con trabajos más recientes la dispersión de los parámetros es mucho más pronunciada que la predicha por estos autores. Con base en el análisis de 5984 espectros, cada uno con 16 grados de libertad, se calcularon los parámetros α , γ y σ con la altura de ola significativa y la frecuencia pico fijas. Los espectros para cada clase se promediaron y se llevó a cabo un ajuste por mínimos cuadrados. Excepto por α no existe una tendencia sistemática en los números obtenidos. Asimismo, no tiene objeto discutir el valor de uno de los parámetros sin considerar el valor de los otros.

Este estudio también mostró que el espectro JONSWAP subestima la densidad espectral en la región de altas frecuencias, con consecuencias importantes al estimar el deterioro por fatiga. Por lo tanto se concluye que una frecuencia dependiente de $f^{-4.5}$ da un mejor resultado que la tradicional f^{-5} . Haumb y Due (1978) examinaron 2510 espectros de ola de la costa de Noruega con objeto de calcular el porcentaje de espectros con más de un pico. Su conclusión fue que el 4.2 % de todos los espectros tuvo más de un pico. Más aún, encontraron que tales espectros ocurren cuando $H_s \leq 3m$.

Con base en un modelo estadístico físico simple -
Houmb y Due también encontraron que el porcentaje -
de espectros con más de un pico es 4%.

Thompson (1980) observó que del 50% al 70% de los -
espectros de aguas someras en las costas de Estados
Unidos tenían más de un pico, con alguna variación
entre los sitios de medición.

Con base en las investigaciones mencionadas ante-
riormente, se puede concluir que para el 4% de los
estados de mar en aguas profundas y para el 70% de
los de agua someras, un modelo espectral como el -
de Pierson-Moscowitz es errático.

2.1.5 Grupos de olas.

Goda (1970), Houmb et. al. (1977) y Johnson et. al.
(1978), así como otros autores, han encontrado des-
viaciones significativas en la hipótesis de la fase
aleatoria de la ola. Han demostrado que las --
olas tienden a aparecer en grupos más a menudo de
lo esperado por la hipótesis de la fase aleatoria.
Goda (1970), Bruun y Günbak (1977) y Johnson (1978)
demostraron que las olas presentes en grupos cau-
san mucho más daño a las estructuras costeras que
las olas con fase aleatoria. Por lo tanto el agru-
pamiento de las olas es de vital importancia en --
ingeniería costera y es necesario conocerlo y enten-

(5) derlo mejor.

Todas las investigaciones mencionadas anteriormente
se refieren a datos de aguas profundas. Por inspec-
ción visual de los registros de aguas profundas o --
someras se observa fácilmente que el agrupamiento -
es más pronunciado en aguas someras. Se espera encon-
trar diferencias entre las olas en aguas profundas
y someras en relación con la forma de los espectros
de densidad de olas de una y dos dimensiones.

Existe un consenso general entre los científicos --
del campo de la estadística de olas de que el olea-
je en aguas someras se desvía tanto de la hipótesis
general aleatoria que deben desarrollarse nuevos mo-
delos estadísticos.

En esta sección se enfoca la atención en el agrupa-
miento de las olas y las características del mismo.
Goda (1970) menciona que el sobrepasar el mar con -
olas irregulares un muro depende del número de --
olas grandes que se presenten en secuencia. También
supone que si se presentan olas grandes al azar, se
puede estimar el valor de sobrepasar como el prome-
dio de todas las olas, para propósitos de diseño.
Si las olas grandes tienden a presentarse en grupos
solamente se recomienda el promedio de las olas --
grandes para propósitos de diseño.

Bruun y Günbak (1977) también informan que el agrupa-

miento de olas más grandes reduce la estabilidad de las estructuras con pendiente.

Johnson (1978) concluye que el agrupamiento de olas es un parámetro esencial en las pruebas del modelaje de los rompeolas de enrocamiento.

Funke (1978) ha estudiado el problema de la reproducción en el laboratorio de olas irregulares en un agrupamiento dado.

Ramamonjariisoa y Mollo-Christensen (1979) demuestran que el campo de oleaje, se puede describir en términos de ondas transportadoras moduladas tipo Stokes propagándose con una dispersión angular y un retraso entre las modulaciones de la amplitud y la fase.

También se sabe que los grupos de olas influyen sobre las fuerzas y respuestas de las olas en general. La ocurrencia de rompientes sucesivas también es provocada por los grupos de olas. Se concluye que el agrupamiento de olas debe incluirse en las características cuando se estudia el arribo de las olas a las playas. Battjes (1972) estudió la distribución del arribo de las olas rompiendo sobre declives. Utilizó una distribución de la altura y el período de ola al cuadrado y la convirtió en una distribución de la relación de pendiente de ola. Enton

6

ces pudo calcular el porcentaje de olas rompiendo sobre el declive. Battjes (1972) aplicó los resultados de Hunt

(1959) y concluyó recomendando un estudio de los datos de oleaje para obtener un mejor estimado de la distribución de la relación de pendiente de ola.

También hizo hincapié en la importancia de efectuar mediciones de campo del arribo de las olas.

Overvik y Houmb (1977) describieron una expresión analítica para la distribución de la relación de pendiente de ola basada en el trabajo clásico de Rice. Con esta base se ha desarrollado una distribución a largo plazo de la relación de pendiente de ola.

Van Dorshot (1968) estudió la influencia de la forma espectral sobre el arribo del oleaje y concluyó que el arribo aumenta con el ancho del espectro.

Cuando se reproducen olas irregulares en el laboratorio, son comunes dos aproximaciones:

- i) La generación de una forma espectral preestablecida de un pico de frecuencias dado y de altura de ola significativa. Entonces la fase no se controla y puede variar de prueba a prueba.
- ii) La reproducción de un registro de olas actual tomado en el campo. Entonces la sucesión de olas será siempre la misma.

Pueden surgir preguntas acerca de la representatividad de esos registros porque los detalles exactos nunca se obtendrán otra vez.

El verdadero fin es describir la estadística de la fase a partir de datos de campo y reproducirla en el laboratorio para formas espectrales preestablecidas.

Algunas aplicaciones en la ingeniería para las cuales el agrupamiento de olas es importante son:

- Procesos playeros como el arribo de olas
- Estabilidad de enrrocamientos
- Fuerzas debidas a oleaje actuando sobre estructuras marinas
- Resonancia en bahías
- Oscilación debida a derivas lentas de barcos anclados
- Fuerzas de amarre
- Rompientes sucesivos
- Erosión de dunas

Nolte y Hsu (1972) utilizaron la función rectificad-evolvente de olas con objeto de aislar grupos de olas. Obtuvieron esta función evolvente uniendo las crestas vecinas por medio de líneas rectas después de reflejar los valles alrededor del nivel medio del agua del registro.

Funke (1978) informa que la aplicación de esta técnica no tuvo éxito. En cambio propuso calcular el cuadrado de la elevación de la superficie del agua en un período que es una función de la frecuencia pico. Utilizando la aproximación de Bartlett, Funke llegó a una "historia de energía de ola instantánea suavizada" (SIWEH) que es muy útil para aislar grupos de olas.

La SIWEH suavizada está dada por:

$$E(t) = \frac{1}{T_p} \int_{-T_p}^{T_p} \eta^2(t+z) \cdot Q_k(z) dz$$

donde

$$Q_k(z) = \begin{cases} 1 - \frac{|z|}{T_p} & \text{para } -T_p \leq z \leq T_p \\ 0 & \text{en cualquier otro lugar} \end{cases}$$

es la ventana de Bartlett.

Ahora se puede calcular el espectro de la SIWEH debido a su utilidad al describir la extensión del agrupamiento. Funke definió la densidad espectral de SIWEH como:

$$E(f) = \frac{2}{T_n} \left(\int_0^{T_n} (E(t) - \bar{E}) e^{j\omega t} dt \right)^2$$

donde T_n es la longitud del registro de la ola y las letras tildadas denotan promedios. En particular se tiene que:

$$\bar{E} = \frac{1}{T_n} \int_0^{T_n} E(t) dt = \int_0^\infty S_\eta(f) df$$

Donde S_η es la densidad espectral de la elevación de la superficie del mar. Funke calculó $E(f)$ sin suavizar con objeto de no perder detalles.

En la actualidad se sabe muy poco acerca de las relaciones entre $E(f)$ y $S_{\eta}(f)$, así que debe dársele atención a este problema.

El estimador de la actividad de los grupos de olas propuesto por Funke es:

$$GF = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T (E(t) - E)^2 dt / E} < \sqrt{m_{0E} / m_0}$$

donde m_{0E} y m_0 son los momentos iniciales de las densidades espectrales de SIVEM y la elevación de la superficie, respectivamente. Debe ser muy interesante evaluar el uso del análisis de SIVEM para la detección de la actividad del grupo de olas en los datos de campo. Esta técnica tiene muchas ventajas en potencia porque la aproximación al dominio de su frecuencia permite que las técnicas de espectros de energía, que han sido tan útiles en la estadística de la elevación de la superficie, se puedan aplicar también a fenómenos de agrupamiento.

Las estimaciones de los espectros $E(f)$ tienen intervalos de confianza amplios porque el número de grupos es mucho menor que el número de olas. Con objeto de mejorar la confianza de las estimaciones del espectro de SIVEM se propone calcular $E(f)$ por el método del periodograma promedio (Welch, 1969; Howell, 1980) y por el Método de Entropía Máxima, MEM (Burg, 1967; Houmb et al., 1979 y 1980). El MEM es equivalente a una extra-

(2)

polación de la función de autocovarianza y es consistente con algunas suposiciones del modelo. El resultado es una resolución mayor del espectro. También debe considerarse el análisis en el dominio del tiempo tal como lo indican Houmb y Overvik (1977).

Se supone que $E(f)$ y $S(f)$ juntas proporcionan información suficiente para reproducir la estadística de la fase de la ola. Sin embargo, el espectro de la fase debe calcularse y considerarse en conexión con la reproducción de olas en el laboratorio.

La detección exitosa de los grupos de olas utilizando las técnicas descritas tendrá amplias implicaciones debido a las diferentes formas en las cuales la estadística del oleaje se aplica a problemas de ingeniería.

2.1.6 Estimación de la máxima entropía espectral.

Los modelos regresivo automático (AR), de promedio trasladándose (MA) y el combinado ARMA se han utilizado para describir procesos geofísicos y económicos durante la última década. Recientemente se ha encontrado que bien vale la pena conjugar esfuerzos en un intento de utilizar esta técnica para estimar las densidades es-

pectrales de las olas en la superficie del océano. Es bien sabido que las contribuciones de Pierson y Longuet-Higgins han llevado a la hipótesis Gaussiana de la descripción de una superficie oceánica aleatoria.

Varios autores han informado de algunas desviaciones de este modelo, pero aún es el número uno de los modelos de la superficie marina.

Una razón poderosa para describir las olas superficiales del océano por medio de un modelo ARMA es su congruencia con el método de entropía máxima (MEM).

Una debilidad de la estimación tradicional de los espectros (incluyendo la transformada de Fourier de la función de autocovarianza y la transformada rápida de Fourier) es la suposición de que los datos fuera de la muestra son cero.

En el análisis tradicional de los espectros se utiliza o los datos o bien ventanas espectrales. Este problema se evita en el MEM.

El MEM describe la información disponible de la muestra, pero no se compromete con suposiciones de lo que sucede afuera. En particular, se obtienen las estimaciones utilizando el proceso, pero no se supone nada de lo que sucede fuera de ese proceso.

②

La filosofía de que el conocimiento de los procesos debe depender solamente de su realización y no de suposiciones no realistas, llevó al trabajo presente. El problema de la utilización de ventanas se eliminó, pero se reemplazó por el problema de la estimación de los modelos.

La aproximación utilizada aquí es un proceso ARMA. Entonces la superficie se modela con aproximadamente 20 coeficientes y un término de ruido. Las verificaciones muestran que el modelo ARMA proporciona estimaciones de las formas espectrales y los momentos que concuerdan muy bien con los espectros de la transformada rápida de Fourier (FFT). El espectro se da con una forma exacta cuando se conocen los coeficientes ARMA.

Debido a que se obtienen tanto el espectro como las series de tiempo del modelo cuando se conocen los coeficientes, se ha obtenido una abreviación entre el tiempo de proceso y el dominio de las frecuencias en comparación con los análisis tradicionales de espectros.

Se discute un procedimiento de adquisición de datos y análisis, incluyendo el uso de modelos ARMA. En lo que se refiere a este punto, existen más detalles en el informe de S. Holm y J.M. Hovem (1978), quienes propusieron

un sistema de procesamiento y análisis en tiempo real y una reducción de los datos de las boyas de medición de oleaje.

Se resume un método para la simulación de la superficie del océano. También se indica como se puede describir la respuesta de un sistema lineal de tal manera que pueda generarse en respuesta de la serie de tiempo. Los modelos ARMA pueden aplicarse a la generación de olas en el laboratorio.

En seguida se da un breve resumen de los procesos ARMA. Para mayores detalles se hace referencia a Houb, Overvik, Finas y Mo (1979), y Box y Jenkins (1970).

Se puede suponer que un proceso ARMA se genera pasando una serie de ruido "blanco".

$$\{z_t\} \xrightarrow{\text{Filtro AR}} \xrightarrow{\text{Filtro MA}} z_t.$$

El filtro tiene funciones de transferencia $\phi^{-1}(B)$ y $\theta(B)$ respectivamente.

El proceso ARMA (p, q) puede escribirse como:

$$\begin{aligned} z_t &= \phi^{-1}(B) \cdot \theta(B) a_t \\ &= \phi_1 z_{t-1} + \phi_2 z_{t-2} + \dots + \phi_p z_{t-p} + a_t - \theta_1 a_{t-1} - \dots - \theta_q a_{t-q} \end{aligned}$$

donde

$$\begin{aligned} \phi(B) &= 1 - \phi_1 B - \dots - \phi_p B^p \\ \theta(B) &= 1 - \theta_1 B - \dots - \theta_q B^q \end{aligned}$$

(10)

Los dos conjuntos de constantes $\{\phi_i\}$ y $\{\theta_i\}$, junto con la varianza σ_a^2 del ruido blanco, definen un modelo ARMA (p, q) .

La autocovarianza en un desfaseamiento k del proceso es:

$$r_k = \phi_1 r_{k-1} + \phi_2 r_{k-2} + \dots + \phi_p r_{k-p} - \theta_1 r_{2n(k-1)} - \dots - \theta_q r_{2n(k-q)}$$

donde

$$r_{2n}(k) = E[z_{t-k} a_t]$$

El espectro de energía del proceso ARMA (p, q) es:

$$P(f) = 2\sigma_a^2 \frac{|1 - \theta_1 e^{i2\pi f} - \dots - \theta_q e^{i2\pi q f}|^2}{|1 - \phi_1 e^{i2\pi f} - \dots - \phi_p e^{i2\pi p f}|^2}, \quad 0 < f < 1/2$$

donde la frecuencia f esté normalizada con respecto al intervalo de muestro Δt del proceso estocástico discreto.

Uno de los mayores problemas que se presentan al utilizar los modelos ARMA es el de determinar el orden de (p, q) . En el caso de datos de oleaje la experiencia demuestra que $q = 1$ y $10 < p < 30$ dan buenas estimaciones del modelo. Para mayores detalles de la estimación del orden, se hace referencia a Houb et al. (1979).

Las diferencias entre los parámetros y la forma espectral de la transformada rápida de Fourier (FFT) y el proceso ARMA son muy pequeñas.

Una de las propiedades interesantes del análisis espectral MEM es que la función de autocorrelación (ACF) puede extrapolarse en forma consistente con las suposiciones del modelo.

La extrapolación de la AXF es equivalente al aumento del número de desfases. En términos espectrales esto lleva a un aumento en la resolución del intervalo de frecuencias en comparación con los métodos tradicionales (FFT).

Los modelos ARMA se han aplicado con éxito para estimar los espectros de respuesta lineal y para simular muestras de oleaje. Otras aplicaciones son la generación de olas y los procedimientos de obtención de datos.

2.2 Estadística de oleaje extremo y a largo plazo.

2.2.1 Generalidades.

El diseño de cualquier estructura marina requiere de un conocimiento exacto de las condiciones extremas probables del estado del mar en áreas geográficas extensas. Esto necesita una serie de datos grande. Goda (1979) clasifica los métodos en tres categorías:

- 1) Extrapolación de la distribución a largo plazo de las alturas de ola características o individuales.
- 2) Análisis de los valores extremos con altura de ola pico sobre un cierto nivel durante tormentas.
- 3) Análisis de los valores extremos con máximos anuales.

Para el grupo 1), se utilizan diferentes modelos y cada método se resume posteriormente. Ninguno de los métodos se aceptan universalmente y las estimaciones varían mucho. Generalmente es necesario contar con aproximadamente 30 años de datos para tomar en cuenta las fluctuaciones anuales del clima y poder obtener buenas estimaciones.

2.2.2 Modelos de predicción de oleaje extremo.

a) Modelos A y B de altura individual de ola.

La distribución a largo plazo de H_1 es de Weibull.

$$P_L(H_1) = 1 - \alpha \times P \left[- \left(\frac{H_1 - H_0}{H_2 - H_0} \right)^\gamma \right]$$

Donde H_0 , H_2 y γ son el parámetro de ubicación o de umbral, el parámetro de escala y el parámetro de la pendiente, respectivamente y que se obtienen de los datos. Los datos se grafican en una gráfica de probabilidad de Weibull con $\ln(H_1 - H_0)$ en las abscisas y $\ln(-\ln(1 - P_L(H_1)))$ en las ordenadas. $P_L(H_1)$ se obtiene a partir de $m/(N+1)$, donde m es el número de datos acumulados menor que el límite de la clase que representa a $\{H_1\}$. γ es la pendiente de la recta y se obtiene con el método de mínimos cuadrados.

En general se ha encontrado que la posición en la gráfica de la clase más baja de H_s (límite superior) tiene tendencia a desviarse de la línea recta. Para corregir esto se introduce el parámetro H_0 , cuyo valor normalmente es la desviación de esa posición más baja en la gráfica. Tenemos un ajuste (decidido por el coeficiente de correlación o el valor χ^2) utilizando el método del error y acierto, cambiando el valor de H_0 . H_c es el valor de H_s para el cual $-\ln(-\ln(1-P_L(H_s)))=0$. Generalmente, primero se prueba con una distribución de dos parámetros ($H_0=0$) y sólo se lleva a cabo un segundo intento cuando se considera necesario y la distribución de dos parámetros se utiliza para el cálculo de las alturas individuales de ola con el método de Nordenström (1969).

La probabilidad de que se presente un estado de mar $H_s(R_p)$ en particular es:

$$Q(H_s) = 1 - P_L(H_s) = \tau H_s / R_p = 1/N$$

Donde R_p es el período de retorno y τH_s es el intervalo de tiempo transcurrido entre las observaciones, durante el cual se supone que el estado de mar es estacionario. Generalmente τH_s es igual a 3 horas en el caso de datos

(12)

obtenidos por instrumentos y 12 minutos en el caso de datos visuales, pero esta es una cuestión de definición subjetiva y muy discutida. Si se sustituye por R_p se obtiene el estado de mar que sería excedido, en promedio, una vez cada R_p años, o sea:

$$H_s(R_p) = (H_c - H_0) \left[\ln(R_p / \tau H_s) \right]^{1/\alpha} + H_0$$

El período de retorno de una altura de ola dada es proporcional a τ y entonces valores pequeños de τ dan estimados conservadores.

La distribución a largo plazo de alturas individuales de ola puede obtenerse sumando todas las distribuciones de las alturas individuales de cada estado de mar (Rayleigh), valoradas por la variación del estado de mar. Esta valoración se efectúa por medio de una función de distribución cruzada de H_s , T_z y T_z^{-1} .

$$P_L(H) = \frac{1}{T_z} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} T_z^{-1} p(H_s, T_z) F(H/H_s, T_z) dH_s \cdot dT_z$$

La integración se lleva a cabo despreciando la variación de T_z para obtener:

$$P_L(H) = 1 - \int_0^{\infty} p(H_s) e^{-2(H/H_s)^2} \cdot dH_s$$

Esto da estimados conservadores ya que la correlación de H_s y T_z se desprecia. Se hace una aproximación de esta ecuación por medio de una distribución de Weibull, o sea:

$$P_L(H) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{H}{c H_c^{1/\alpha}} \right)^\alpha \right]$$

Donde $d=1.33$ para datos visuales y 1.0 para datos de instrumentos. C y D se obtienen a partir de la tabla 2.2.1, en la cual γ es la pendiente de $P_L(H_S)$. La altura de ola con periodo de retorno R_p es:

$$H(R_p) = C H_c^{1/d} \left[L_w (R_p / T_w) \right]^{1/\gamma}$$

En su revisión crítica, Eide (1979) establece que este modelo puede tender a sobreestimar las alturas de ola ya que no toma en cuenta la correlación poco rigurosa existente entre las alturas y los periodos de ola. Esto no tiene que considerarse como un inconveniente serio. Nolte (1973) hizo hincapié en la necesidad de una correlación de agrupamiento en vista de que es muy posible que dos olas grandes de diseño, $H(R_p)$, pueden presentarse sucesivamente durante una tormenta.

La ola más grande más probable (modelo B) en un estado particular de mar con periodo de retorno R_p está dada por:

$$H(R_p)_{máx} = H_c(R_p) \cdot \sqrt{\ln \cdot N/\gamma}$$

Donde N es el número de olas T_{H_S}/T_H , suponiendo un periodo promedio de ola individual razonable (T_H). Esto se obtiene suponiendo que la distribución a largo plazo de H_S es de Weibull y entonces requiere una integración como la he

$\gamma \cdot d$	$d=1.33$	$d=1.00$	D
	C	C	
-	1.189	.707	2.000
10.00	1.056	.628	1.780
8.00	1.029	.612	1.712
6.00	0.992	.590	1.614
4.00	0.930	.553	1.444
3.33	0.901	.536	1.354
2.86	0.876	.521	1.276
2.50	0.855	.508	1.208
2.22	0.837	.497	1.144
2.00	0.820	.488	1.086
1.82	0.807	.480	1.034
1.67	0.794	.472	0.988
1.54	0.783	.465	0.944
1.43	0.772	.459	0.904
1.33	0.762	.453	0.868
1.25	0.754	.448	0.834
1.18	0.746	.444	0.802
1.11	0.739	.439	0.774
1.05	0.732	.435	0.746
1.00	0.726	.432	0.722
0.67	0.689	.410	0.538
0.50	0.666	.396	0.428
0.40	0.656	.390	0.356

TABLA 2.2.1. CONSTANTES PARA LA DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL A LARGO PLAZO PARA OLA INDIVIDUAL.

cha por Nordenström (1969). Una limitante importante del método es la dependencia de H_d de τ_{H_s} y τ_H . En este periodo la duración del estado de mar es objeto de una definición subjetiva. Eide (1979) concluye que la manera más consistente es utilizar $\tau_{H_s} = 3$ hrs. en (R_p/τ_{H_s}) y $\tau_{H_s} = 12$ min. en $N = \tau_{H_s}/\tau_H$. Esto lleva a la ola mayor más probable en el estado de mar del año R_p cuando se observan estados de mar durante 12 minutos cada 3 horas.

b) Modelo de altura máxima de ola más probable.

Este modelo utiliza la altura máxima de ola más probable ($H_{m\acute{a}x}$) en cada observación H_s ; es to es, cada estado de mar.

Una estimación de $H_{m\acute{a}x}$ está dada por:

$$H(N)_{m\acute{a}x} = H_s \cdot \sqrt{\ln N/2}$$

Donde N es el número de olas en cada registro y se calcula dividiendo la duración del mismo, τ_{H_s} , entre un periodo promedio τ_H .

Entonces se obtiene:

$$H(1000)_{m\acute{a}x} = 1.67 H_s$$

y

$$H(1000)_{m\acute{a}x} = 2.15 H_s$$

Como buena aproximación $H_{m\acute{a}x}$ no varía mucho de $2H_s$. Los valores de $H_{m\acute{a}x}$ así obtenidos se ajustan por medio de la ley de Weibull y se evalúa la estadística deseada.

(5)

Eide (1979) señala como limitante que $H_{m\acute{a}x}$ no es una variable de valor extremo estrictamente hablando ya que cada estado de mar tiene diferentes poblaciones.

c) El modelo de tormentas.

Este modelo aplica un filtro a todos los estados de mar que se presentaron durante un intervalo de tiempo en el cual se aplicaron modelos numéricos de diagnóstico. Se define que una tormenta se inicia cuando H_s excede un valor umbral, H_{st} , y finaliza cuando H_s permanece por debajo de H_{st} durante un día o baja a menos de $H_{st}/2$ después de medio día. Las alturas máximas de ola más probables ($H_{m\acute{a}x}$) se calculan a partir de los valores de H_s . Existen dos versiones del modelo de tormentas, una utiliza la altura máxima de ola más probable durante una tormenta y la otra utiliza la distribución completa de las posibles alturas máximas durante la tormenta. Esto es, un estado de mar con duración de varios periodos de observación puede dar una $H_{m\acute{a}x}$ mayor que un estado de mar más severo observado sólo una vez. Las $H_{m\acute{a}x}$ calculadas se ajustan por medio de una distribución de Weibull de tres parámetros.

Entonces la probabilidad de una ola del año m está dada por:

$$Q(H_m) = 1/\lambda_m$$

La ola de diseño se calcula a partir de:

$$H_d = H_e (\ln \lambda_m)^{1/2} + H_o$$

Donde n es el número de tormentas por año promedio en el período de observación. H_d no es la misma que la ola individual con período de retorno R_p .

d) Modelo de altura de ola extrema anual.

Este modelo utilizó una observación en cada año, la más grande. Eide (1979) considera dos formas de seleccionar la ola extrema anual adecuada.

1) Esto utiliza los máximos anuales de las alturas significativas para encontrar el valor del estado de mar del año m , H_{sm} , y de éste la ola de diseño del año m :

$$H_d = H_{sm} (1/2 \ln nd)^{1/2}$$

donde nd es el número de olas en el estado-mar H_{sm} .

2) La segunda utiliza la ola más grande más probable de todos los estados de mar tomando en cuenta que la $H_{m\acute{a}x}$ más grande no necesariamente ocurre durante el K_s más grande.

(15)

Después de calcular el valor extremo anual adecuado desde el más bajo hasta el más alto resultando n valores independientes en poblaciones de N muestras. Si todas las distribuciones de N muestras son idénticas y del tipo exponencial, el valor más grande de N muestras está dado por Gumbel (1958):

$$\text{Prob.}(H \leq H) = P(H) = e^{-e^{-\alpha(H-U)}}$$

Donde α y U son funciones de la distribución anual inicial y generalmente se determinan de una graficación de los máximos anuales.

La graficación se efectúa con $x=H$ y $y=-\ln(-\ln P(H))$, y se ajusta una línea recta por el método de mínimos cuadrados para obtener $y=\alpha(H-U)$, donde α es la pendiente de la línea y $(-U/\alpha)$ es la constante de regresión. Entonces la altura de ola del año m es:

$$H_d = U - \frac{1}{\alpha} \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{m} \right) \right)$$

Gumbel (1958) especifica que n debe caer cuando menos entre 15 y 20 para minimizar las incertidumbres. Los valores iniciales y extremos están dados en la tabla 2.2.2.

2.2.3 Resultados de la predicción de valores extremos. Eide (1979) analizó datos visuales de olas uti

DISTRIBUTION	INICIAL	VALOR EXTREMO	VALOR EXTREMO GUMBEL
Rayleigh	$1 - e^{-2(H/H_s)^2}$	$e^{-2} - (2(H/H_s)^2)^{-1} - \ln n$	$\exp \left[-e^{-2(\ln n)^2} \left(\frac{2}{\ln n} \right)^2 - (\ln n)^2 \right]$
Weibull (II)	$1 - e^{-\left[\frac{H/H_s - H_0}{H_c - H_0} \right]^Y}$	$e^{-e} - \left[\frac{H/H_s - H_0}{H_c - H_0} \right]^Y - \ln n$	$\exp \left[-e^{-Y(\ln n)} \left(\frac{1}{Y} \right)^{\frac{1}{Y}} \left(\frac{H/H_s - H_0}{H_c - H_0} \right)^{\frac{1}{Y}} - (\ln n)^{\frac{1}{Y}} \right]$
Weibull (III)	$1 - e^{-\left(\frac{H}{CH_c^{1/D}} \right)^D}$	$e^{-e} - \left[\left(\frac{H}{CH_c^{1/D}} \right)^D - \ln n \right]$	$\exp \left[-e^{-e(\ln n)} \left(\frac{1}{D} \right)^{\frac{1}{D}} \left(\frac{H}{CH_c^{1/D}} \right)^{\frac{1}{D}} - (\ln n)^{\frac{1}{D}} \right]$

TABLA 2.2.2. DIFERENTES DISTRIBUCIONES GENERALMENTE USADAS PARA PARAMETROS DE OLA.

- lizando los modelos:
- A- De ola individual
 - B- De ola significativa máxima
 - C- De ola máxima más probable
 - D- De tormentas
 - E- De ola extrema anual

Los resultados se muestran en la tabla 2.2.3:

Estación	A	B 12min.	B 3hrs.	C 12min.	C 3hrs.	D	E
1	32.7	24.5	27.0	24.0	26.3	27.2	35.4
2	27.7	20.3	23.0	20.8	24.9	24.7	26.8

Tabla 2.2.3 alturas de ola predichas (en metros) con periodo de retorno de 100 años.

La tabla 2.2.3 muestra una dispersión grande de las predicciones de ola extrema, los modelos A, D y E se consideran mejores por las razones expuestas en la sección 2.2.2.

Eliminando los datos con error y reanalizando los grupos de datos reducidos, Eide (1979) obtuvo los resultados de la tabla 2.2.4. Aquí no se usaron los modelos B y C y la dispersión se redujo mucho.

Estación	A	D	E
1	32.7	29.7	34.2
2	28.8	25.3	24.7

Tabla 2.2.4 Alturas de ola predichas con periodo de retorno de 100 años después de eliminar los datos con error. Eide (1979).

Houmb y Vik (1977) desarrollaron un modelo para estimar la duración de tormentas que excedieron valores definidos asignados.

La duración promedio de H_s^1 sobre el nivel H_s en horas está dado por:

$$T_c(H_s^1) = \frac{(2\pi)^{1/2} (H_c - H_s)^T}{\gamma \cdot \sigma^h (H_s^1 - H_s)^{T-1}}$$

Donde H_c , H_s , T son los parámetros de la distribución a largo plazo $P_L(H_s)$ de H_s , h es la desviación estándar de dH_s/dt .

La duración promedio de los estados de mar por debajo del nivel H_s está dada por:

$$T_c(H_s^1) = T_c(H_s^1) \left(\frac{1}{2 \cdot F_c(H_s^1)} - 1 \right)$$

No se encontraron variaciones sistemáticas de T_c con H_s en el año para meses diferentes.

La desviación estándar del estado de mar fue del mismo orden del valor promedio dando dispersión grande y por lo tanto baja confiabilidad.

⑦ 2.3 Proyectos presentes y a futuro en investigación y desarrollo.

Olas rompientes.

La investigación sobre olas rompientes se puede aproximar de dos formas, (i) estadística en períodos y altura de ola (H de ola), (ii) procesos de olas rompientes por medio de modelos experimentales.

Duración de tormentas.

La estimación de la duración de tormentas definida en términos del exceso de cualquier nivel de altura de ola significativa se realiza usando un modelo de Poisson simple. Cuando las estimaciones obtenidas de los modelos son comparables con los datos, entonces los resultados son satisfactorios. Se planean a futuro cercano un mayor número de pruebas de los modelos.

Alturas esperadas de ola extrema.

Se ha planeado un estudio para desarrollar una cuantificación de incertidumbre en las suposiciones y métodos aplicados a alturas esperadas de ola extrema.

El trabajo se limita a una evaluación de los métodos y datos ya aplicados para predicción de eventos extremos.

Refracción de olas.

El programa de computadora desarrollado para refracción de olas será refinado y aplicado a topografías de

fondo complejo.

El programa se usará primeramente en la región sur -- del Golfo de México.

Representatividad de datos de oleaje.

Se han hecho mediciones y análisis de correlación entre los datos obtenidos en diferentes sitios. La finalidad es llegar a una estimación del número óptimo de estaciones de registro.

Parámetros espectrales.

Un espectro JONSWAP de tres parámetros se ajusta a un espectro empírico utilizando un método de mínimos cuadrados. Para cada estado del mar se estima la distribución de parámetros haciendo posible una predicción del espectro de ola más probable.

Grupo de ola y arrastre lento.

Se continuará un trabajo adicional en ocurrencias de grupo de ola dentro de un campo de olas con respecto a investigaciones en fuerzas de arrastre sobre grandes volúmenes, estructuras ancladas.

Simulación de clima y operación mar adentro.

Simulaciones de vientos, olas y pronósticos de tiempo sobre las bases de un modelo de predicción de operaciones mar adentro.

Distribuciones de probabilidad cruzada.

La distribución de probabilidad cruzada entre altura

(12)

de ola significativa y período promedio aparente de ola (H_s/T_z) es importante en conexión con la predicción a largo plazo de altura de ola y el mejoramiento de los métodos existentes. Además, la distribución de probabilidad cruzada entre la altura y el período de ola a largo plazo (H/T) es vital para llegar a un criterio de diseño más razonable para estructuras en mar adentro.

2.3.1 Predicción de oleaje.

Con el desarrollo de los sistemas actuales de cómputo y debido a la falta de datos de oleaje, se empezaron a implementar métodos de evaluación del oleaje producido por el viento; esto con el fin de poder reconstruir el oleaje a partir de las cartas existentes de vientos y de predecir el que se presentaría en los días futuros a partir de las predicciones de los campos de viento.

Los primeros intentos se basaron en correlaciones de los dos parámetros, es decir viento y oleaje formulándose coeficientes de altura de ola a partir de velocidades del viento. Esta metodología resultó ser de validez en los casos de presentarse vientos constantes en una sola dirección y cuando no se presentaban oleajes generados por un fenómeno diferente al considerado.

Después se empezó a utilizar el concepto de "fetch" definiéndose así una área generadora, aunque aún no se aproximaba a la realidad, debido a que el fetch podía desplazarse al moverse el fenómeno atmosférico que lo alteraba.

Actualmente se aplica con bastante exactitud un modelo espectral discreto para la estimación de la generación de oleaje por el viento.

(18)

El término principal en este modelo es la parametrización de la transferencia de energía debida a la interacción no-lineal de las interacciones ola-ola. Desarrollando la calibración del término que calcula esta interacción ola-ola, el modelo se comparó en primera instancia con otros modelos de predicción que usan un fetch limitado y viento en una sola dirección, obteniéndose resultados muy similares.

Debido a que el modelo se discretiza en los componentes de frecuencia y dirección, utiliza un esquema de diferencias finitas para los efectos de propagación.

La formulación de este modelo permite la simulación de condiciones oceánicas considerando, tanto la generación de olas por vientos locales y su crecimiento, así como el decaimiento de oleaje lejano (tipo swell) cuando pasa por una región.

Se aplicó el modelo a las 20 mayores tormentas tropicales y a los 20 nortes más fuertes que se han presentado en el Golfo de México con el fin de obtener el oleaje de diseño de esta zona.

Debido a que el modelo trabaja en el dominio espectral se puede obtener tanto el oleaje significativo como el período asociado al mismo.

3.- VIENTOS DATOS Y PROYECTOS

3.1 Datos de viento observados visualmente y por medio de instrumentos.

Para la obtención de datos de viento se ha considerado la altura de los instrumentos entre 10 y 20m sobre el nivel del mar, dependiendo de las limitaciones en su instalación, aunque se encuentran dentro de las especificaciones de la Organización Meteorológica Mundial.

Las definiciones de viento son las siguientes:

DIRECCION.- Es la dirección de donde sopla el viento.

VELOCIDAD.- La velocidad representa un promedio de las mediciones durante 10 minutos.

Se puede dar el caso de que no se cuente con equipo para medir la velocidad del viento, entonces la observación debe hacerse estimando la fuerza del mismo, para lo cual las especificaciones dadas por la escala Beaufort son especialmente útiles.

La velocidad del viento se mide en la mayoría de las estaciones costeras, dada la facilidad que existe para las instalaciones completas. Fuera de la costa, en el mar, se presentan mayores dificultades para la medición de parámetros meteorológicos, ya que se tienen que hacer desde barcos o islas, -- con las consiguientes limitaciones.

3.2 Requerimientos de Datos de Viento.

Hasta donde se sabe, no se efectúa análisis sistemático --

(20) con fines de construcción de estos datos, por lo tanto, aquí se hacen algunas reflexiones sobre las necesidades presentes.

Los datos existentes consisten principalmente en observaciones de velocidades de viento promediados sobre 10 minutos.

A partir de esto se puede estimar el máximo viento promedio extremo en n años. Sin embargo, el viento tiene otras características que no pueden identificarse de tales datos, por lo que se crea la necesidad de otros tipos de información.

Cuando se llevan a cabo actividades en el "campo" surgen preguntas acerca del viento. En lo que se refiere a las actividades marítimas es necesario contar con datos de viento en cada etapa, desde la selección de los sitios de actividad y el diseño de los edificios y barcos hasta la etapa de operación. Sin embargo, la naturaleza de la información del viento es diferente en cada caso.

Para propósitos de diseño se necesitan las probabilidades de diferentes velocidades extremas. Por ejemplo, la máxima extrema en 50 años para promedios de 10 y 1 minuto y las ráfagas de 5 seg. son necesarias para estimar cargas estáticas. Entonces debe conocerse la coherencia entre los diferentes promedios de los valores extremos del viento.

En el caso de torres altas se necesita contar con la distribución vertical de los vientos extremos. Para cargas dinámicas la variación espacial y temporal de la velocidad del viento debe conocerse.

Entonces la autocorrelación (espectro de energía) y la correlación cruzada de la velocidad del viento son importantes.

Existen teorías disponibles para algunos de estos problemas, pero es necesario contar con información más exacta de las características del viento para el caso de la plataforma continental del área de interés. Debido a las características meteorológicas especiales del área no se puede transferir directamente el conocimiento de otras áreas a las aguas de interés de estudio.

Esto se debe principalmente a la influencia del Anticiclón semipermanente del Atlántico; la zona intertropical de convergencia que da origen a los ciclones en el verano (junio-octubre), y la invasión de masas de aire continental polar en el otoño e invierno (octubre-marzo ó abril). Además, la corriente del Golfo ejerce gran influencia sobre el clima de los países a los cuales se acerca por ser de temperaturas altas (>27°C en la superficie).

Debe examinarse más a fondo la distribución de frecuencias de energía y la estabilidad de la atmósfera baja para responder las preguntas que surgen acerca del viento en relación con la actividad en la plataforma continental.

Cuando se seleccionan bases en tierra firme para la construcción de plataformas, es importante tener en cuenta el clima general para regularidad y seguridad. Por otra parte

(21)

el clima general en el mar es sumamente importante para remodelar e instalar las plataformas, para colocar tuberías, para la regulación de los servicios por medio de helicópteros y barcos abastecedores y para las condiciones de operación. Para todas estos propósitos la siguiente información es vital:

- a) La frecuencia de períodos de calmas y/o tormentas según la estación del año;
- b) Las probabilidades de 2 ó más tormentas importantes en secuencia y
- c) Las probabilidades de tener un vendaval algún tiempo antes de una tormenta más fuerte.

Con la información actual se puede obtener el inciso a), y los incisos b) y c) necesitan una red de observaciones más completa, aunque en una primera aproximación se pueden obtener.

3.3 Mediciones Presentes y Planeadas.

3.3.1 Observaciones actuales de viento.

Las observaciones de viento con que se cuenta actualmente se pueden considerar series para fines estadísticos, y son obtenidas por la red de estaciones meteorológicas instaladas en el país por el Servicio Meteorológico Nacional y otras instituciones. Estas estaciones son básicamente costeras, aunque existen en algunas islas o arrecifes coralíferos como Cayo Arcas. Por otra parte, se puede contar

con información que proporcionan las boyas instaladas y los barcos-en-tránsito por el área de interés.

3.3.2 Observaciones y Mediciones Planeadas.

De acuerdo con las necesidades actuales de contar con una red más extensa de estaciones meteorológicas, se ha sugerido que las plataformas de producción y perforación proporcionen datos de viento de acuerdo con las regulaciones de la Organización Meteorológica Mundial. Estos datos incluyan la velocidad media del viento dominante, la velocidad máxima horaria-diaria y las ráfagas presentes en cada hora.

Esta información puede ser transmitida cada 6 horas a la central para su procesamiento, almacenamiento para la elaboración de formas mensuales trimestrales y anuales. Asimismo, estos datos alimentarán al modelo de predicción de oleaje, actualmente en implementación y serán apoyo para diseño estructural.

3.4 Proyectos Presentes y Planeados de Investigación y Desarrollo en Vientos.

Hasta donde se sabe actualmente existen pocos proyectos de desarrollo e investigación en lo que a vientos concierne. Las diferentes instituciones tienen a su cargo estas actividades las cuales incluyen:

- a) La instalación y operación del sistema de radar para -- captar información de los satélites meteorológicos.

(22)

- b) Se está implementando la adaptación de modelos de simulación para determinar, la calidad del aire y la dispersión de contaminantes "urbanos" y de plantas nucleares, así como de desarrollos industriales.
- c) Se están desarrollando modelos de predicción del clima para corto y largo plazos para áreas pequeñas y de macro escala.
- d) Se está implementando un modelo de predicción de oleaje cuya entrada es precisamente datos de viento en una rejilla que cubre el Golfo de México. Como ya se mencionó en la Sección 3.3, con la red de observaciones planeada se obtendrán datos de gran parte -- del área de interés, o sea de Sonda de Campeche y la costa del Golfo de México, para alimentar el modelo de predicción de oleaje cada 6 horas.

4.- VIENTOS. METODOS Y ANALISIS.

4.1 Condiciones de viento en las costas nacionales.

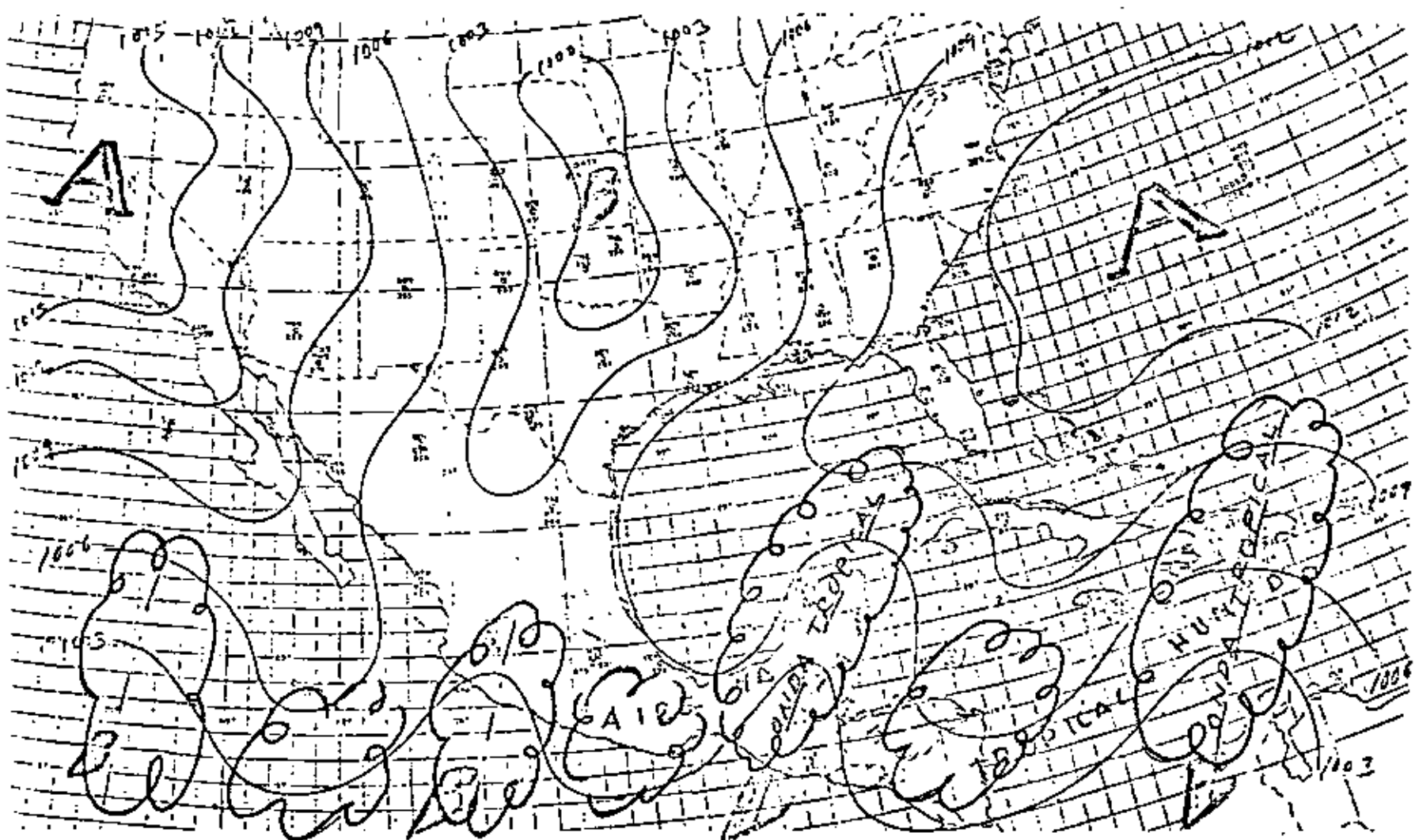
Tal y como se mencionó en la Sección 3.2 el área de interés se encuentra influenciada por diversos sistemas que van a -- determinar el comportamiento de la atmósfera en esa área. El hecho de encontrarse el país en una latitud tropical -- tiene como consecuencia que se vea afectado por la zona intertropical de convergencia, la cual se debe al calentamiento de la atmósfera en el ecuador produciéndose bajas presiones importantes que, aunadas con la rotación de la tierra, dan lugar a movimientos ciclónicos que van desde depresio-

nes tropicales hasta huracanes, según la intensidad del viento que se genera. Esto sucede en el Golfo y el Pacífico. Esta influencia de la zona intertropical de convergencia se presenta principalmente en los meses de junio a septiembre, que es cuando el sol calienta en forma más directa al Hemisferio Norte. Ver figuras 4.1.1 y 4.1.1 B.

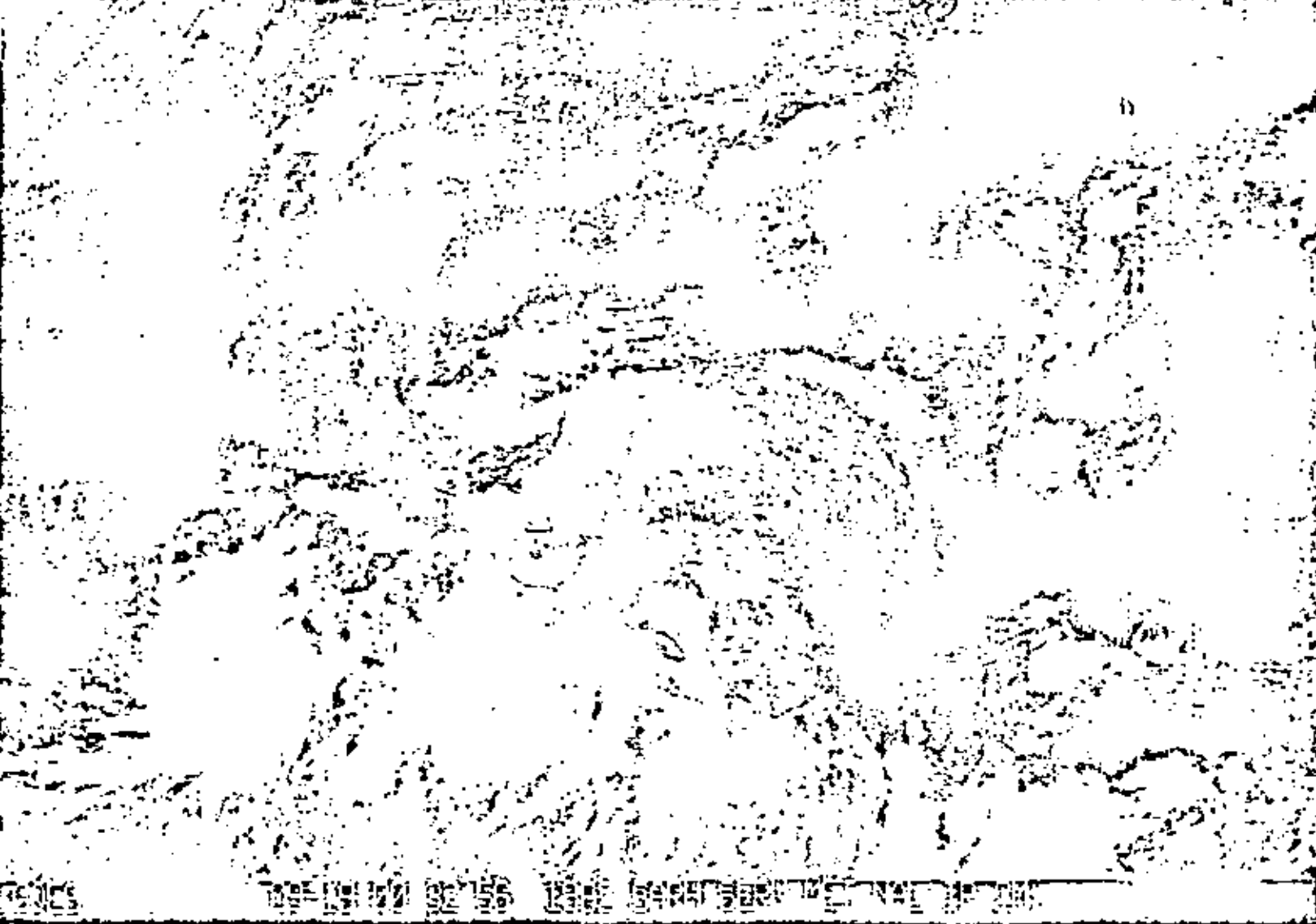
En los meses de octubre a marzo el Golfo de México se ve -- afectado por el descenso de masas de aire polar hacia latitudes más bajas, provocando que el aire caliente tropical se eleve y se formen nubes que posteriormente precipitan y se generan vientos de considerable intensidad y con componente Norte principalmente. Estos fenómenos son conocidos precisamente como "Nortes" y son los principales causantes de tormentas y mal tiempo en el Golfo. Figuras 4.1.2 y 4.1.2 B

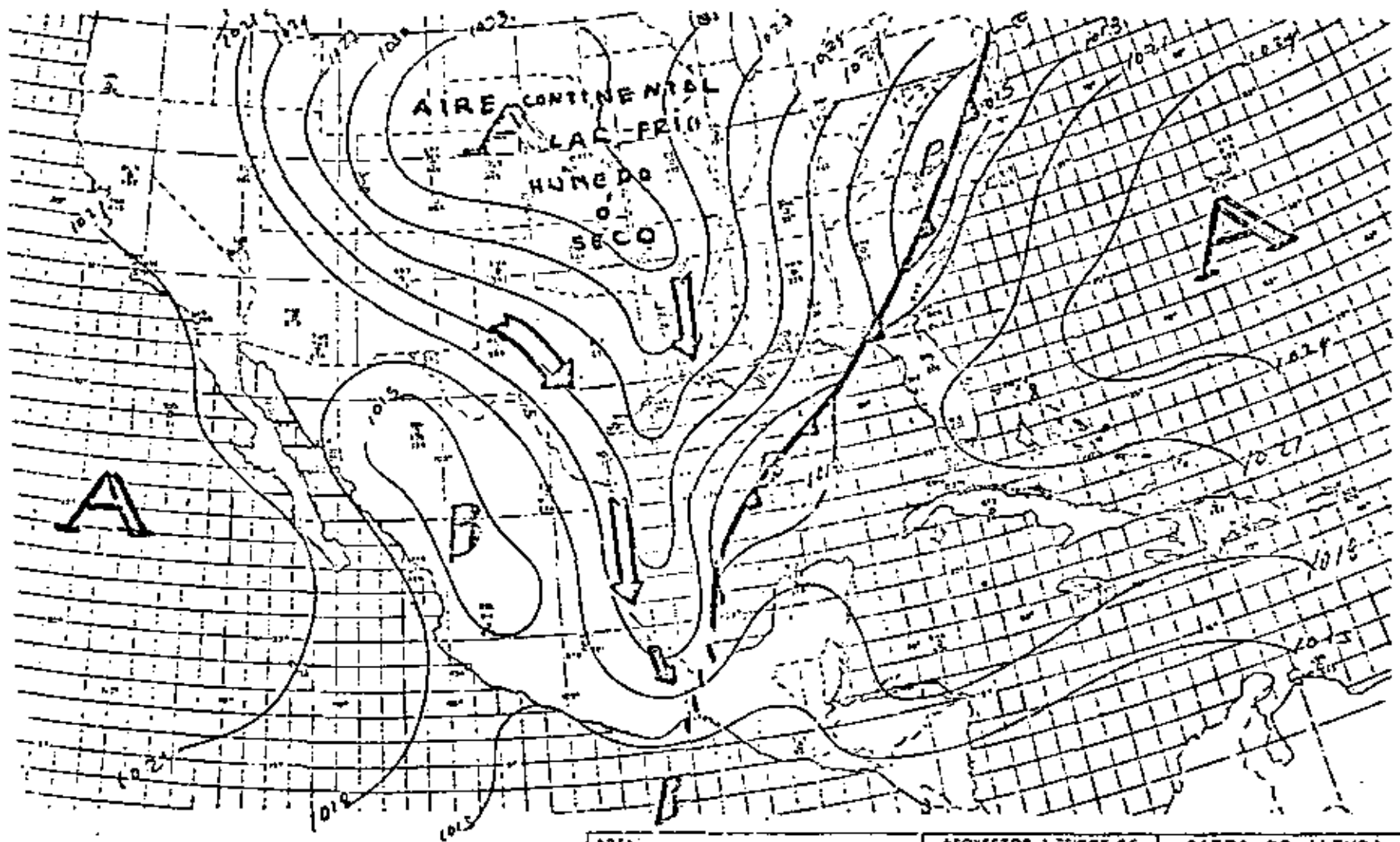
El Anticiclón Semipermanente del Atlántico es el sistema -- que afecta al Golfo de México y se origina por una alta -- presión localizada gran parte del año en el Atlántico del Norte. Este sistema provoca que el aire circule hacia afue -- ra del anticiclón, se caliente y se seque, generando buen -- tiempo. En algunas ocasiones el Anticiclón se desplaza ha -- cia el Golfo y prevalece tiempo soleado y seco en practica -- mente todo el país, pues el Anticiclón es muy extenso.

Este sistema genera vientos con componente Este en el Golfo de México. En las costas occidentales existe una situación similar debido a la presencia del anticiclón semipermanente del Pacífico. Figuras 4.1.3 y 4.1.3 B.



<p>NOTA.</p> <p>FIG. 4.1.1 CONVERGENCIA INTERTROPICAL.</p>	<p>PROYECTOS MAPINOS SC</p> <p>AGENCIA NACIONAL DE INVESTIGACIONES METEOROLÓGICAS</p>	<p>CARTA DE ALTURA</p> <p>FECHA</p> <p>USAR</p> <p>METROS</p>
---	---	--



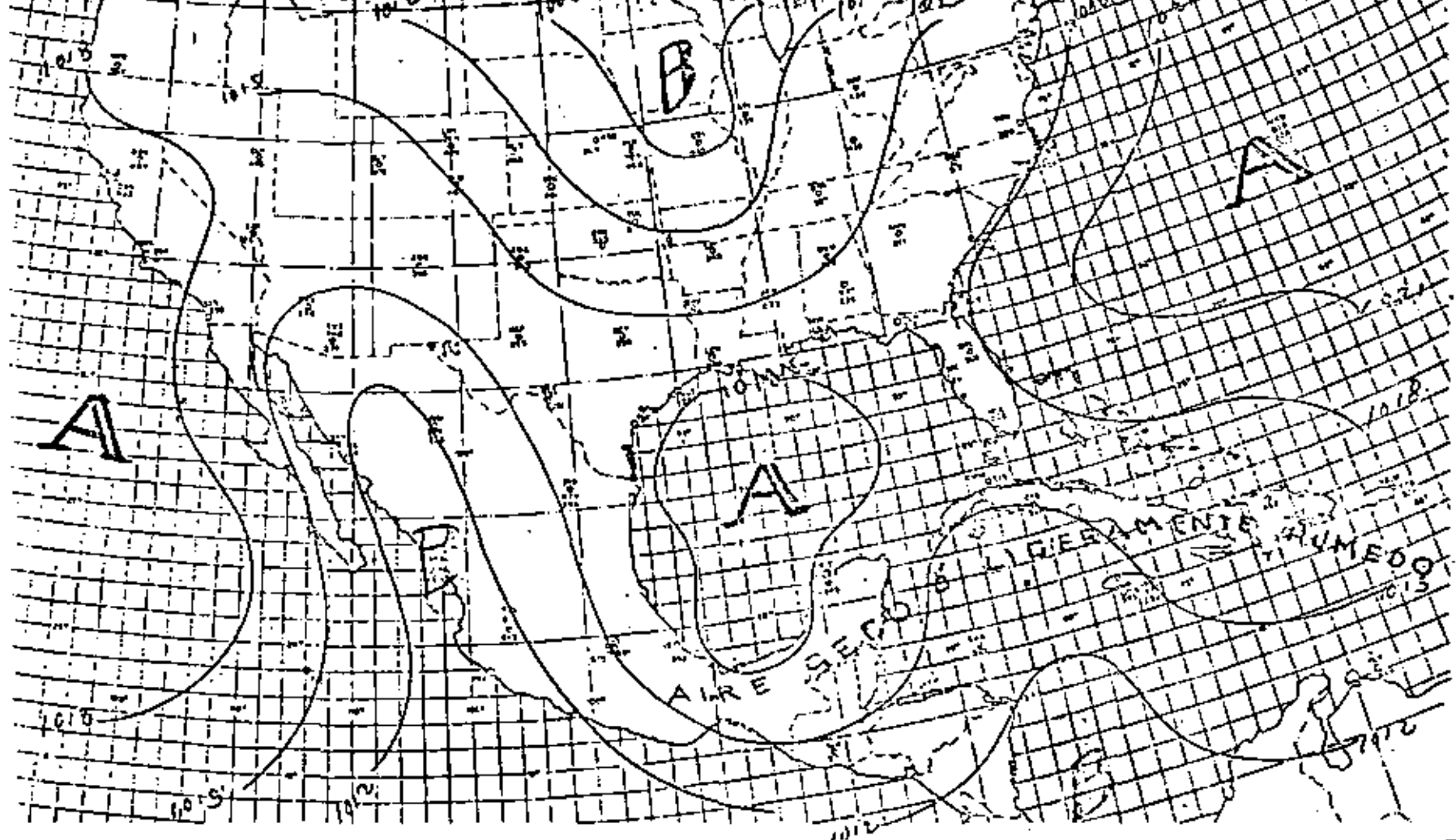


ADTA
 FIG.4.1.2 CONTINENTAL POLAR
 ("FRONT")

PROYECTOS METEOROS SC

 INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

CARTA DE ALTURA
 ESCALA
 1:100,000



NOTA
 FIG. 4.1.3.9 ANTICICLON
 SEMIPERMANENTE DEL ATLANTICO

PROYECTOS METEOROLOGICOS SC

 NOTACION DE AEROPORTOS METEOROLOGICOS

CARTA DE ALTAZA
 ESCALA
 PARA
 METEOROLOGOS

4.2 Estadística a largo plazo para el viento.

4.2.1 Introducción

Las estructuras marinas están expuestas a los efectos del viento, las olas y las corrientes. Hasta ahora se le ha prestado mayor atención a la acción del oleaje y por lo tanto existe amplia información acerca de la distribución de probabilidades de tiempos largos.

Normalmente se aplica la distribución de Weibull, lo cual permite calcular los valores extremos con un grado de exactitud razonable.

Sin embargo, a pesar de que la velocidad del viento es importante, existe una falta de información acerca de la distribución a largo plazo de la velocidad del viento y esto ha hecho difícil establecer criterios de diseño dando una buena predicción de la realidad. Al analizar los datos de viento, el procedimiento acostumbrado ha sido cuando mucho aplicar estadística a los valores extremos utilizando las funciones de distribución de Gumbel o de Fréchet. Debido a que el conjunto original de datos se reduce a una observación extrema por año, debe tenerse estadística disponible en varios años (mínimo de 20 a 25) para obtener una estimación razonable para las velocidades de viento a largo plazo. El procedimiento se caracteriza por el análisis de valores extremos y la predicción de los futuros.

30

Debido a que las observaciones de viento durante periodos largos de tiempo son escasas mar adentro, puede ser de utilidad emplear un método utilizando el conjunto completo de datos no extremos en periodos de tiempo más cortos. Si tales datos corresponden a "años representativos" pueden ser útiles al predecir valores a largo plazo. Sin embargo, el riesgo presente consiste en que un periodo corto de muestreo no es representativo del clima a largo plazo.

Un método mejor sería relacionar la serie corta con la serie larga de observaciones de viento, o bien con la serie del campo de presiones del área. Este método proporcionaría series de tiempo del orden de 100 años. Actualmente no se han concluido tales investigaciones, por lo que se ve uno forzado a utilizar los métodos convencionales pero siempre tomando en cuenta las limitaciones de las series cortas.

En seguida se presenta un breve resumen de las diferentes distribuciones estadísticas mencionadas anteriormente.

4.2.2 Distribución de probabilidad de valores extremos.

a) La función de distribución de Gumbel.

Esta función también se conoce como la distribución exponencial doble acumulativa y está definida por la siguiente ecuación:

$$P(V) = \exp(-\exp(-\eta(V-u))) \quad (4.2.1)$$

donde $P(V)$ representa la probabilidad de que el valor sea menor o igual a la velocidad extrema del viento V ; η y u son los parámetros de escala y forma de la distribución.

Aplicando logaritmos sucesivos a la ecuación (4.2.1) se obtiene:

$$y = \ln(-\ln(P(V))) = \eta(V-u) \quad (4.2.2)$$

Consecuentemente una variable con distribución Gumbel aparecerá como una línea recta cuando se grafique en papel con escalas de acuerdo con la ecuación (4.2.2). Entonces los parámetros η y u se pueden obtener fácilmente del diagrama de la siguiente manera:

$$u = V \text{ cuando } y = 0 \quad (4.2.3)$$

$$\eta = \tan \theta \quad (4.2.4)$$

donde θ es el ángulo entre la distribución y el eje de las abscisas. Figura 4.2.1.

Debe tomarse en cuenta que la ecuación (4.2.4) sólo es válida cuando las unidades de escala son las mismas tanto en el eje de las abscisas como en el de las ordenadas. Si no es así, el parámetro θ tiene que determinarse a partir de la pendiente de la distribución teórica.

Con objeto de obtener los valores extremos a largo plazo directamente del diagrama se puede añadir una

ANNUAL EXTREMES — 10min. MEAN WIND VELOCITY
OWS "M" N66° E02°. WHOLE YEAR 1949 - 1972
ALL DIRECTIONS INCLUDED

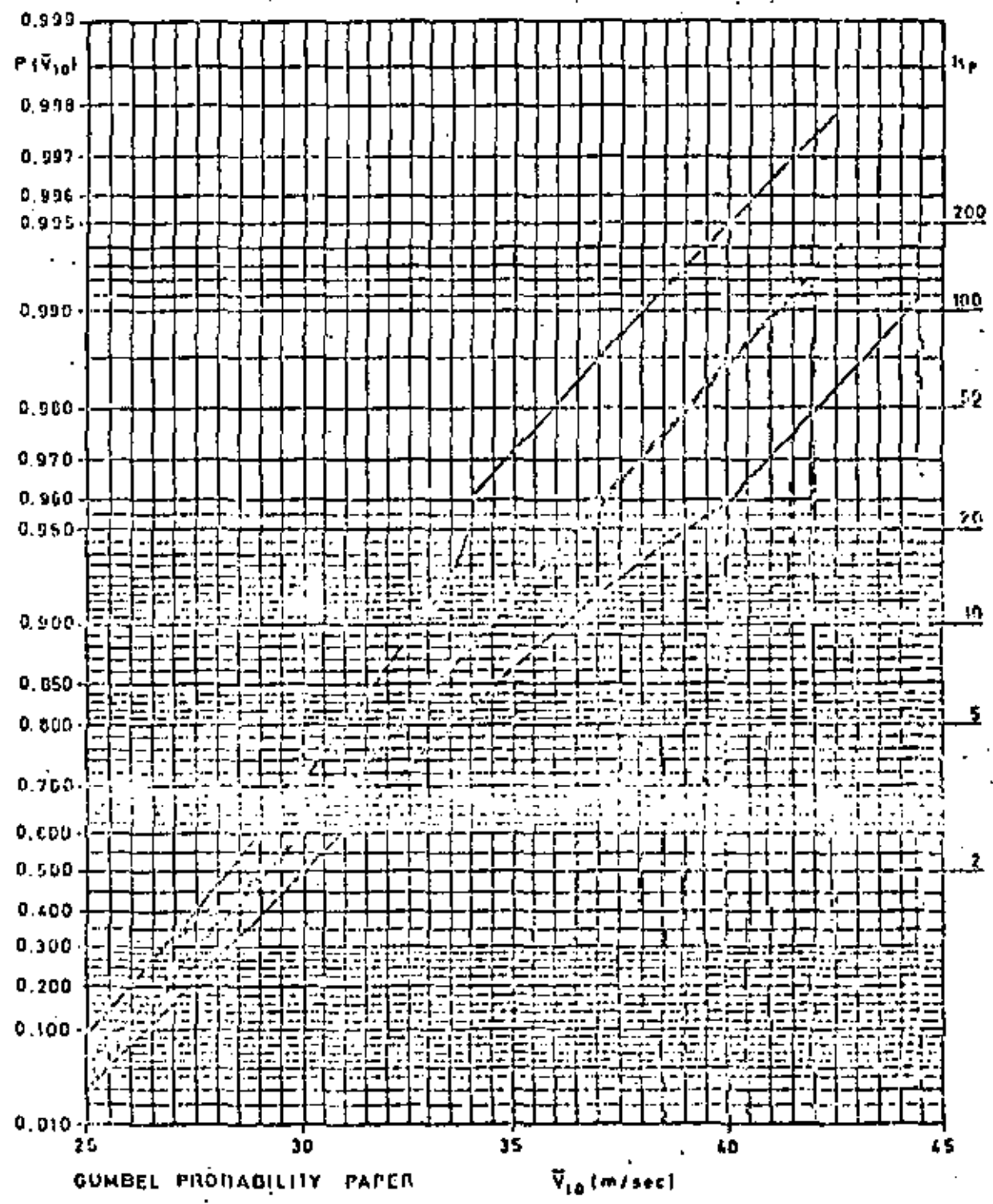


FIGURA 4.2.1 GRAFICA DE PROBABILIDAD DE GUMBEL.

escala en la ordenada para el período de recurrencia R_p . Esto se lleva a cabo aplicando la siguiente ecuación:

$$R_p = \frac{1}{1 - P(Y)} \quad (4.2.5)$$

Es importante tener en cuenta que la distribución de Gumbel es abierta en sus extremos, lo cual significa que no existen límites superior e inferior de la variable Y .

Introduciendo el concepto de curvas de control se hace posible investigar la calidad del ajuste de un conjunto de datos observados.

El principio utilizado para trazar las curvas de control es determinar la desviación estándar s_{VM} del valor m ésimo más grande. Esta desviación estándar se convertirá en una función de m , el parámetro η y el número total de observaciones N .

Las observaciones con probabilidades en el intervalo de 0.15 a 0.85 ($-0.64 < y < 1.82$) supuestamente están distribuidas en forma normal alrededor del valor teórico. La probabilidad de que una observación esté dentro del intervalo $Y_m \pm s_{VM}$ es cerca de 0.6827.

Sin embargo esto no es válido para las observaciones con los valores más alto y más bajo.

Se obtienen curvas de control extrapoladas aplicando la teoría asintótica de los valores extremos.

(33)

Los intervalos asintóticos alrededor de los valores más alto y más bajo son:

$$\Delta l = 1.14078/\eta \ln N \quad (\text{valor más bajo}) \quad (4.2.6)$$

$$\Delta N = 1.14078/\eta \quad (\text{valor más alto}) \quad (4.2.7)$$

La probabilidad de que las observaciones extremas estén en el intervalo $Y_m \pm \Delta_n$ es la misma que el área central de la distribución o sea 0.6827.

Gumbel⁽¹⁴⁾ ha presentado tablas para calcular s_{VM} con diferentes probabilidades. Según estas tablas, se presenta una variable Z como función de la variable reducida " y " presentada en la figura 4.2.2. Para una y dada en el intervalo $-0.64 < y < 1.82$ la desviación estándar s_{VM} puede determinarse como:

$$s_{VM} = \frac{Z}{\eta \sqrt{N}} \quad (4.2.8)$$

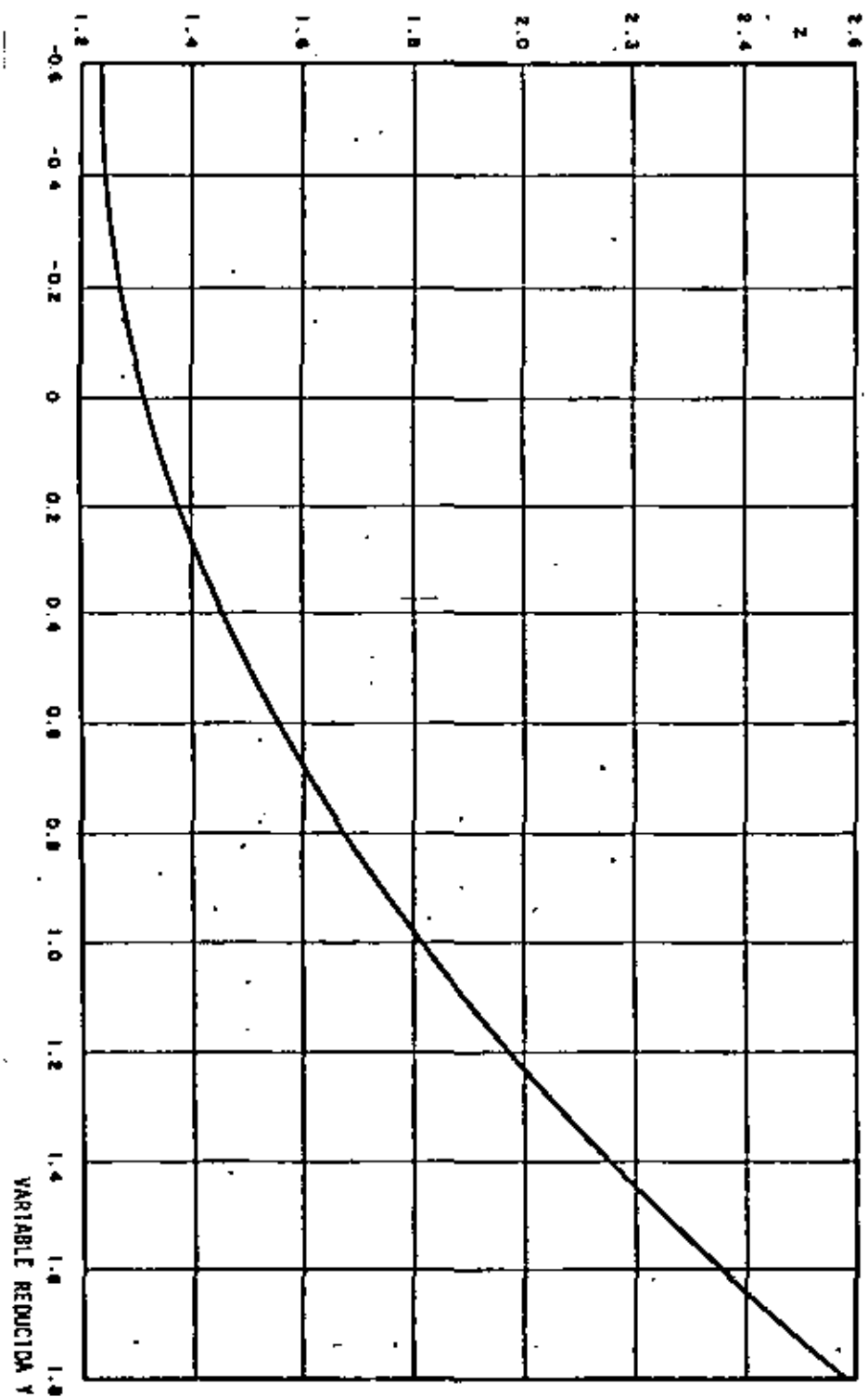
Aplicando las ecuaciones (4.2.6) a (4.2.8) conjuntamente con la distribución teórica de Gumbel es posible determinar los intervalos de control, con la seguridad de que el número de observaciones en estos intervalos tendrá cerca del 68% del total.

b) La función de distribución de Fréchet.

Las investigaciones efectuadas previamente⁽¹⁵⁾ han indicado que los datos de viento con valores no extremos se comportan en una forma de distribución log-normal. Debe notarse que no se da la información acerca de -

(34)

INTERVALLO DE CONTROL DE Z COMO FUNCION DE LA VARIABLE Y



si estos datos representan ráfagas de viento o velocidades promedio durante un intervalo de tiempo específico. Sin embargo es de lo más natural interpretar estos datos como ráfagas.

La distribución log-normal de datos de viento no extremo indica una distribución de los extremos de los logaritmos del tipo Fisher-Tippett I o de Gumbel.

La función de distribución de Fréchet acumulativa - (Fisher-Tippett II) está dada por la siguiente ecuación:

$$P(Y) = \exp \left(- \left(\frac{Y}{\beta_2} \right)^{\gamma_2} \right) \quad (4.2.9)$$

donde $P(Y)$ es la probabilidad de que los valores -- sean menores o iguales a la velocidad del viento extrema; β_2 y γ_2 son los parámetros de escala y forma de la distribución.

Usando la siguiente transformación:

$$Y = \exp X \quad (4.2.10)$$

La distribución de X puede escribirse como sigue:

$$P(X) = \exp \left(- \exp \left(- \frac{X - \alpha_1}{\beta_1} \right) \right) \quad (4.2.11)$$

Con los parámetros α_1 y β_1 dados como:

$$\beta_1 = \exp \alpha_1 \quad (4.2.12)$$

$$\gamma_2 = 1/\beta_1 \quad (4.2.13)$$

$P(X)$ es la distribución del tipo Fisher-Tippett I

ANNUAL EXTREMES - 10 min. MEAN WIND VELOC
 QWS "M" N66°E02° MARCH-MAY 1949-1972
 ALL DIRECTIONS INCLUDED

(35)

o de Gumbel en la cual X es el logaritmo natural de V y α_1 y β_1 son los parámetros de localización y de escala de la distribución del tipo 1.

Para ajustarse a la distribución de Fréchet solamente es necesario ajustar los logaritmos naturales de las velocidades de viento extremos anuales por esta técnica ordinaria. Esto da los estimados de α_1 y β_1 que a su vez se convierten en los estimados de β_2 y γ_2 con las ecuaciones (4.2.12) y (4.2.13).

Debe hacerse énfasis en que la distribución de Fréchet es cerrada en el extremo más bajo, esto significa -- que si existe un límite inferior para la variable V en esta distribución, lo cual está muy de acuerdo con la realidad pues físicamente el límite inferior de la velocidad del viento es cero.

Se puede diseñar papel con escalas para la probabilidad de Fréchet utilizando la técnica mencionada anteriormente. Figura 4.2.3.

Aplicando logaritmos sucesivos a la ecuación (4.2.11) se obtiene:

$$y = \ln(-\ln P(X)) = \frac{x - \alpha_1}{\beta_1} \quad (4.2.14)$$

Con las ecuaciones (4.2.10) y (4.2.12) en esta última se tiene:

$$y = -\ln(-\ln P(X)) = \gamma_2 (\ln V - \ln \beta_2) \quad (4.2.15)$$

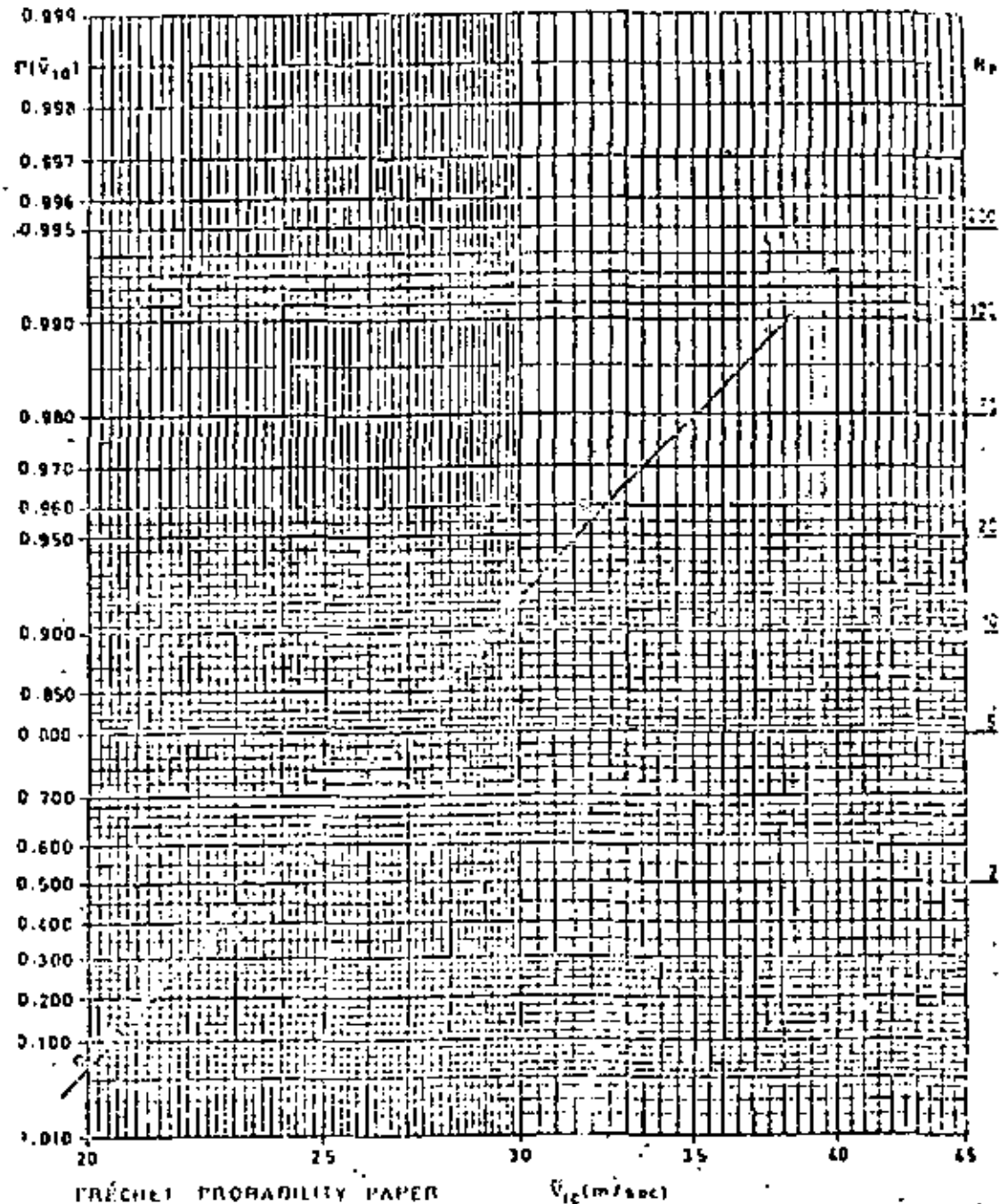


FIGURA 4.2.3 GRAFICA DE PROBABILIDAD DE FRECHET.

El papel para graficar la probabilidad de Fréchet es idéntico al de Gumbel en el eje ordenado, mientras que el eje de las abscisas es logarítmico en la de Fréchet y lineal en la de Gumbel.

Del diagrama se pueden obtener fácilmente los parámetros χ_2 y β_2 como sigue:

$$\beta_2 = Y \text{ cuando } y=0 \quad (4.2.16)$$

$$\chi_2 = \tan \theta \quad (4.2.17)$$

donde θ es el ángulo entre la distribución y las abscisas.

Al igual que para la distribución de Gumbel la ecuación (4.2.17) sólo es válida cuando las unidades son iguales en ambos ejes.

Se puede añadir una escala para el período de recurrencia R_p aplicando la siguiente ecuación:

$$R_p = \frac{1}{1 - P(Y)} \quad (4.2.18)$$

Cuando se encuentran los parámetros χ_2 y β_2 se pueden calcular los extremos a largo plazo de la siguiente manera:

$$Y = \frac{\beta_2}{\left(\ln\left(\frac{R_p}{R_p-1}\right)\right)^{1/\chi_2}} \quad (4.2.19)$$

4.2.3 Distribución de probabilidad de valores no-extremos; la función de distribución de Weibull.

La función de distribución acumulativa de largo plazo de Weibull en forma de dos parámetros puede escribirse como sigue:

$$P(Y) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{Y}{V_c}\right)^m\right) \quad (4.2.20)$$

Aplicando logaritmos sucesivamente a la ecuación (4.2.20) se obtiene:

$$y = \ln(-\ln(1-P(Y))) = m(\ln Y - \ln V_c) \quad (4.2.21)$$

Esta transformación se utilizó en el diseño del papel de probabilidades de Weibull. Figura 4.2.4.

Por lo tanto una variable bajo la distribución de Weibull aparecerá como una línea recta sobre tal papel y los parámetros (m, V_c) se obtienen fácilmente del diagrama como sigue:

$$V_c = Y \text{ cuando } y=0 \quad (4.2.22)$$

$$m = \tan \theta \quad (4.2.23)$$

donde θ es el ángulo entre la distribución y las abscisas.

La probabilidad de que se excedan los límites se expresa como:

$$Q(Y) = 1 - P(Y) \quad (4.2.24)$$

La probabilidad de excederse también puede relacionarse con el período de recurrencia R_p y el tiempo de muestreo T_m de la siguiente manera:

$$Q(Y) = \frac{T_m}{R_p} \quad (4.2.25)$$

10 MINUTE MEAN WIND VELOCITY

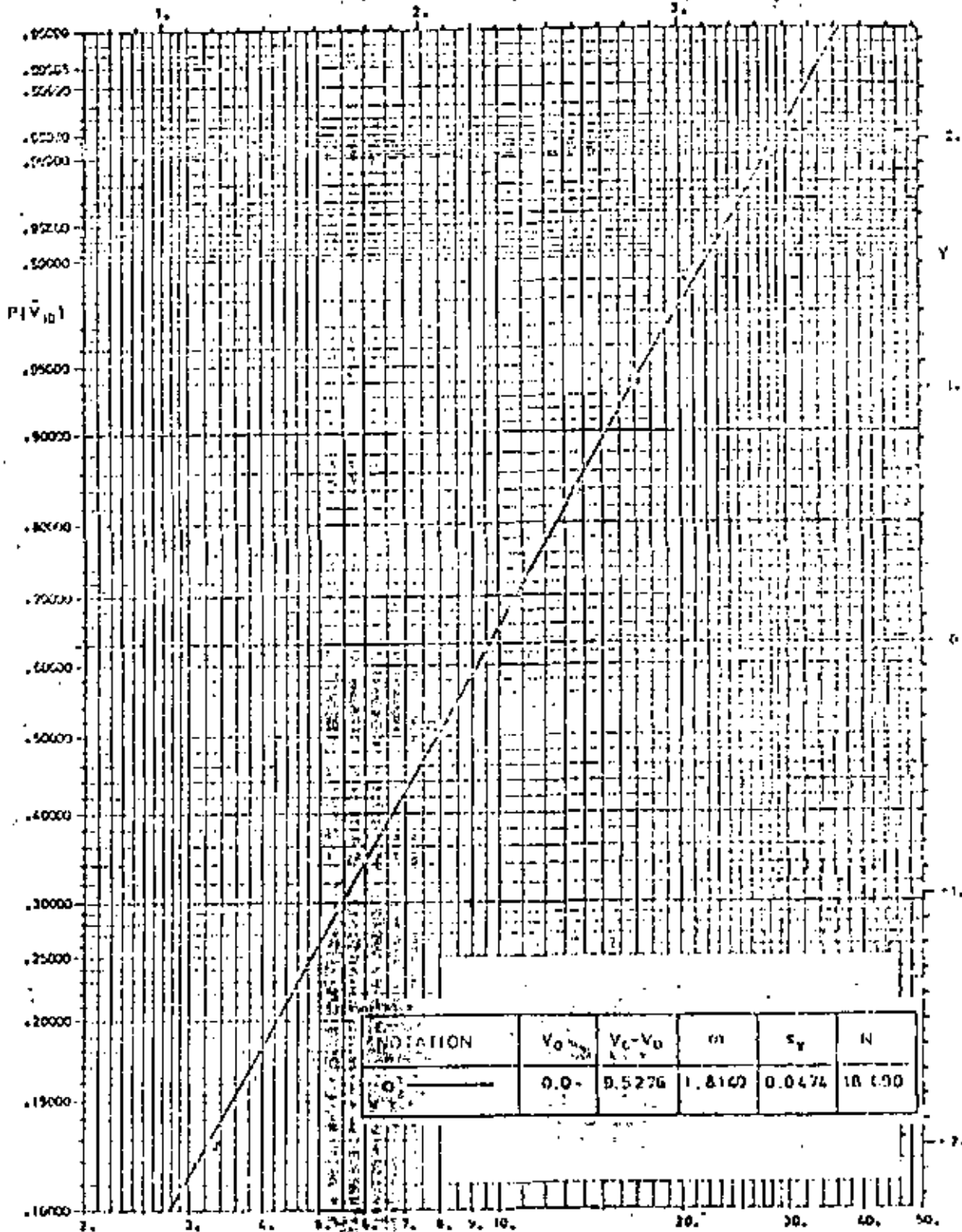
"FAMILIA" N 57° 30' E 03'

OCTOBER - MARCH 1959-1973

ALL DIRECTIONS INCLUDED

(37)

100
2-10-73



WEIBULL PROBABILITY PAPER FIGURE 4.3.4 GRAPH OF DORRABLE (MAY) OF WEIBULL

Debe notarse que cuando se analizan velocidades medidas en 10 minutos el tiempo de muestreo T_m es igual a 10 minutos; entonces es válida la siguiente ecuación:

$$\frac{T_m}{R_p} = \exp \left(- \left(\frac{V}{V_c} \right)^m \right) \quad (4.2.26)$$

Rearreglando los términos, el valor a largo plazo de la velocidad del viento promedio en un intervalo de tiempo T_m puede expresarse como:

$$V = V_c \ln \left(\frac{R_p}{T_m} \right)^{1/m} \quad (4.2.27)$$

Debe hacerse énfasis en que esta última ecuación no es válida para calcular los valores extremos de la velocidad del viento o sea las ráfagas.

Si los datos observados no se ajustan muy bien a una línea recta se puede introducir un tercer parámetro. Solamente puede esperarse una mejor descripción por medio de una distribución de tres parámetros si los datos graficados para una distribución de dos parámetros se comportan más como una curva de 2o. ó 3er. grado que como una línea recta. Una curva de forma S no mejorará el ajuste con un tercer parámetro.

La distribución de tres parámetros de Weibull se puede escribir como sigue:

$$P(V) = 1 - \exp \left(- \left(\frac{V - V_0}{V_c - V_0} \right)^m \right) \quad (4.2.28)$$

$$y = \ln(-\ln(1-P(V))) = m [\ln(V - V_0) - \ln(V_c - V_0)] \quad (4.2.29)$$

(38)

Esta distribución también puede representarse como una línea recta siempre y cuando la escala en el eje de las abscisas se relacione con $\ln(V - V_0)$. El tercer parámetro (V_0) tiene que determinarse por medio de la teoría del acierto y el error.

Los valores a largo plazo pueden calcularse de la siguiente manera:

$$V = V_0 + (V_c - V_0) \left(\ln \frac{R_p}{T_m} \right)^{1/m} \quad (4.2.30)$$

4.2.4 Conclusiones.

La distribución de Weibull proporciona posibilidades de utilizar los datos de viento con valores no extremos como una base para la predicción de valores a largo plazo. El método puede proveer más estabilidad en los cálculos de los valores extremos que las distribuciones de Gumbel y Fréchet para series de tiempo relativamente cortas. Sin embargo debe tenerse cuidado con las conclusiones para estas series cortas. Con objeto de eliminar las influencias de cambios periódicos en el viento (trayectorias de presiones, etc.) series de tiempo de 15 a 20 años deben utilizarse como mínimo.

Más aún, la distribución de Weibull está considerada como superior a las de Gumbel y Fréchet cuando los valores a largo plazo en períodos de recurrencia re-

lativamente pequeños son necesarios (menos de 10 años). (39)

Otra vez esto es consecuencia del número de datos puntuales utilizados tanto para establecer las distribuciones así como el intervalo de tiempo entre estos datos.

4.3 Duración de tormentas.

4.3.1 Generalidades.

En general, no se ha investigado a fondo los períodos de viento intenso o débil en las tormentas que se han presentado en el país. Algo de esta información puede obtenerse de los datos que se tienen de las estaciones meteorológicas instaladas. Sin embargo, existen modelos para el tratamiento de datos de clima con objeto de obtener los parámetros estadísticos deseados.

4.3.2 Un método para el estudio de la duración de eventos climatológicos.

Un modelo general⁽¹⁹⁾ para la frecuencia y desviación de diferentes fenómenos meteorológicos está encaminado a contestar preguntas del siguiente tipo:

- Encontrar la distribución de frecuencias de máximos y mínimos de la hora n -ésima.
- Encontrar la distribución de frecuencias del valor más alto y o más bajo en n horas de los máximos o mínimos horarios.
- Encontrar la distribución de frecuencias de la n -ésima más alta ó más baja en n horas.

El modelo está basado en una variable distribuida en forma Gaussiana $y(N|0,1)$, donde y tiene un valor medio verdadero igual a 0 y una varianza 1 con una probabilidad acumulativa:

$$P(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y \exp(-t^2/2) dt \quad (4.3.1)$$

Se supone que los valores horarios sucesivos de y se generan por una cadena de Markow con una correlación P constante de horas a hora.

Entonces la serie de y es:

$$\left. \begin{aligned} y_0 &= \eta_0 & i=0 \\ y_i &= \rho y_{i-1} + \sqrt{1-\rho^2} \cdot \eta_i & i \geq 1 \end{aligned} \right\} \quad (4.3.2)$$

donde η_i es el número i -ésimo normal de la población $y(N|0,1)$ y con ninguna serie de correlación seriada. Si $\rho = 0$ los mínimos horarios tienen una distribución acumulativa tal que

$$F(y) = 1 - (1 - P(y))^n \quad (4.3.3)$$

Pero cuando $\rho > 0$ la distribución de los mínimos horarios es muy complicada. Gringorten ha elegido un método llamado de Monte Carlo para simular la distribución de los mínimos horarios.

Esta técnica ha llevado a una serie de diagramas diferentes que son aplicables para los problemas planteados inicialmente. El método no será descrito en

detalle aquí ni se presentarán los conjuntos de figuras. Solamente un ejemplo de su aplicabilidad será dado. ⁽¹³⁾

Examinando las velocidades de viento tomadas dos veces al día por medio de sondeos de la atmósfera superior, o sea tres mil metros sobre el nivel del mar - en Miami, Florida, la correlación de la serie fue -- 0.861 (para cinco estaciones invernales, dic-feb).

Suponiendo una cadena de Markov con $\rho^{12} = 0.861$, la correlación de hora a hora será 0.988. Surgió la siguiente pregunta: ¿Cuál velocidad de viento horaria no se excedería durante una operación de 48 horas en los meses invernales con una certidumbre de 98%?

Utilizando las figuras mencionadas anteriormente con $\rho = 0.988$, este límite de velocidad fue 63 nudos.

Sin embargo, diferentes autores ^(14, 15, 16) han puntualizado que las series de tiempo en meteorología en general no son Markovianas. Ni tampoco el modelo abarca la variación diurna. A pesar de todo, parece ser que el modelo da buenos resultados para propósitos prácticos.

Otra limitante es que las variables meteorológicas deberían distribuirse normalmente, o aproximadamente. Obviamente esto no es cierto para observaciones de velocidad de viento horarias o cada 6 horas. Es necesario mostrar si esta limitante es prohibitiva o no para propósitos prácticos; probablemente, este mé-

40
todo es mejor para máximos diarios o semanales que para valores horarios.

Finalmente, debe tomarse en cuenta que la naturaleza del viento prohíbe una descripción analítica de las variaciones temporales y espaciales de la velocidad del viento. Por el contrario, se debe atacar el problema desde un punto de vista estadístico. Las propiedades del viento deben expresarse con ayuda de las distribuciones estadísticas y de las probabilidades en el tiempo y el espacio. Una herramienta conveniente para este propósito es utilizar distribuciones estacionarias; de esta manera la variación de las ráfagas se observará en forma aleatoria y las propiedades y estadísticas del viento serán constantes en un período de terminado e independiente del origen temporal. Para esto las series de tiempo de 5 minutos a una hora son satisfactorias. ⁽¹⁷⁾

4.4 Perfiles de viento.

4.4.1 Generalidades.

Debido al hecho de que las velocidades del aire y del agua deben ser iguales en la zona de transición aire-mar, la velocidad del viento debe aumentar con la altura a través de la capa de fricción atmosférica. El viento sobre esta capa se llama de gradiente y la altura desde la superficie hasta el viento de gradiente

se llama altura de gradiente. Sin embargo, la variación en la velocidad depende de diferentes factores, tales como la rugosidad de la superficie, la estabilidad térmica y los períodos sobre los cuales se promedia la velocidad.

4.4.2 Ley Logarítmica.

La comúnmente usada ley logarítmica de Prandtl y von Karman es válida para vientos promedios y está dada para flujos aerodinámicamente burdos y llanos:

burdo: $\frac{u_z}{u_a} = \frac{1}{k} \ln \frac{z}{z_0}$ (z = z_0) (4.4.1)

llano: $\frac{u_z}{u_a} = \frac{1}{k} \ln \frac{9u_a z}{\nu}$ (4.4.2)

donde u_z = la velocidad media del viento en la altura z

u_a = La velocidad con fricción (=sqrt(z/epsilon), z = esfuerzo cortante en la superficie y rho = densidad del fluido).

z_0 = Altura de fricción.

k = 0.4 - la constante de von Karman.

nu = Viscosidad cinemática del fluido.

Cuando se utilizan datos de viento de un anemómetro con altura z_a se tiene de (4.4.1):

$\frac{u_{za}}{u_a} = \frac{1}{k} \ln \frac{z_a}{z_0}$ (4.4.3)

Dividiendo (4.4.1) entre (4.4.3) la u_a se elimina y el viento promedio en el nivel z puede calcularse de la siguiente manera:

$\frac{u_z}{u_{za}} = \frac{\ln(z/z_0)}{\ln(z_a/z_0)}$ (4.4.4)

Los valores de z_0 de acuerdo con las características de la superficie se enlistan a continuación:

Tipo de superficie	z_0 (cm)
Huy plano (hielo o similar)	0.00016
Césped hasta 1.0 cm	0.010
Césped hasta 10 cm	0.05
Césped grueso de más de 10 cm	0.20
Césped hasta 50 cm	1.40
Arbustos hasta 50 cm	0.80

4.4.3 Ley de potencias.

Para propósitos ingenieriles prácticos la ley de potencias para la distribución vertical del viento promedio es muy útil:

$\frac{u_z}{u_{za}} = \left(\frac{z}{z_a}\right)^{\alpha}$ (4.4.5)

Para condiciones sobre agua con vientos fuertes se recomienda que el exponente alpha tenga un valor de 1/7.

Esto corresponde a $z_0 = 0.6$ cm para ley logarítmica en los primeros 100 a 200 m.

4.4.4 Perfiles de ráfagas.

Tal y como se mencionó en la sección previa los vientos turbulentos pueden descender hacia la superficie desde el nivel de gradiente; o sea que conservará su momento, con el resultado de que la velocidad de ráfaga máxima será aproximadamente la misma en todos los niveles.

Para el perfil de ráfagas máximas, Deacon⁽⁴⁾ propone una ley de potencia:

$$\frac{u_z}{u_{z_0}} = \left(\frac{z}{z_0}\right)^{0.085} \quad (4.4.B)$$

la cual da un buen ajuste de las medidas.

(42)

Aplicaciones

4.5.1 Introducción.

Hasta ahora se ha hablado de la fundamentación teórica para el manejo de información de vientos, que se puede extender a otros parámetros meteorológicos. En esta sección se dará un panorama de la captación de datos, procesamiento y elaboración de informes, gráficas y análisis de los mismos, correspondientes a diferentes sitios de interés.

4.5.2 Forma de codificación.

La forma 4.7.1 es la que se utiliza para asentar los datos de viento horario a partir de la gráfica del anemómetro y a partir de esta información se obtiene el viento dominante diario mensual, así como la magnitud correspondiente.

La forma 4.7.2 se utiliza para anotar los picos de viento en cada hora, o sea el viento máximo, también a partir de la gráfica del aparato. Estos datos proporcionan los máximos diario-mensual -- con la dirección correspondiente.

Estas formas así como otras similares para asentar otros parámetros meteorológicos, son del tipo de las utilizadas por el Servicio Meteorológico Nacional y siguen los lineamientos recomendados --

VIENTO DOMINANTE (Velocidad en m./s.)
 OBSERVATORIO METEOROLOGICO DE CAYO ARCAS, CAMP.

MES DE _____ DE 19__

DIA	HORA		DIA																								DOMINANTE		
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	DIRECCION	VELOCIDAD			
1																													
2																													
3																													
4																													
5																													
6																													
7																													
8																													
9																													
10																													
11																													
12																													
13																													
14																													
15																													
16																													
17																													
18																													
19																													
20																													
21																													
22																													
23																													
24																													

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

PROYECTOS MEXICOS SC

PETROLES MEXICANOS

CAYO ARCAS, CAMPECHE
 OBS. METEOROLOGICO
 VIENTOS

por la Organización Meteorológica Mundial. Aquí se presentan en reducción pues en realidad son en tamaño doble carta. Asimismo, estas formas son las que se usan como codificación para la captación de los datos en la computadora.

4.5.3 Procesamiento.

Para el procesamiento de la información de vientos existe una variedad de programas de computadora cuya diferencia radica principalmente en el lenguaje utilizado y el tiempo de computación según la reducción de las ecuaciones que se utilice.

En nuestro caso se utiliza un programa que es sencillo en su principio de operación y proporciona información completa de los vientos. Esta información consiste en la determinación del viento dominante tomando en cuenta el número de eventos presentes en cada dirección y para cada categoría de velocidad seleccionada. Asimismo, se obtiene el valor máximo de la velocidad para cada dirección y el día que se presentó, así como la distribución de frecuencias por dirección y categoría de velocidad, tomando en cuenta el porcentaje de calmas presente.

Este procesamiento se lleva a cabo en forma men-

(5)

sual y se almacenan los datos para luego efectuarlo en forma trimestral y anual conservándose la información para consultas posteriores.

El hecho de contar con el banco de datos mencionado permite recurrir a modelos de simulación para predicción utilizando información real y obtener calibraciones adecuadas de los mismos, además de la descripción exacta de las condiciones locales.

4.5.4 Presentación de resultados.

El procesamiento proporciona la información necesaria para la elaboración y construcción de tablas y gráficas que sean de fácil interpretación aún para personas que desconozcan la materia.

Las tablas 4.7.1 y 4.7.2 son muestras del resumen de datos de viento dominante, velocidades medias y máximas para el intervalo de tiempo elegido y diferentes localidades.

Debe mencionarse que existe completa libertad en la elección del número de direcciones de viento consideradas, pudiéndose escoger 4, 8, 12, 16 ó más direcciones. Es común elegir y trabajar con 8 ó 16 direcciones según el detalle con que se desee trabajar. En el caso que nos ocupa se han elegido 16 direcciones, las cuales son:

TABLA 4.7.1 DATOS DE LAGUNA DEL OSTION, VEN. SEPTIEMBRE 1981

(46)

FRECUENCIA DEL VIENTO %																		
DIRECCION VELOCIDADES	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	CALMA	TOTAL
CALMA																	8.8	8.8%
0 A 4	22.9	5.1	2.1	0.8	0.7	-	2.0	2.1	8.1	6.7	10.8	0.8	2.7	0.7	7.5	11.2	-	84.0%
4 A 8	3.1	-	0.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.1	1.7	-	2.7%
8 A 12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.8	-	-	0.8%
12 A 16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.8	-	-	0.8%
16 A 20																		%
20 A 24																		%
24 A 30																		%
MAS DE 30																		%
NUMERO DE OBSERVACIONES	103	35	16	5	4	-	14	18	37	48	76	8	19	9	71	88	63	700
PORCENTAJE	29.0	10	2.3	0.7	0.8	0.0	2.0	2.3	8.1	8.5	10.8	0.9	2.7	0.7	10.0	12.6	3.9	100%

VELOCIDADES MEDIAS M./SEG.																		
VELOCIDADES	3.0	2.3	2.6	2.1	1.2	-	1.3	1.1	1.1	0.9	1.2	1.4	1.4	1.2	3.8	2.7		
VELOCIDADES MAXIMAS M./SEG.																		
VELOCIDADES	7.1	3.1	4.9	3.0	2.0	0.0	2.7	2.0	2.7	2.2	2.7	2.0	2.5	2.0	14.4	6.0		
DIA	8	26	16	18	2	-	12	13	2	27	1	11	19	19	16	9		

TABLA 4.7.2 DATOS DE CAYO ARCAS, CAMP. MARZO-ABRIL, 1982.

FRECUENCIA DEL VIENTO %																		
DIRECCION VELOC M./SEG	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	CALMA	TOTAL
CALMA																	0.88	0.88%
0 A 4	1.24	4.83	5.80	4.72	8.25	5.58	4.10	1.38	1.18	0.42	0.85	-	0.42	0.07	1.11	1.60	-	40.42%
4 A 8	3.33	5.35	4.10	2.84	5.56	11.67	9.78	1.04	0.42	0.07	0.21	-	0.21	-	0.82	0.97	-	45.14%
8 A 12	0.49	0.41	0.38	0.14	0.34	5.62	4.03	0.26	-	0.07	0.21	-	-	-	0.07	-	-	12.32%
12 A 16					0.25	0.14	1.11	0.07										1.33%
16 A 20																		%
20 A 24																		%
24 A 30																		%
MAS DE 30																		%
NUMERO DE OBSERVACIONES	83	154	182	108	178	331	258	40	23	8	18	-	8	1	29	37	10	1440
PORCENTAJE	5.78	10.69	10.58	7.50	12.36	22.89	17.99	2.78	1.60	0.56	1.25	-	0.83	0.07	2.00	2.57	0.69	100%

VELOCIDADES MEDIAS M./SEG.																		
VELOCIDADES	4.80	4.29	3.93	3.83	4.24	5.90	6.39	4.82	3.17	3.11	3.47	-	3.44	1.10	3.65	5.38		
VELOCIDADES MAXIMAS M./SEG.																		
VELOCIDADES	11.4	9.7	11.7	8.7	13.1	13.6	18.2	12.6	7.9	(1.1)	10.4	-	7.2	1.1	8.0	8.9		

- 1.- Norte (N)
- 2.- Nor-noreste (NNE)
- 3.- Noreste (NE)
- 4.- Este-noreste (ENE)
- 5.- Este (E)
- 6.- Este-sureste (ESE)
- 7.- Sureste (SE)
- 8.- Sur-sureste (SSE)
- 9.- Sur (S)
- 10.- Sur-suroeste (SSW)
- 11.- Suroeste (SW)
- 12.- Oeste-suroeste (WSW)
- 13.- Oeste (W)
- 14.- Oeste-noroeste (WNW)
- 15.- Noroeste (NW)
- 16.- Nor-noroeste (NNW)

Se hizo esta elección por la razón de que se cuenta con información más detallada para efectos de diseño y construcción, tanto de obras marinas como de estructuras en tierra firme. Además, estos datos están estrechamente relacionados con el oleaje pues el viento es el principal generador de olas y es necesario tener el detalle de tan importante información de la interacción aire-agua.

(47)

Al mismo tiempo, se seleccionaron los intervalos de velocidad del viento tal como se presentan en vista de que es la definición de fuerza del viento según la escala Beaufort simplificada la cual es como sigue:

Definición	Rango (m/seg).
Calma	0.0
Viento débil	0.0-4.0
Viento moderado	4.0-8.0
Viento algo fuerte	8.0-12.0
Viento fuerte	12.0-16.0
Viento violento	16.0-20.0
Viento de temporal	20.0-0 mayor

Tal como se mencionó en el 4.7.3 se obtienen las distribuciones de frecuencias por dirección y velocidad del viento con el procesamiento.

La forma gráfica de representar estos resultados es por medio de una rosa de vientos, cuyos brazos tienen una longitud proporcional a la frecuencia correspondiente y se utiliza simbología para las categorías de velocidad.

Las figuras 4.7.1 a 4.7.6 son las rosas de viento correspondientes a los datos presentados en las tablas 4.7.1 y 4.7.2 para los lugares se-

leccionados. Cayo Arcas, Camp. y Laguna del Ostión, Ver. Debe mencionarse que estas figuras y las tablas forman parte de un plano que incluye otra información, pero para efectos de integración en este trabajo se redujo y se selecciono únicamente la información de vientos.

4.5 Interacción océano-atmósfera.

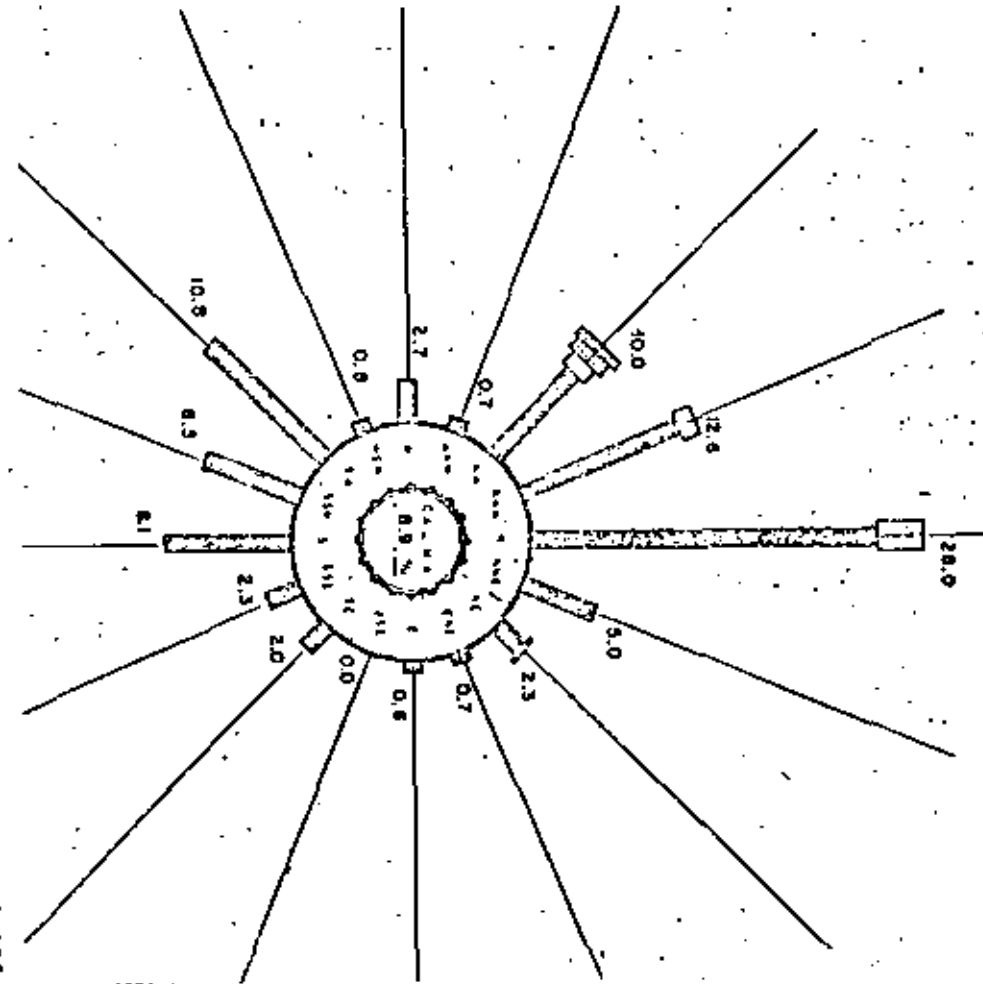
La utilidad que representa contar con la información los procesos y las gráficas descritas anteriormente no es únicamente inmediata, tal como se mencionó en el 4.5.3, sino que esto es muy útil para procesos a mediano y largo plazos y, lo que es más importante, se cuenta con datos adecuados para llevar a cabo estadísticas más complejas, con períodos de retorno, regresiones, correlaciones, etc.

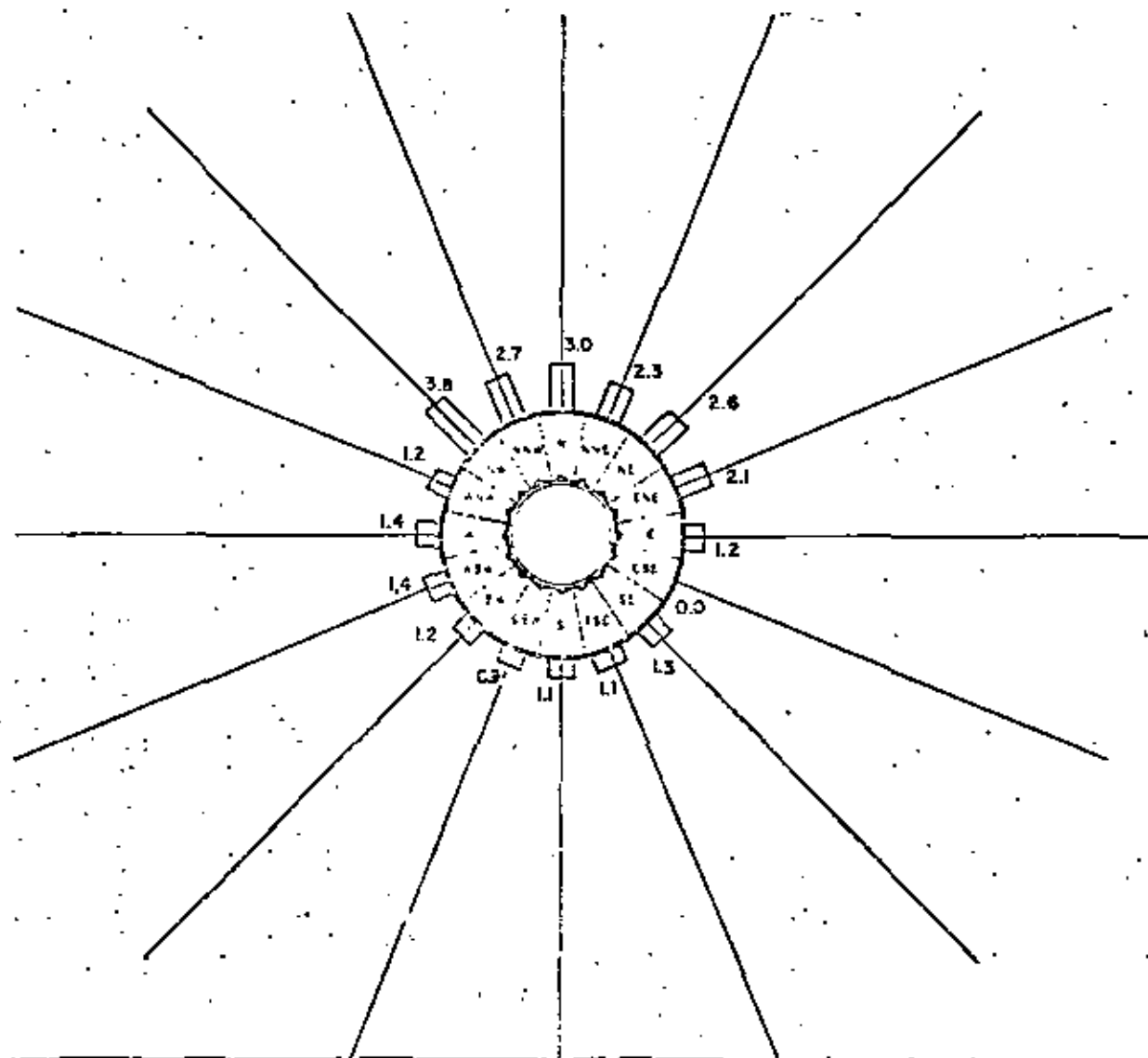
Ahora bien, ya se dijo que el viento es el principal generador del oleaje, tanto en forma local como distante; contando con los datos adecuados en tiempo real se puede determinar en forma aproximada el tiempo que tardará el oleaje importante en arribar el área de interés.

Para este efecto se está implementando actualmente un modelo de predicción de oleaje cuya alimentación inicial es el viento y a partir de estos datos se determinan las características del oleaje durante las siguientes 6, 12 y 24 horas.

(48)

FIGURA 4.7.1 FRECUENCIA DEL VIENTO. LAGUNA DEL OSTION, VER. SEPTIEMBRE DE 1981.





0 2 4 6 8 10 20 30 M./SEG.

ESCALA GRAFICA - 1:400

FIGURA 4.7.2 VELOCIDADES MEDIAS, M./SEG. LAGUNA DEL OSTION, VER.
SEPTIEMBRE 1981.

(21)

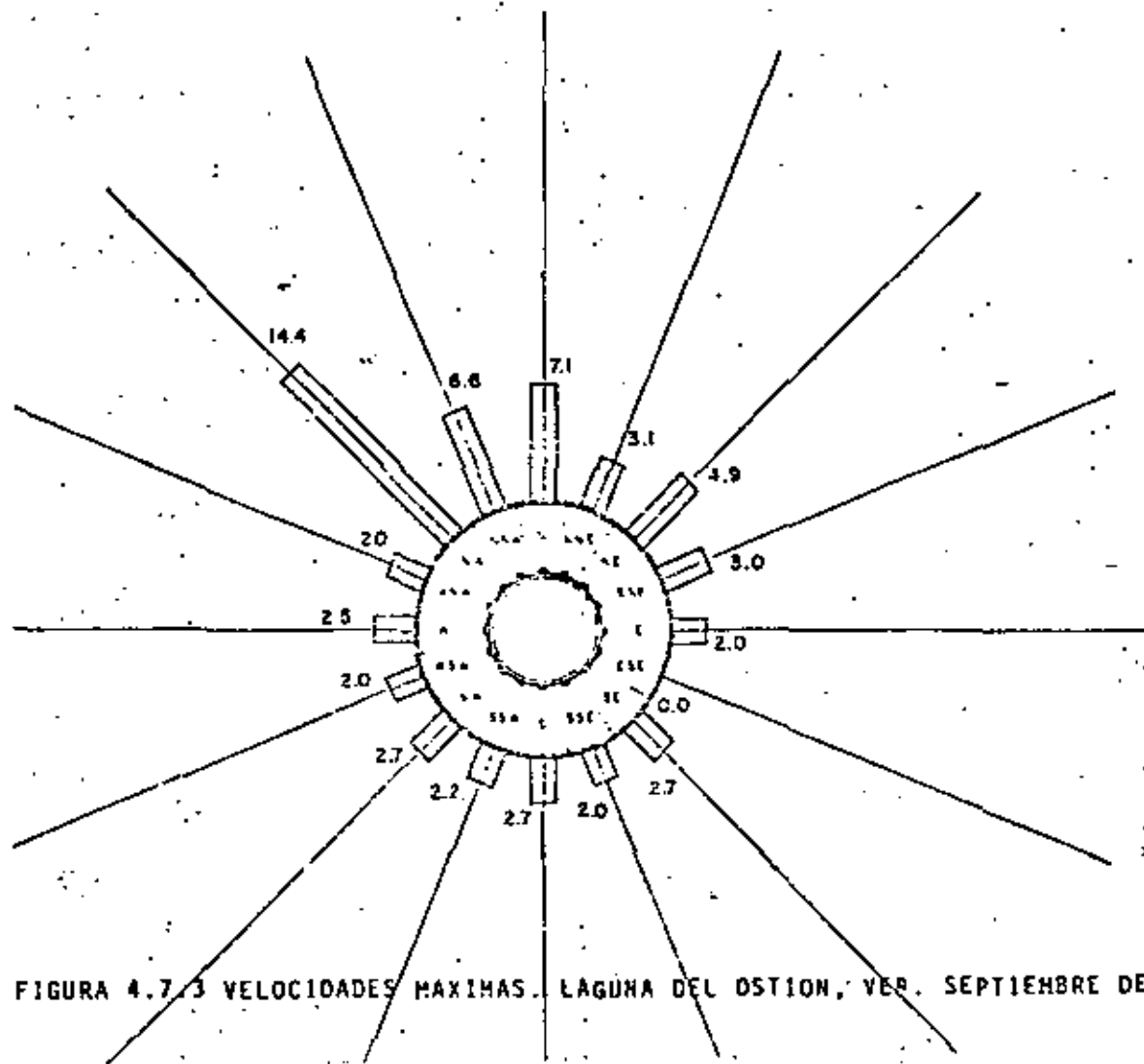
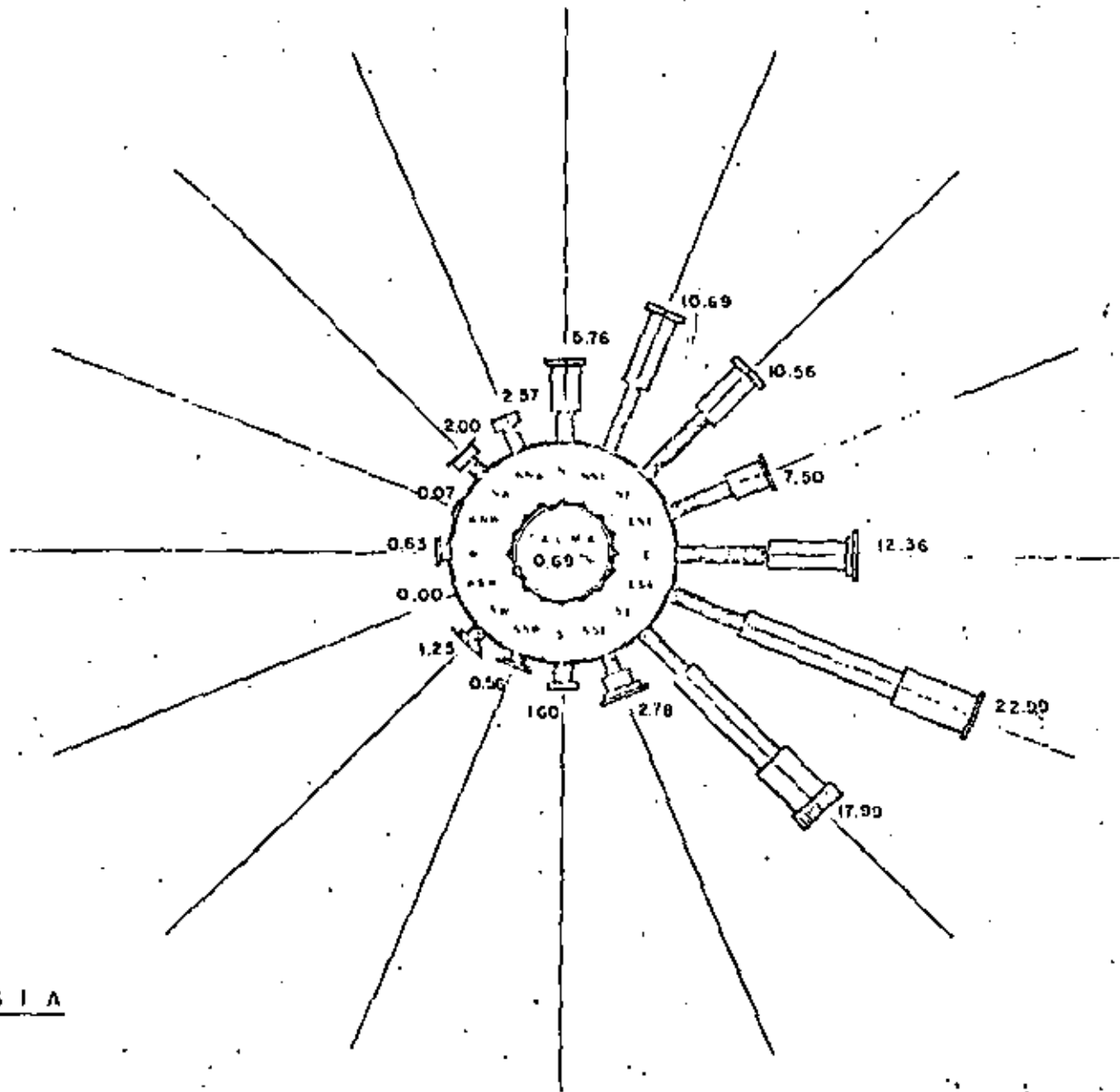


FIGURA 4.7.3 VELOCIDADES MAXIMAS. LAGUNA DEL OSTION, VER. SEPTIEMBRE DE 1981.

(52)



LOGIA

1/16

A 4

A 8

A 12

A 16

A 20

FIGURA 4.7.4 FRECUENCIA DEL VIENTO, % CAYO ARCAS, C.A.M.P. MARZO-ABRIL DE 1982.

ESCALA

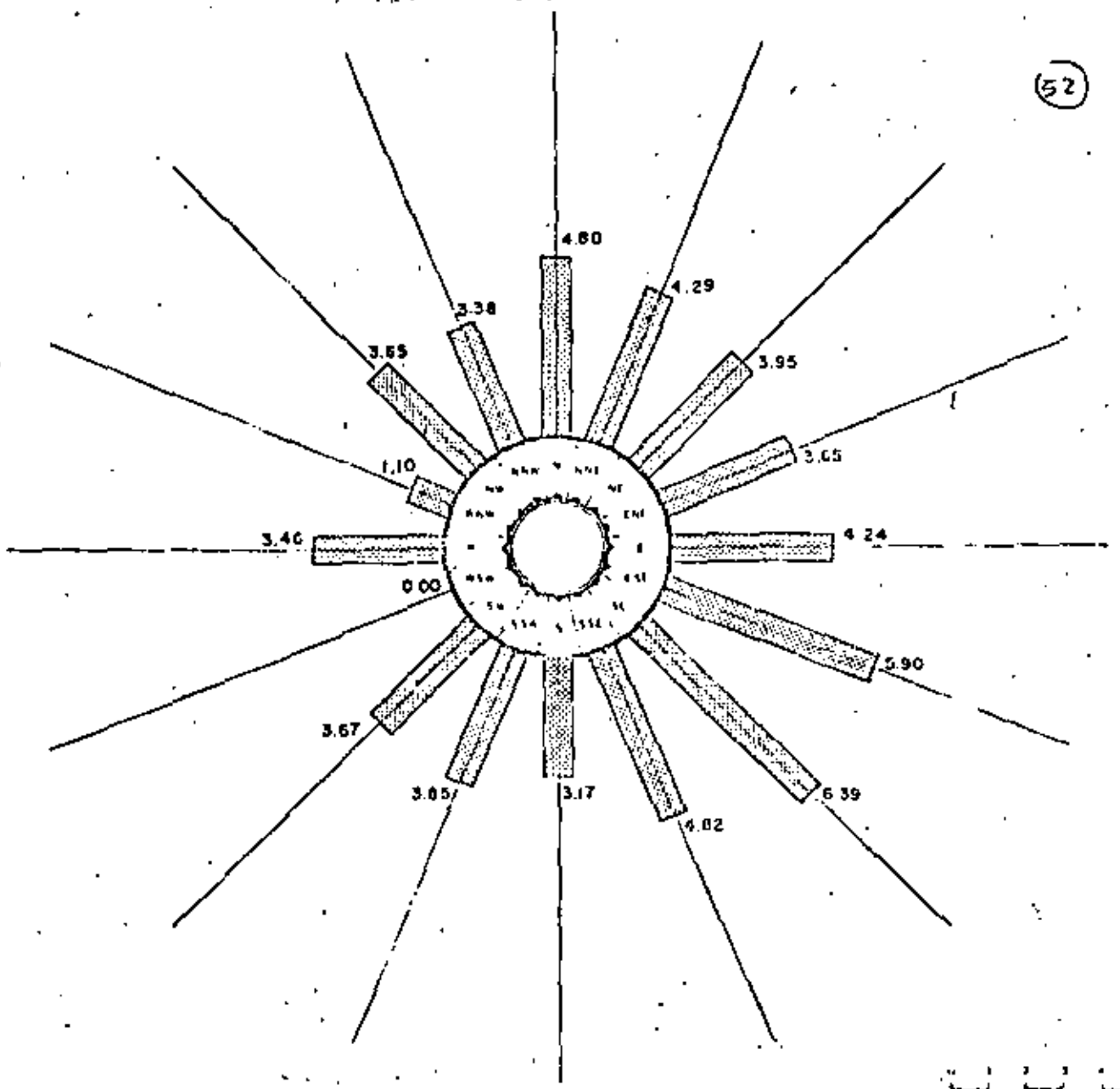


FIGURA 4.7.5 VELOCIDADES MEDIAS, M./SEG. CAYO ARCAS, CAMP.
MARZO-ABRIL DE 1982

DIVISION N° 5				NUM	DIBUJOS DE REFERENCIA	AUT	R. SANCHEZ
DESCRIPCION	FECHA	PUN	VAL				
							E. SANDOVAL
							FRANCISCO INFANTE
							EL P. HERNANDEZ
							H. SAENZ
							ESC. IMPR. A. A.

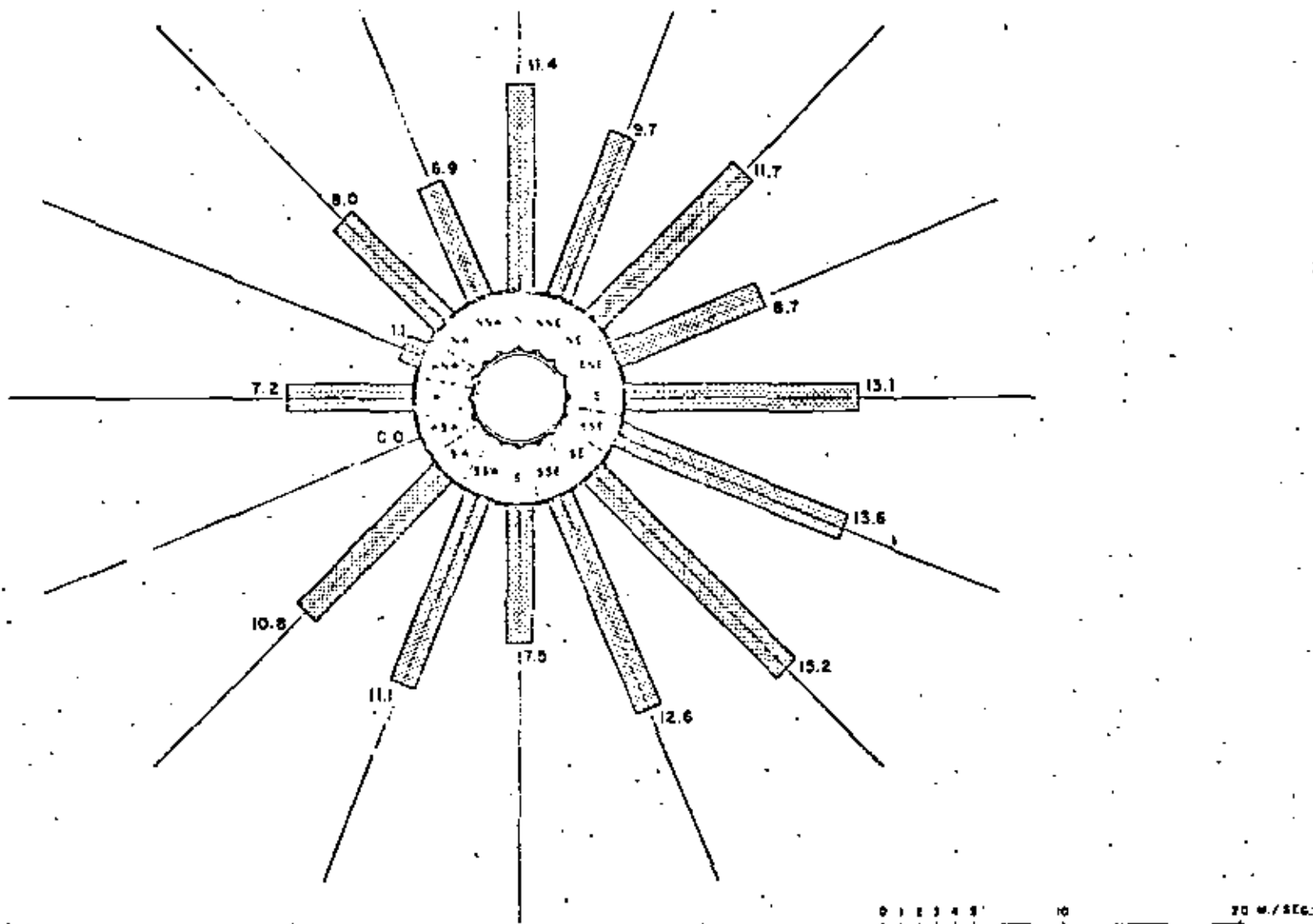


FIGURA 4.7.6 VELOCIDADES MAXIMAS, M./SEG. CAYO ARCAS, CAMP.

MARZO-ABRIL DE 1982.

(2)

5
Ya se mencionó que este modelo se desarrolla para el Golfo de México, dado que existe bastante información de esa área y puede calibrarse con un alto grado de confiabilidad. Sin embargo el modelo está estructurado de tal manera que su aplicabilidad es versátil, efectuando solamente algunos cambios en las características de la rejilla, las dimensiones, etc.

Actualmente se están efectuando algunas pruebas previas y se está llevando a cabo un análisis primario de la relación viento - oleaje.

Esto ya se hizo para Cayo Arcas, Camp., obteniéndose resultados esperados en lo que se refiere al tiempo en que arribó el oleaje de más de un metro a los arrecifes después del viento importante. Este resultado es entre 12 y 20 horas después del viento, dependiendo si se debió el oleaje a una perturbación atmosférica lejana y a macroescala o a una muy local y a microescala.

Se está llevando a cabo el mismo proceso para la información de Dos Bocas, Tab., visualizándose que se llegará a la misma calidad de resultados.

4.6 Conclusiones y recomendaciones.

Ya se mencionó que existe en el país una red de estaciones y observatorios meteorológicos que han instalado diferentes instituciones, principalmente el Servicio Meteorológico

Nacional, de la S.A.R.H. Algunas de estas estaciones tienen más de 25 años trabajando; sin embargo, el enfoque que se le ha dado a estas instalaciones y a la información obtenida es hacia la agricultura, la navegación aérea y en muy poca medida a la navegación marítima. El enfoque de diseño, construcción y operación de instalaciones en la plataforma continental y/o en la costa no se había presentado hasta los últimos años, en que se vio la necesidad de contar con datos en forma local para cada proyecto.

En vista del desarrollo que se ha llevado a cabo en el Golfo de México por el petróleo principalmente, la mayor parte de las técnicas mencionadas en las secciones anteriores se han aplicado a esa área y es ahí donde se ha determinado la bonanza o complejidad de cada una de ellas, basándose en los resultados obtenidos.

Por otra parte, esta experiencia adquirida permite modificar las técnicas de medición y procesamiento de acuerdo con el lugar donde se vayan a aplicar y se debe tener cuidado en la interpretación, pues ya se mencionó que el Golfo de México tiene un comportamiento muy especial.

Desafortunadamente existe poca o nula información de este tipo en la costa del Pacífico. Con el desarrollo de instalaciones y del programa de puertos industriales se ha visto la necesidad de contar con estos datos

para cada sitio y llevar a cabo campañas de medición tanto meteorológicas como oceanográficas.

El desarrollo más avanzado de la costa del Pacífico es Lázaro Cárdenas y sin embargo adolece de esta información para llevar a cabo una operación y crecimiento posterior adecuados.

El caso de la Siderúrgica Lázaro Cárdenas no es el único, sucede lo mismo en casi todas las instalaciones de la costa del Pacífico, entonces se recomienda llevar a cabo estudios en todos y cada uno de los sitios de interés con el objeto de conocer a fondo sus características, reduciendo en abatimiento de tiempos y costos y aumentando la eficiencia en operación y en la programación de actividades. -

4.7 Espectros de viento.

4.7.1 Introducción.

Para describir la variación temporal estadística en un punto determinado, se utilizará el concepto de autocorrelación. Esto es, la correlación entre la velocidad del viento en el tiempo t y el tiempo $t + \tau$ en el mismo punto. El concepto similar para la variación espacial es la correlación cruzada, esto es, la correlación de la velocidad del viento entre el punto x y x' . A partir de estas dos funciones, se pueden derivar el auto espectro y el espectro cruzado.

En seguida se dará una descripción breve de los conceptos del tratamiento teórico.

4.7.2 Autocorrelación y autoespectro.

Para cualquier señal estacionaria, $x(t)$, se puede definir el valor medio:

$$\bar{x} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt \quad (4.7.1)$$

y la varianza:

$$\sigma^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T (x(t) - \bar{x})^2 dt \quad (4.7.2)$$

La función de autocorrelación $C(\tau)$ se define como:

$$C(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot x(t + \tau) dt \quad (4.7.3)$$

Se observa fácilmente que cuando $x = 0$, $C(0) = \sigma^2$ (56)

Para cualquier función periódica $x(t)$, $x(t)^2$

es el llamado efecto momentáneo. La energía en la señal es la integral temporal del efecto momentáneo:

$$\text{Energía} = \int_0^T x(t)^2 dt \quad (4.7.4)$$

Entonces el efecto promedio es:

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)^2 dt \quad (4.7.5)$$

El autoespectro $S(n)$ se encuentra aplicando una transformación de Fourier a la función de autocorrelación (n es la frecuencia en ciclos por segundo):

$$S(n) = 4 \cdot \int_0^{\infty} C(\tau) \cdot \cos 2\pi n \tau \cdot d\tau \quad (4.7.6)$$

$S(n)$ es una función continua para cualquier señal estacionaria y aleatoria. Sin embargo - si la señal es periódica, $S(n) = 0$ para todas las frecuencias que no son componentes armónicos de $C(\tau)$.

Dada $S(n)$, la función de autocorrelación puede obtenerse a partir de una transformada de Fourier inversa:

$$C(\tau) = \int_0^{\infty} S(n) \cdot \cos 2\pi n \tau \cdot dn \quad (4.7.7)$$

La variancia para las señales estacionarias se encuentra integrando el autoespectro sobre todas las frecuencias:

$$\sigma^2 = \int_0^{\infty} S(n) \cdot dn \quad (4.7.8)$$

4.7.3 Mediciones de autoespectros.

Se han hecho cálculos de $S(n)$ basados en alrededor de 70 series de mediciones. Estas mediciones fueron principalmente en campo abierto con una velocidad media del viento de 10 m/s o mayor.

El espectro promedio de ráfagas horizontales - fué (escrito en forma normalizada):

$$\frac{n \cdot S_z(n)}{K \cdot U^3} = 4.0 \frac{x^2}{(1+x^2)^{3/2}} \quad (4.7.9)$$

donde

$S_z(n)$ = la ordenada del espectro en la altura z .

n = frecuencia (ciclos por segundos)

U = velocidad media del viento a la altura de 10 metros.

K = el coeficiente de arrastre el viento referido a la velocidad media.

$x = L \cdot n / U$; n/U es el número de onda (ciclos por metro).

L = longitud de la escala, estimada como 1200.

La forma de este espectro se muestra en la figura 4.7.1. De esta figura se observa que el autoespectro presenta un valor máximo para períodos de 1 a 2 minutos. Esto indica que estas frecuencias son las dominantes en el viento. Parece ser que el paquete de energía está con-

finado a períodos de menos de 1 minuto y a longitudes de onda del orden de 1500 metros bajo condiciones tormentosas.

También se ha visto que los períodos de cerca de 10 minutos representan un efecto pequeño, o sea que los promedios de la velocidad del viento en 10 minutos dan un valor confiable del viento medio.

Para los valores del coeficiente de arrastre se sugieren los de la tabla siguiente, incluyéndose los valores correspondientes de en la ley de potencias para la variación del viento medio con la altura.

Tipo de superficie.	K	α
Campo abierto	0.005	0.16
Campo con obstáculos de 10 m	0.015- 0.020	0.27- 0.31
Centros urbanos con edificios altos	0.050	0.43

Es importante hacer notar las limitaciones de este espectro. No debe utilizarse fuera del intervalo de frecuencias indicado en la figura 4.7.1. Las mediciones utilizadas dan información entre 0.001 y 1 Hz.

4.7.4. Correlación y espectros cruzados:

(52)

Dada una señal $y(x,t)$, que es una función del tiempo y la posición, se definen los siguientes conceptos en analogía con la sección 4.7.2:

La función de correlación cruzada:

$$C(x,x';\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T y(x,t) \cdot y(x',t+\tau) dt \quad (4.7.10)$$

y el espectro cruzado:

$$S_y(x,x';n) = 4 \int_0^{\pi} C(x,x';\tau) \cdot \cos 2\pi n\tau \cdot d\tau \quad (4.7.11)$$

Correspondiendo a la varianza, se tiene la covarianza:

$$\begin{aligned} \sigma^2(x,x') &= C(x,x';0) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T y(x,t) \cdot y(x',t) dt \\ &= \int S_y(x,x';n) dn \end{aligned} \quad (4.7.12)$$

El espectro de correlación cruzado se define como la relación entre el espectro cruzado y el autoespectro:

$$R(x,x';n) = \frac{S_y(x,x';n)}{S_y(n)} \quad (4.7.13)$$

En términos del coespectro y del espectro de "1/4" (que respectivamente miden la correlación en fase y la correlación cuando dos lecturas están desfasadas un cuarto de período), se da una definición compleja de $R(x,x';n)$:

$$R(x,x';n) = \frac{Co(x,x';n) + jCu(x,x';n)}{\sqrt{S(x,n) S(x',n)}} \quad (4.7.14)$$

donde:

$R(x, x'; n)$ = correlación cruzada entre las fluctuaciones de la velocidad con frecuencia f en las estaciones x y x'

$Co(x, x'; n)$

y $Cu(x, x'; n)$ = coespectro y espectro de "1/4" de las fluctuaciones de la velocidad con frecuencia n entre las estaciones x y x'

$S(x, n)$

y $S(x', n)$ = autoespectros respectivos en las estaciones x y x' .

La coherencia se define como el cuadrado absoluto del espectro de correlación cruzado. En la figura 4.7.2 se grafica la raíz cuadrada de la coherencia (que es el módulo de $R(x, x'; n)$) como función de $\Delta z \cdot n / U_1$, para los tres pares de estaciones. Sobre la parte significativa de la curva -- los puntos pueden aproximarse a una curva del tipo

$$|R(x, x'; n)| = e^{-k \frac{\Delta z \cdot n}{U_1}} \quad (4.7.15)$$

donde $k = 7.7$.

4.7.5 Otras mediciones de los espectros de viento.

En la literatura meteorológica se presentan numerosos estudios acerca de los espectros de turbulencia atmosférica y, por lo tanto, la siguiente presentación no pretende ser completa. Sin embargo, se espera que con la ayuda de estas referencias se pueda obtener más información relevante.

58

Los análisis y resultados de mediciones de turbulencia efectuadas sobre el mar cerca de Barbados en el Proyecto BOMEX-1969 son presentados por Pond. El corte en la zona de bajas frecuencias para los análisis fue 0.001 Hz y la altura del anemómetro sobre el nivel del mar fue de -- 8 m. Los espectros se normalizaron de acuerdo -- con la teoría de Monin-Obukhov. Los espectros -- normalizados de las componentes de la velocidad y los coespectros normalizados uw tuvieron forma universal y fueron similares a resultados anteriores (siendo w la componente vertical de la velocidad).

El cuadrado de la velocidad de fricción (u_*^2) -- se determina por la correlación de los vórtices (uw) y los métodos de disipación de la velocidad media del viento, u . Estos resultados se muestran gráficamente en la figura 4.7.3.

Se analizan datos de un sitio en Kansas, uniforme y plano, presentados por Kaimal. La instrumentación consistió en anemómetros triaxiales y termómetros de platino instalados en una torre de -- 32 m de altura en tres niveles diferentes (5.66, 11.3 y 22.6 m). La frecuencia de muestreo fue de 20 veces por segundo.

Para el análisis se seleccionaron 15 corridas de 1 hora (10 estables y 5 inestables). Se calcularon los espectros y los coespectros cubriendo los intervalos de frecuencia entre 0.0003 y 10 Hz. --

Los espectros se describen en términos de la hipótesis de Kolmogorov. Se muestra que los espectros caen en el subrango inercial de $n^{-5/3}$ de acuerdo con la teoría de Kolmogorov. Los coespectros de uw caen en $n^{-7/3}$. En frecuencias bajas los espectros son funciones del parámetro de estabilidad z/L ($z/L < 0$: inestable, $z/L > 0$: estable). Los espectros normalizados de las tres componentes u , v , w se muestran en las figuras 4.7.4 a 4.7.6.

Recientemente, Sharan y Nickerts han examinado las mediciones espectrales de la velocidad del viento en la capa superficial de acuerdo con la teoría descrita por Kaimal. Los datos utilizados son de un campo abierto al sur de Estocolmo. En el subrango inercial el nivel de los espectros de u , v y w está en concordancia con los de Kaimal. En frecuencias más bajas los espectros mostraron mayor energía en el lado estable ($z/L > 0$). Al igual que en el trabajo de Kaimal, para el extremo de bajas frecuencias, los espectros se agruparon en una cierta anchura de banda y no mostraron ningún arreglo ordenado con z/L .

Un trabajo de Busch y Panofsky indica que solamente los espectros de velocidad vertical obedecen la hipótesis de similaridad y solamente hasta una altura de aproximadamente 50 m.

(57) Los espectros longitudinales no obedecen esta hipótesis en una variedad de formas; esto es, las longitudes de onda no se ajustan con la altura y pueden existir diferencias entre los sitios cuando los espectros se grafican en coordenadas de similitud.

Comparando los espectros sobre el mar, Busch y Panofsky encontraron bastante más energía en las frecuencias bajas de los espectros marinos, véase figura 4.7.7.

Nejler y Burling han efectuado mediciones de la velocidad de fricción u_* .

Miyake, Stewart y Burling encontraron un mejor ajuste de la teoría de similitud. Su análisis cubrió el rango de 0.003 a 2.5 Hz.

Luers desarrolló un modelo para el viento y la turbulencia de la capa límite de la atmósfera. La estructura del viento en la capa superficial es una función de los parámetros de superficie, la estabilidad y la altura.

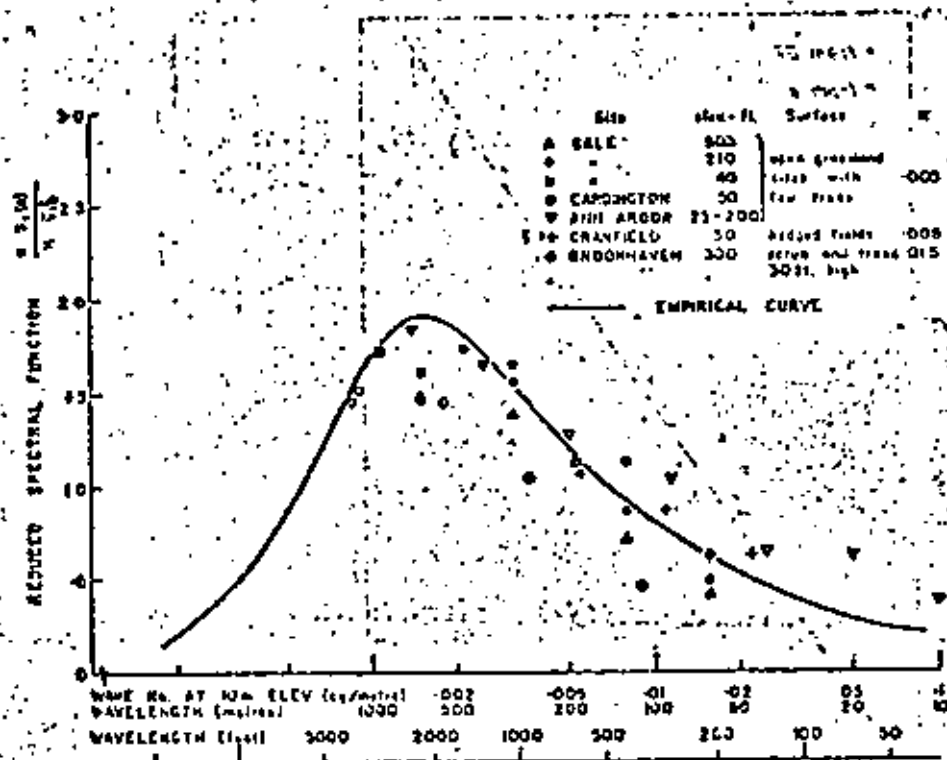


FIGURA 4.7.1. ESPECTRO DE RAFAGAS HORIZONTALES, CON VIENTOS FUERTES.

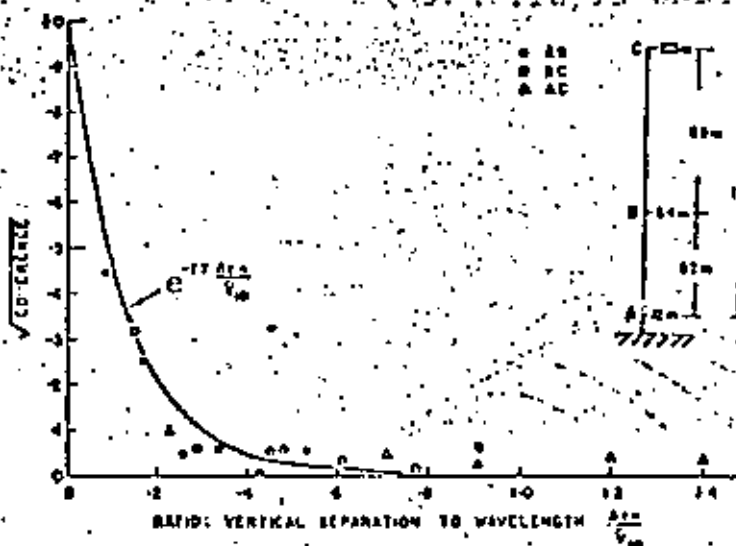
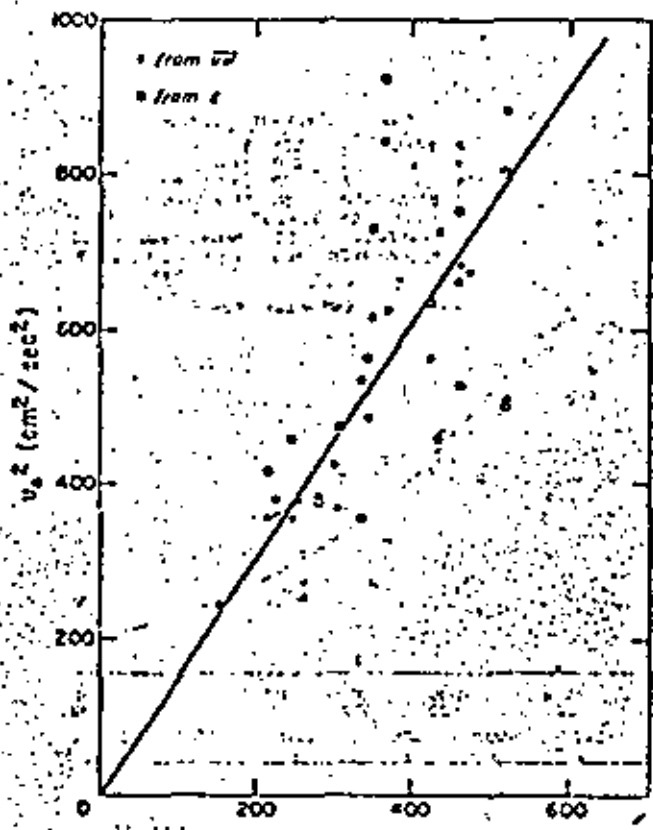


FIGURA 4.7.2. RAIZ CUADRA DE LA COHERENCIA COMO FUNCION DE LA SEPARACION VERTICAL DE LA RELACION DE LA LONGITUD DE ONDA ($\Delta z \cdot n / U_1$).



v_*^2 vs $10^{-3} U^2$. The straight line corresponds to $C_D = 1.52 \times 10^{-4}$.

FIGURA 4.7.3. CUADRADO DE LA VELOCIDAD DE FRICCIÓN (v_*^2) COMO FUNCION DEL CUADRADO DE LA VELOCIDAD MEDIA (U^2).

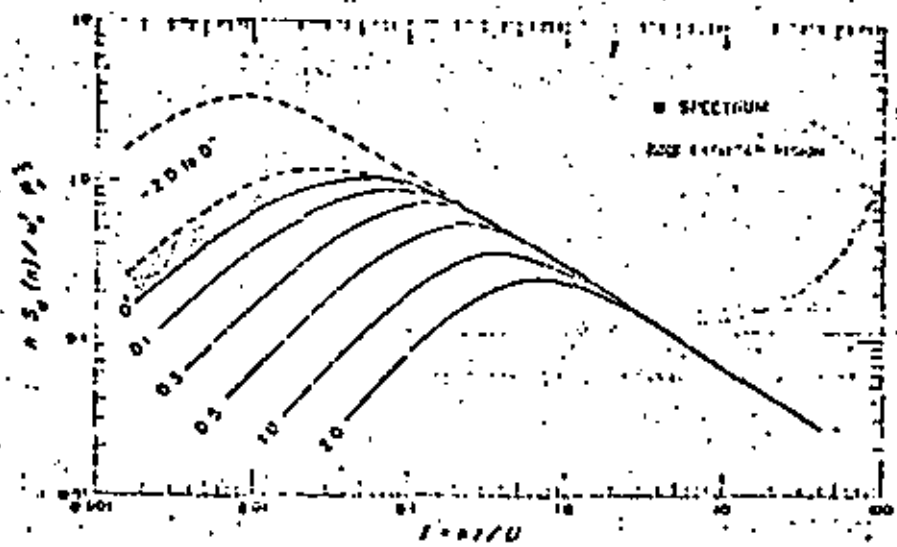


FIGURA 4.7.4. ESPECTROS GENERALES DE u , v y w PARA VALORES DE z/L .

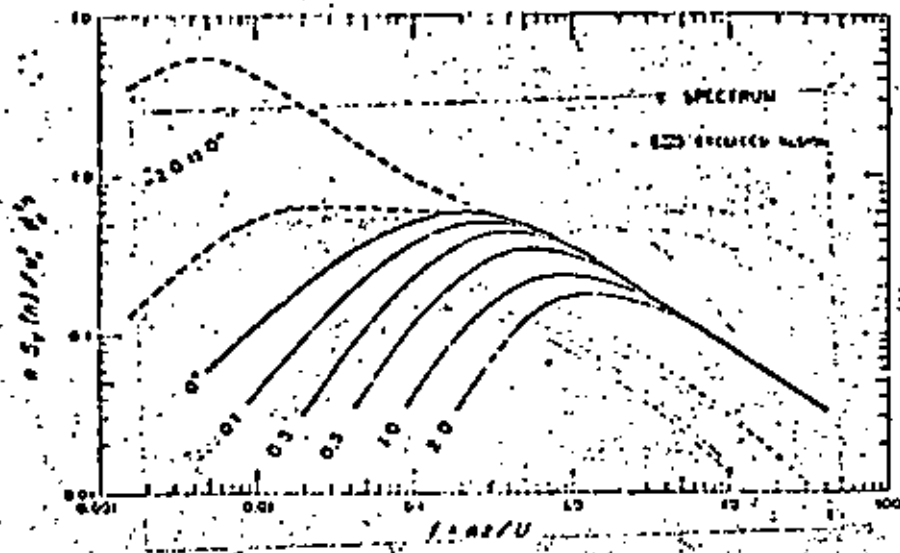


FIGURA 4.7.5. VEASE FIGURA 4.7.4.

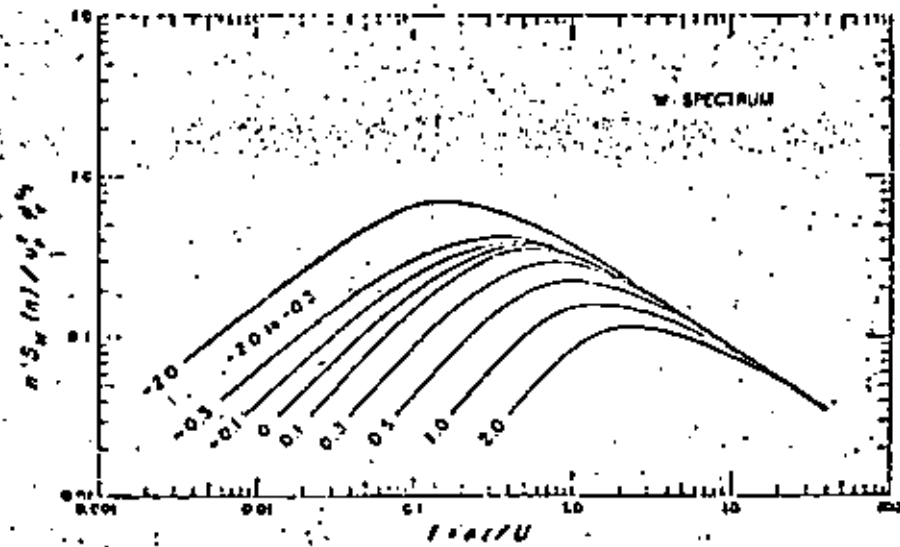


FIGURA 4.7.6. VEASE FIGURA 4.7.4.

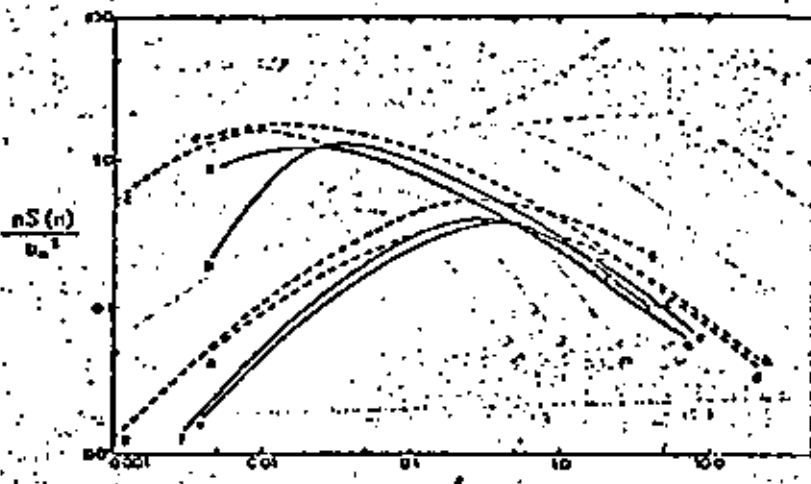


FIGURA 4.7.7. COMPARACION DE LOS ESPECTROS SOBRE TIERRA FIRME Y MAR.



5.- CORRIENTES - DATOS Y PROYECTOS

5.1 INTRODUCCION

Las corrientes son indudablemente uno de los parámetros más complejos de establecer en el océano, debido a que son generados por muchos factores, haciendo no únicamente difícil su interpretación, sino además difícil la forma de medirlas tanto en la teoría como en la práctica. El describir un sistema de corrientes en la Plataforma Continental es particularmente difícil, debido a que se presentan corrientes permanentes y semipermanentes las cuales se generan bajo la influencia de diferentes, condiciones climáticas y atmosféricas y son influenciadas por la topografía del fondo. Los fenómenos mencionados son algunas veces pobremente entendidos y otras veces no son entendidos. No es fácil la situación cuando uno tiene que admitir que el conocimiento de las corrientes es pobre y por lo tanto la manera en que afectan las estructuras marítimas y el fondo del mar.

En un escrito de este tipo únicamente los rasgos característicos y los aspectos más importantes de las corrientes pueden ser bosquejados.

Poniendo especial énfasis en los datos y parámetros relevantes para la Tecnología marina en general y para las estructuras costa afuera en particular.

Las fuerzas de arrastre e inerciales son para muchas estructuras las de mayor importancia.

(67)

La fuerza de arrastre es una fuerza combinada de oleaje y corrientes, debido a su proporcionalidad con el cuadrado de la velocidad, la velocidad de corriente combinada con la generada por olas en la superficie es la más importante.

Dado que la acción del oleaje decrece exponencialmente con la profundidad, la influencia de las corrientes en la columna de agua es relativamente fuerte. Las fuerzas de la velocidad son particularmente dominantes en estructuras de pequeño diámetro. Para una estructura de acero tipo jack-up las corrientes pueden, por ejemplo causar casi el 30% del total de el momento de torsión.

Las fuerzas de aceleración en las corrientes y el esfuerzo cortante entre diferentes masas de agua con distintas direcciones y a profundidades diferentes son fuerzas que no están muy bien entendidas.

El requerimiento de datos instrumentales dentro de condiciones atmosféricas extremas es de necesidad primordial. Aunque se pueden extrapolar para condiciones extremas, de las condiciones moderadas y considerar que los efectos pueden ser superpuestos. Esto no es, sin embargo, muy evidente en todos los casos.

En las secciones siguientes debemos separar las corrientes medidas directamente, de las medidas por objetos de deriva; y valorar hasta que punto los experimentos con objetos de deriva son representativos de las corrientes de deriva superficiales, es dudable esta representatividad a causa de que la respuesta de los objetos de deriva a diferentes parámetros es local e instantánea, tal como

la respuesta al viento.

Además existe la incertidumbre hasta que si la deriva superficial del mar consista principalmente por viento o por una componente de oleaje inducida por el mismo - (Transporte superficial de Stokes). Otros procesos físicos como difusión y dispersión, deben ser estudiados, en el caso de tratar de cuantificar la deriva de derrames de petróleo y contaminantes.

La descripción de tales problemas están más allá del alcance de esta presentación.

5.2 Medida de corrientes y Experimentos con Botellas de Deriva.

En general la cantidad de las mediciones de corrientes y experimentos con objetos de deriva es muy escasa.

Son dos los principios para medir directamente las corrientes el primero consiste en la observación del agua que pasa por un punto fijo (Euleriano) y el segundo - consiste en seguir las trayectorias de las partículas de agua (Lagrangiano). Ambos principios tienen sus limitaciones pero las mediciones en puntos fijos con corrientímetros son más ampliamente usadas.

Aunque por otro lado todos los resultados experimentales con botellas de deriva muestran que son más adecuados y de mayor importancia en el estudio general de las trayectorias de deriva de las masas de agua oceánica.

5.3 Requerimientos de datos de corriente.

Para hacer un planteamiento de las necesidades de datos

(65) de corrientes estas necesidades se pueden clasificar según las siguientes actividades.

Dimensión y tipo de operación de las estructuras marítimas.

Investigaciones sobre posibles derrames de contaminantes.

Navegación y transporte marítimo.

Investigación básica.

Esto nos lleva a la necesidad de conocer las corrientes en toda la Plataforma Continental del país, considerando que se debe conocer las velocidades en toda la columna de agua desde el piso del fondo hasta la superficie. El costo de un proyecto de tal magnitud lo hace imposible por lo que se deben de tomar datos únicamente en las zonas de desarrollo, con el fin de tener cuando menos una estadística a largo plazo.

En cada área de estudio se deben de tomar mediciones - cuando menos a dos profundidades durante un año y hacer campañas de medición periódicas en las que se midan los parámetros de la corriente en toda la columna de agua.

5.4 CIRCULACION GENERAL DE LAS MASAS DE AGUA.

Para tener una idea del movimiento general o flujo de masas de agua en nuestros mares, se hace necesario el conocimiento de las corrientes a gran escala que se presentan.

En el Golfo de México existe un importante transporte de masas de agua, el cuál está bien establecido, llamado corriente del Golfo, esta corriente se origina a partir de las corrientes ecuatoriales, teniendo circulación dominante hacia el norte. La velocidad con que se presenta esta corriente va ría según la estación y la situación topográfica de cada sitio. Esta corriente tiene un valor promedio menor a 0.5 nudos.

En el océano Pacífico existe la corriente que es de gran importancia ya que causa un efecto de afloramiento, en el Golfo de Tehuantepec.

La parte oeste de la península de Baja California algunas veces es afectada por la corriente de California y su correspondiente contra corriente costera.

La velocidad con que se presentan las corrientes en el Océano Pacífico va en dependencia del lugar y la situación topográfica, teniendo en general un valor promedio de menos 0.4 nudos.

6.- CORRIENTES - METODOS Y ANALISIS

6.1 Generación de las corrientes.

Cuando se está interesado en las fuerzas debidas a las corrientes se buscan los valores absolutos de las corrientes. Esto no es totalmente adecuado puesto que al hablar a cerca de las velocidades de las corrientes es necesario especificar que tipo de valores medios se

66

obtuvieron. Se piensa que los valores medios obtenidos de 5 a 10 minutos de medición son relevantes en este sentido.

El sistema de corrientes está formado por muchas componentes de las cuales:

- (i) Corrientes de marea
- (ii) Corrientes impulsadas por el viento
- (iii) Corrientes de surgencia
- (iv) Corrientes de densidad y corrientes debidas a las inclinaciones del fondo.

son las principales. En la sección 6.2 vamos a llamar a corrientes cuasi-permanentes a los pertenecientes a alguno de estos componentes en el caso de ser considerable a gran escala.

Ninguno de estos componentes puede causar velocidad de la corriente muy grande, pero cuando se presentan varios componentes a un mismo tiempo, y existe una interacción con las olas la resultante de estos componentes tienen un efecto mayor. En el presente escrito debemos suponer que todas las componentes de la corriente actúan en conjunto y en condiciones extremas, pero el problema a futuro será establecer más adecuadamente la probabilidad cruzada de estos factores.

6.1.1 Corrientes de marea.

Donde está bien definida una corriente de marea se puede hablar de un eje de la corriente el cuál puede ser

movido por vientos fuertes. Las fluctuaciones de la corriente pueden entonces ser considerados sobre una posición fija. En áreas donde las masas de agua son uniformes con la profundidad, la variación vertical de la corriente es pequeña. Donde diferentes masas de agua están presentes, la variación vertical puede ser extremadamente compleja. Un ejemplo de esto es mostrado en la figura 6.1. En la cual se aprecia un giro de los ejes en la elipse de marea así como un cambio en la rotación de la corriente. Este caso puede ser explicado por la influencia de la marea interna en una masa de agua intermedia sobre el efecto de la marea semi-diurna.

6.1.2 Corrientes impulsadas por el viento.

Una cantidad considerable de experimentos tienen que efectuarse para establecer las corrientes causadas por los vientos. La teoría de Ekman de 1905 es la base formal, pero la corriente superficial es crítica para los parámetros en los modelos, particularmente la viscosidad turbulenta. Una diferencia considerable se presenta si la viscosidad turbulenta es proporcional a la velocidad del viento o si lo es al cuadrado de la velocidad del viento.

Para aplicaciones en ingeniería un factor de proporcionalidad de .02 es frecuentemente utilizado para la relación entre la velocidad del viento medida 10 metros arriba de la superficie y la velocidad de la corriente superficial.

(67)

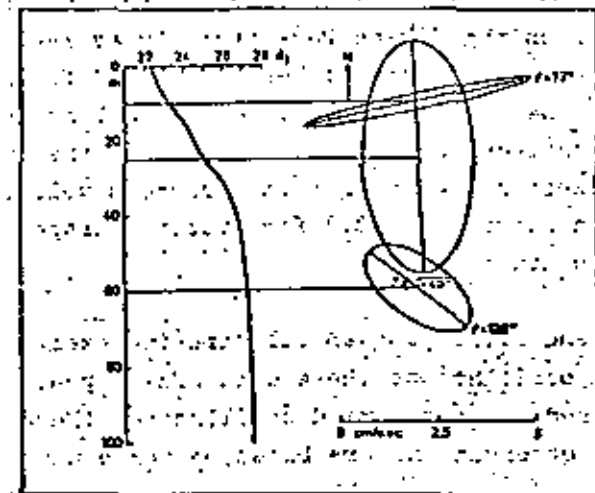


Figura 6.1 Elipses de marea semi-diurna a diferentes profundidades.

Los valores del factor de proporcionalidad en el rango de .03-.035 son citados recientemente.

Particularmente los investigadores que usaron tarjetas de deriva, hojuelas de parafina a la deriva y manchas de petroleo dan valores sobre 0.04 (/18/,/34/,/40/,/41/) cuando se consideran vientos medidos a 10 metros de la superficie. Wu/44/ encontró tras larga búsqueda un factor de .035 y la figura 6.2., es una muestra de su trabajo dando al viento inducido y la deriva de las ondas inducidas superficialmente por el mismo una relación -- con el fetch. Critica en todo sentido es la forma como el viento es medido y a que altura de la superficie del mar se mide. Poco conocida es la influencia de la estratificación en las masas de agua pero se cree que el factor de proporcionalidad entre la velocidad de corriente y la velocidad del viento puede ser mayor a .04. El efecto del viento está confinado esencialmente a la capa superior debido al decaimiento por fricción, y con un valor cercano a cero en la capa de transición (por ejemplo en la termoclina).

Las corrientes impulsadas por el viento causan un transporte de masa hacia la derecha de la dirección del viento (hemisferio norte) y su magnitud decrece rápidamente con la profundidad mientras giran en el sentido de las manecillas del reloj. La topografía del fondo y la línea de la costa pueden influenciar a las corrientes. El --

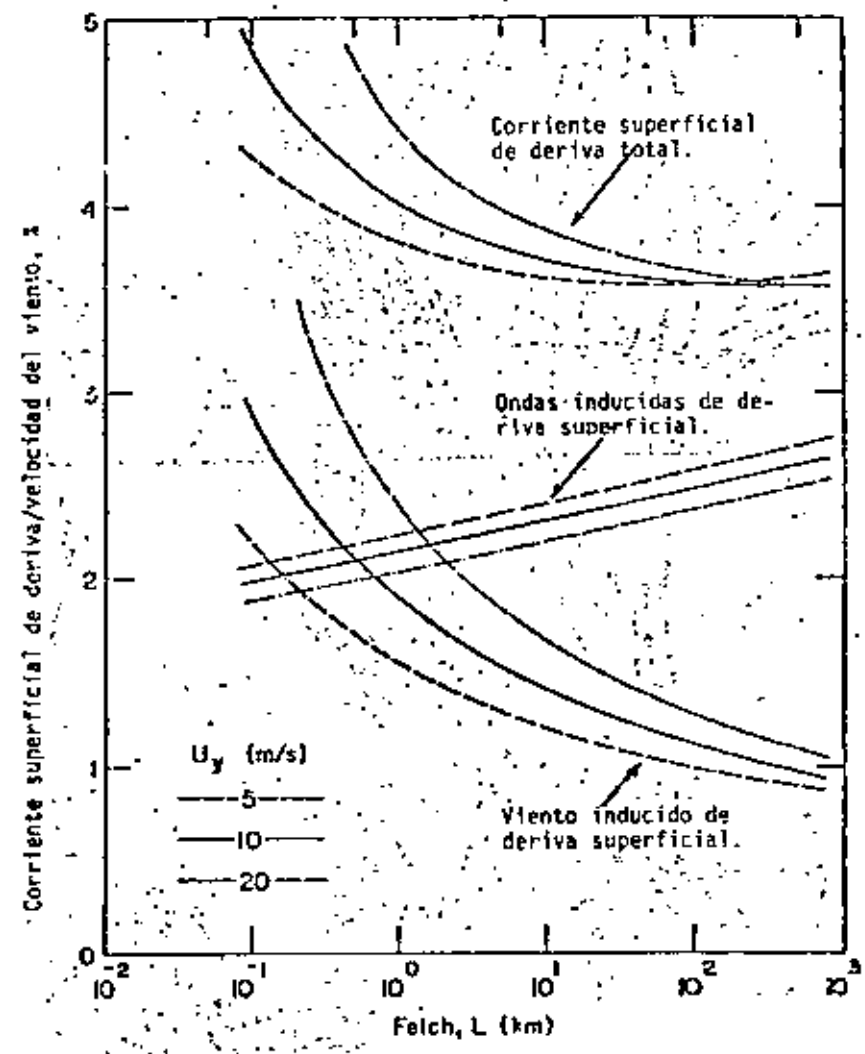


Figura 6.2 Variaciones y su relación con el fetch del viento inducido y las ondas inducidas de la corriente superficial de deriva.

transporte en la capa Ekman se desarrolla lentamente y requiere 12,5 días pendulares (los que toman como referencia al día lunar) para alcanzar el 80% de su valor estacionario /29/.

La penetración de las corrientes de deriva por viento puras fué deducida para un océano ideal, sea homogéneo con longitud y profundidad infinita. La "fricción de fondo" ó profundidad de la influencia del viento puede ser expresada como (después de Thorade /38/).

$$D = 3.67 \sqrt{W^3 / \text{Sen } \phi}, \text{ para } W \leq 3 \text{ de la escala Beaufort}$$

$$D = 1.76 W^2 / \text{Sen } \phi, \text{ para } W > 3 \text{ de la escala Beaufort}$$

donde:

D = "fricción de fondo" en metros.

W = velocidad del viento en m/seg y medida a 10 metros arriba de la superficie.

ϕ = latitud.

La "fricción de fondo" D, se incrementa con el incremento de la velocidad del viento y decrece hacia las altas latitudes. La ecuación supone un viento que sopla en una misma dirección y con velocidad constante sobre una amplia área del mar. La primera restricción para esta ecuación ocurre cuando diferentes masas de agua están presentes; por ejemplo la estratificación.

(62)

6.1.3 Corrientes de surgencia.

Las surgencias por tormenta son generadas por un efecto combinado de las perturbaciones atmosféricas tales como los centros de baja presión y por lo tanto influenciado al nivel del mar y al arrastre ejercido por el viento. Parece que el viento produce el mayor efecto en la altura de la surgencia.

La duración de la surgencia varía de unas horas a tres días, dependiendo el lugar.

Ocasionalmente la surgencia por tormenta puede originar crecientes severas dañando rompeolas, construcciones, etc. cuando la surgencia coincide con la marea astronómica viva.

La onda de surgencia puede viajar con la misma velocidad que la onda de marea y puede producir condiciones anormales.

Cuando la onda de surgencia es considerada como una onda larga progresiva, como la onda de marea, se puede estimar razonablemente bien su velocidad.

Varios modelos matemáticos han sido propuestos para resolver este problema, el modelo numérico de Heaps/11/ da valores máximos de 1 nudo para corriente de surgencia y IPPEN presenta varios casos para diferentes tipos de topografía en hidrodinámica costera y de estuarios.

6.1.4 Corrientes de densidad.

Las corrientes de densidad se establecen cuando exis-

ten gradientes horizontales en la distribución de la densidad, es imposible decir si la distribución de la densidad causan las corrientes o las corrientes causan la distribución de densidad, para llegar al estado de equilibrio.

Se supone que estas corrientes tienen una influencia considerable sobre las corrientes residuales, aunque sus valores absolutos son menores, con máximas de 10 a 15 cm/seg.

El concepto de "corrientes de densidad" es también usado para turbiditas o corrientes en suspensión; corrientes conteniendo una gran cantidad de sedimentos y pueden ser encontradas corriendo a lo largo de las inclinaciones del fondo de la plataforma continental.

Las corrientes de turbulencia no son consideradas en nuestro caso.

Las corrientes de declive o hidrostáticas, son corrientes asociadas con las variaciones de el nivel del mar; son causadas por el apilamiento del agua a lo largo de la costa en ciertas áreas debido a la convergencia de los vientos. Es la inclinación de la superficie la que puede dar origen a corrientes en toda la columna de agua, desde el fondo hasta la superficie. Las corrientes de declive son, además, difíciles de separar de los otros tipos de corrientes. Las corrientes de surgencia (sección 6.1.3) son también corrientes de declive - aunque en gran escala.

6.2 Circulación General de las Masas de Agua.

Para entender algunos de los valores dados para las velocidades de la corriente, así como su variación en el espacio y en el tiempo de la velocidad y dirección, es necesario tener en mente un movimiento general o flujo de las masas de agua en la plataforma continental.

6.3 Estadísticas a Largo Plazo de las Velocidades de la Corriente.

La estadística de valores extremos, aplicada a los datos de corrientes, no es comunmente usada; tanto como lo es, para los datos de oleaje y vientos. Un problema es que las corrientes son fenómenos periódicos añadidas a componentes residuales. Las componentes periódicas del vector corriente tienen que ser restados, por algún método de análisis armónico o más adecuadamente el método de respuesta desarrollado por Munk y Cartwright /27/.

Este método fue aplicado en el mar del Norte por Collar y Cartwright /1/ a alturas de marea. La estadística de valores extremos es entonces aplicable a los residuos y una probabilidad cruzada se puede establecer.

La mayor dificultad estriba sin embargo, en que los registros de corrientes son pocos, comparados con los registros de viento y oleaje. El hacer una función de distribución acumulada de valores extremos de velocidades de corriente o hacerla sobre un conjunto de datos no-extremales, el cual proviene de muestras independientes, es un análisis que se sale de la rutina. Las escalas de la

función de distribución acumulada de Gumbel (191) y Weibull (/43/) presentan relativamente buena precisión pero difícilmente la muestra cumple con los requerimientos estadísticos.

Otra aproximación para extrapolar las velocidades de la corriente sobre la base de datos fué hecha por Loucks /23/ donde combina la distribución de extremos del modelo de Markov (Gringorten /8/) y el ruido fraccional Gaussiano (FGN), modelo sugerido por Mandelbrot y Wallis /25/.

6.4 Perfiles de Corriente Cercanos al Fondo.

Es común aceptar que, en promedio, el perfil de velocidad cercano al fondo sigue la ley logarítmica clásica de Prandtl y Von Karman. Las velocidades de corriente tienen que ser sobre el promedio en varias horas para que sea válido el perfil logarítmico. Esto fué encontrado por Mosby /26/ en el Banco Vikingo en 1949. En el fondo de la corriente de Florida Weatherly /42/ encontró que las velocidades debían ser "suavizadas" en intervalos \approx 3 horas para llegar al parámetro de aspereza, Z_0 , de acuerdo con la teoría, aunque puede esperarse discrepancia con la velocidad de fricción para velocidades promedio sobre intervalos \approx de 20 minutos. Las figuras 6.3 y 6.4 dan un ejemplo ilustrativo de como las oscilaciones de periodo corto (olas de viento) penetran hacia el fondo comparándolas con las oscilacio-

(2)

nes de largo periodo (ondas de marea). Las observaciones están basadas en tres corrientímetros ultrasónicos.

Los corrientímetros fueron montados a 0.5, 1 y 2 metros del fondo en una estructura sumergida a 84 metros de profundidad y los sensores tomaban un registro cada tres segundos durante un periodo de 3 minutos repitiéndose el muestreo cada 15 minutos. La figura 6.3 muestra los datos registrados durante muestreo con vientos ligeros y la figura 6.4 contiene vientos mayores en la escala Beaufort 7-8. (En ambas figuras se muestran los componentes ortogonales de la corriente en la dirección de mayor incidencia).

Vientos Ligeros

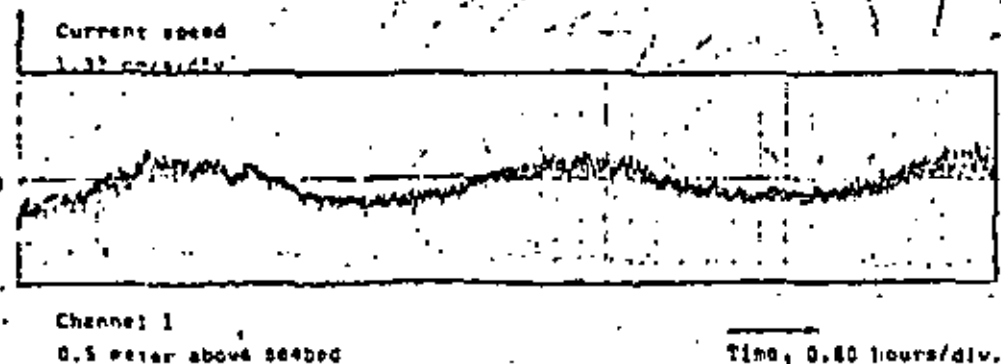
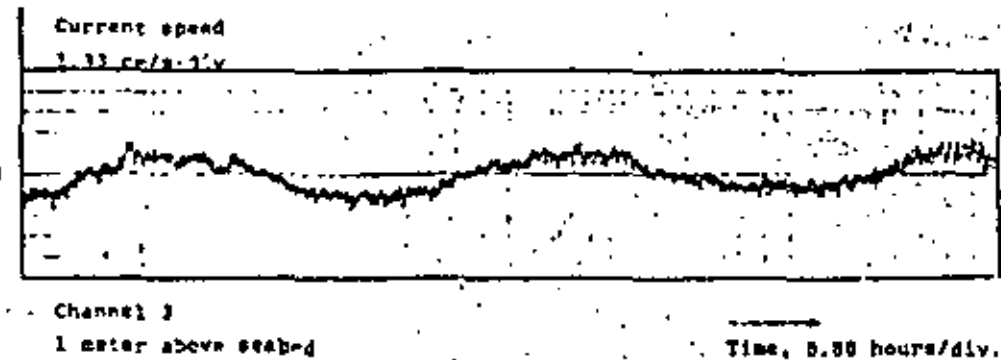
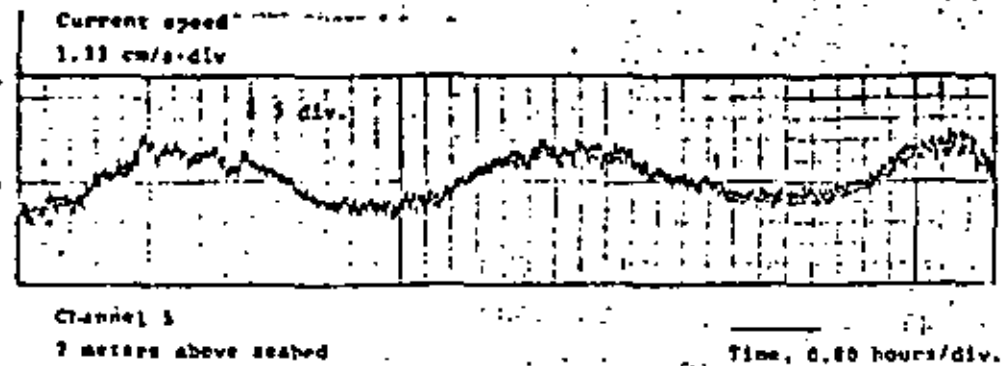


Figura 6.3

Vientos Mayores

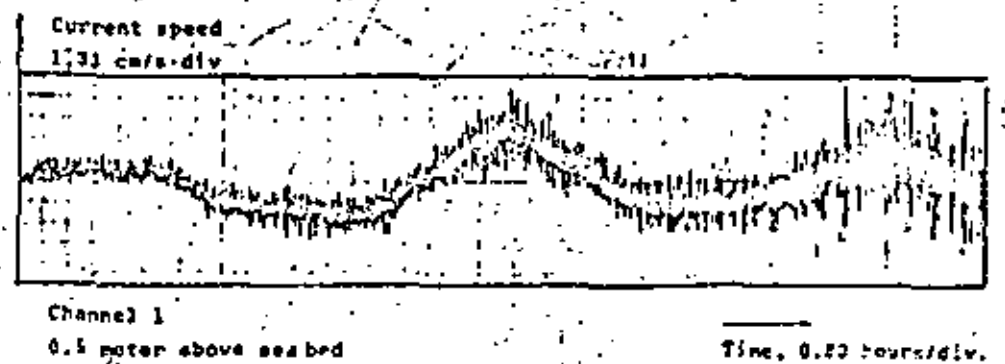
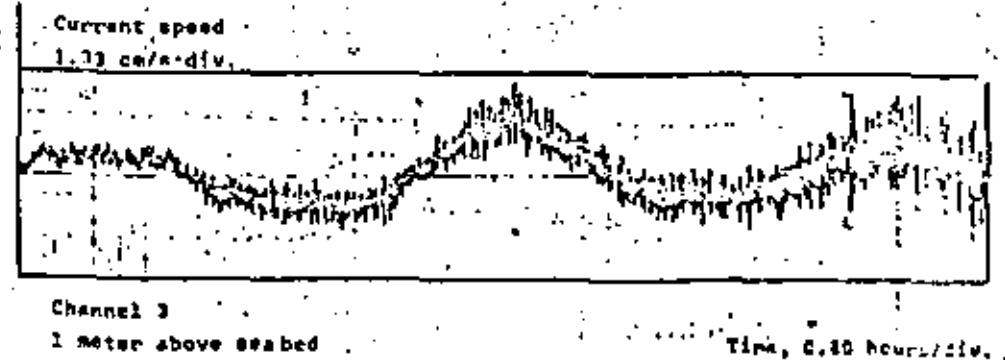
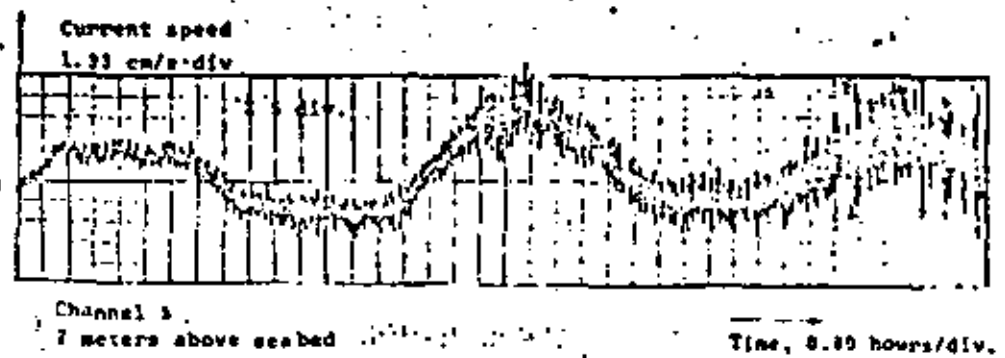


Figura 6.4

REFERENCIAS (CORRIENTES)

- 73
- /1/ COLLAR, P.G. and D.E. CARTWRIGHT:
Open sea tidal measurements near the edge of the northwest European continental shelf. Deep Sea Res., Vol. 19 pp. 673-689, 1972.
 - /2/ Current Meter Survey between the Frigg Field and Karmøy 1974/75. Carried out for Norsk Hydro A/S (not reported by River and Harbour Laboratory, September 1975).
 - /3/ DARBYSHIRE, J. and M. DARBYSHIRE:
Storm Surges in the North Sea during the Winter 1953-54. Proceedings of the Royal Society, A, Vol. 235, pp. 260-274, 1956.
 - /4/ DEFANT, A.: Physical Oceanography. Pergamon Press, Vol. 1, 1961.
 - /5/ DOOLEY, H.D. and J.H.A. MARTIN:
Currents at the Continental slope of the Northern North Sea. ICES C.M. 1969/C4 (mimeo).
 - /6/ EKMAN, V.W.: On the Influence of the Earth's Rotation on Ocean Currents. Ark. Math., Astr. och Fysik, Vol. 2, No. 11, pp. 1-53, Stockholm 1905.
 - /7/ GJEVIK, B. and L.P. RØED:
Storm Surges along the Western Coast of Norway. University of Oslo, Geophysical Institute. Institute Report Series No. 7, Oct. 1974.

- 74
- /8/ GRINGORTEN, I.I.: Probabilities of moving time averages of a meteorological variate. *Tellus* XX, Vol. 3, pp. 481-471, 1968.
- /9/ GUMBEL, E.J.: *Statistics of Extremes*. Columbia University Press, New York, 1958.
- /10/ HEAPS, N.S.: Storm Surges. *Oceanogr. Mar. Biol. Ann. Rev.*, 4, 11-47, 1967.
- /11/ HEAPS, N.S.: A two-dimensional numerical sea model. *Phil. Trans. Roy. Soc. A*, Vol. 265, 1969.
- /12, 13, 14, 15, 16, 17/ HOGNESTAD, P.T.: Foreøk med strømflesker i Nord-Norge i 1967, 1969a, 1969b, 1971a, 1971b, 1973. (Drift bottle experiments in northern Norway in 1967, 1969a, 1969b, 1971a, 1971b, 1973). *Fiskets Gang* Vol. 54, 55, 57 respectively. Institute of Marine Research, Bergen (in Norwegian with English summary).
- /18/ HUGHES, P.: A determination of the relation between wind- and sea surface drift. *Quart. Journ. Roy. Met. Soc.* Vol. 82, 494-502, 1956.
- /19/ LAWFORD, A.L.: Postscript to Operation Post Card. *Trident*, Vol. 18, No. 208, pp. 350-351, 1956.
- /20/ LEINEBØ, R.: Water, masses and current in a section across the Norwegian Shelf off Stad. "Meteor". Forsch.-Ergebnisse, Reihe A, No. 12, Berlin, Stuttgart 1973.
- /21/ LJBEN, R.: Om hydrografiske forhold i Skagerrak og den nordøstlige del av Nordsjøen, og deres betydning for fordelingen av brislingegg og yngel. *Fiskets Gang* nr. 12, 1962. Institute of Marine Research, Bergen (in Norwegian with English summary).
- /22/ LJBEN, R. and O. NAKKEN: On the Hydrography of the Shelf Waters off Møre and Helgeland. *Fisk. Dir. Skr. Ser. Hav. Unders.* 15, 1969.
- /23/ LOUCKS, R., D. LAWRENCE, D. INGRAHAM and B. FLEMING: A technique for estimating extreme ocean current vectors. Bedford Institute of Oceanography, Report Series BI-R-73-5, 1971.
- /24/ Malanggrunnen and Haltenbanken: Measurements carried out by River and Harbour Laboratory (VHL) at the Technical University of Norway, Trondheim and financed through the Continental Shelf Division of the Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research (Data reports from VHL). 1972-73.
- /25/ MANDELBRÖT, B.B. and J.R. WALLIS: Noah, Joseph and operational hydrology. *Water Resources*, Vol. 4, pp. 909-918, 1968.
- /26/ MOSBY, H.: Experiments on bottom friction. *Bergens Mus. Arbok* 1949-1950, Nat. vit. skap. rekke No. 11 pp 3-12, 1949.

75

- /277/ MUNK, W.H. and D.E. CARTWRIGHT:
Tidal Spectroscopy and Prediction. Phil. Trans.
Roy. Soc. A, No. 1105, Vol. 259 pp. 533-581, May 1966.
- /278/ PITT, I.G., R.M. CARSON and M.H. TUCKER:
The Current System around the British Isles as it
relates to Offshore Structures... An assessment. National
Institute of Oceanography, U.K. Internal report No. A62.
1973.
- /279/ RØED, L.P.:
On time dependent Ekman theory. Applied Mathematics,
No. 4, Preprint Series, Matematisk inst. Univ. of Oslo,
June 18, 1975. ISBN 87-553-0229-8.
- /280/ SATRE, H.J.:
Strømsmålinger i Norskerenna. Report from River and
Harbour Laboratory, proj. No. 600692, Dec. 1971.
(In Norwegian, unpublished).
- /281/ SATRE, H.J.:
Current Velocity Measurements along Submarine Pipeline
Routes from Figg Field to Norway and to Scotland. Report
from River and Harbour Laboratory, proj. No. 600916.
Carried out for Compagnie française des Pétroles, Paris.
Oct. 1972 (unpublished).
- /282/ SATRE, H.J. et al.:
Oceanographic Measurements between the Statfjord Field
and Norway. Carried out for STATOIL. Report from
River and Harbour Laboratory, July 25, 1975. (Unpublished).
- /283/ SATRE, R. and R. LØJEN:
The Norwegian Coastal Current. Port and Ocean Engineer-
ing under Arctic Conditions (POAC). Techn. University
of Norway. Proc. from First POAC-Conf., Trondheim 1971.
- /284/ SMITH, J.E. (Ed)
Torry Canyon Pollution and Marine Life. Cambridge
University Press, U.K., 1969.
- /285/ Strømsdata. Behovsanalyse. Plan for Innsamling av
bearbejdede av data. (Needs for Current Data on
the Norwegian Continental Shelf. Report from a
specialist committee): Pub. No. 28 from Continental
Shelf Division of the Royal Norwegian Council for
Scientific and Industrial Research (in Norwegian
with English summary). 1973.
- /286/ SVANSSON, A.:
Some hydrographic problems of the Skagerrak. Prog.
in Oceanography, Vol. 3 pp. 355-372, 1965.
- /287/ SVENDSEN, M.:
Investigation of the Norwegian Coast Current off
Egersund, September 1968. University of Bergen,
Geophysical Institute, div. A. Physical Oceanography, 1971.
- /288/ THORADE, H.:
Die Geschwindigkeit von Triftströmungen und die Ekman-
sche Theorie. Ann. Hydr. Mar. Nat. p. 379. 1914.
- /289/ TIDAL ATLASES
Hydrographer of the Navy, U.K. Deutsche Akademie
der Wissenschaften zu Berlin, Rostock, DDR. Deutsches
Hydrographisches Institut, Hamburg, West Germany.
- /290/ TOMCZAK, C.:
Investigations with Drift/Cards to Determine the
Influence of the Wind On Surface Currents. Studies
in Oceanography Univ. of Tokyo Press, Japan, 1964.

/41/ Van DOORN, W.G.:
Wind Stress on an Artificial Pond. J. Mar. Res.,
Vol. 12, 249-276, 1953.

/42/ WEATHERLY, G.L.:
A Study of the Bottom Boundary Layer of the Florida
Current, J. of Phy. Oceanography, Vol. 2, Jan. 1972.

/43/ WEIBULL, W.:
A statistical distribution of wide applicability.
Jour. of Applied Mech., Vol. 18, pp. 293-297, 1951.

/44/ WU, J.:
Sea-Surface Drift Currents. Offshore Technology
Conference, paper No. 2294, May 1975.

/45/ WYRTKI, K.:
Schwankungen im Wasserhaushalt der Ozeane. Dt.
Hydrographischer Zeitschr. 7: 91-129, 1954.

8. EVALUACION DE INFORMACION DEL MEDIO AMBIENTE,
(Datos Oceanográficos y Meteorológicos).

8.1 INTRODUCCION.

Una evaluación real del medio ambiente sobre la plataforma continen-
tal del país es vital para asegurar la exactitud y seguridad de las
instalaciones marítimas. Solo a través del conocimiento detallado
de las condiciones ambientales es posible hacer predicciones razona-
bles de fenómenos naturales que ocurren en el medio ambiente, así co-
mo sus consecuencias, i.e. los efectos resultantes sobre las estruc-
turas marinas expuestas a estos fenómenos, así como el comportamien-
to de las mismas. A diferencia de otros efectos, sin embargo, la du-
ración y severidad de los efectos del medio ambiente pueden predecir-
se solamente como probabilidades y la estadística juega un papel im-
portante a este respecto. Estadísticamente siempre debe existir una
cierta probabilidad de que los efectos del medio ambiente excedan --
aquellos correspondientes a cierto conjunto de criterios de diseño.
Sin embargo, a fin de establecer un criterio razonable de diseño es
de interés fundamental tener acceso a datos confiables y de buena
calidad, que sean representativos de las condiciones ambientales del
área en cuestión.

El conocimiento actual del medio ambiente, los métodos de análisis
de datos, tanto como la presente interpretación física y el entendi-
miento de los mecanismos del medio ambiente relacionados a las acti-
vidades presentes y futuras en la plataforma continental del país -

se resumen en las secciones precedentes de este escrito. La información base es en general considerada dispersa, tanto en tiempo como geográficamente y de homogeneidad y calidad variable. Existen dos razones para lo explicado anteriormente, la primera se debe a dificultades prácticas en la obtención de datos y la segunda se debe a la motivación de las personas y de las instituciones involucradas en este trabajo.

La obtención y el análisis del material existente han sido motivadas por razones tales como interés científico puro, necesidades en relación con rutas de transportación marítima, necesidades para criterio pertinente de diseño de instalaciones marítimas relacionadas a la actividad petrolera y como una consecuencia del control de la contaminación, por lo que debe darse mayor atención que la que se le ha dado hasta ahora. Se debe tener cuidado también de los aspectos económicos. La obtención de datos marítimos es una tarea costosa; un factor que obviamente afecta la actividad en este campo.

Sin embargo, a fin de reducir las posibles consecuencias económicas, es importante obtener suficientes datos básicos para la predicción de condiciones extremas que puedan afectar las instalaciones marítimas. Esto debe considerarse como una necesidad a fin de operar con un máximo de seguridad y un costo mínimo en lugar de ser una desventaja para aquellos involucrados en esta actividad. A fin de subrayar la importancia de contar con datos suficientes, puede mencionarse la severidad de las condiciones ambientales, tanto en el Golfo de México --

(77)

como en el Océano Pacífico. Consecuentemente se debe tener en mente la necesidad y la importancia de la actualización continua de los análisis previos, cuando nuevos y más completos conjuntos de datos estén disponibles.

Una evaluación de los datos que cubren un área en particular no pueden, por otro lado, considerarse independientes de la operación en mente. Varias operaciones requieren diferentes coberturas de datos ambientales. Las operaciones de interés en relación con la actividad petrolera en la plataforma continental deben ser:

- Perforación
- Producción
- Colocación de tubería
- Carga marina en alta mar
- Actividades de suministro y servicio
- Mantenimiento y reparación

Además, cada operación constará de varias fases en el proceso de diseño antes de la operación en sí, tales como:

- Diseño
- Construcción
- Remolque
- Instalación
- Operación
- Remoción

Suponiendo que ya está dado el tipo de operación y su fase, se puede especificar las necesidades para los datos ambientales.

(78)

- Altura total de la estructura.
- Dimensiones exteriores aproximadas.

8.2 LAS NECESIDADES DE DATOS AMBIENTALES.

Como se mencionó en la sección precedente, el tipo de datos aplicados a los análisis de respuesta estructural son en gran parte dependientes, tanto del tipo de operación como la fase en el proceso de diseño. El tipo de datos discutido en esta sección se limita a lo mucho a datos de viento, de olas y de corrientes, y datos tales como temperatura del mar y aire, los que un diseñador puede utilizar sobre todo para elegir el tipo de material de acuerdo al intemperismo.

Para este propósito los parámetros siguientes, deben ser suficientes, en la mayoría de los casos:

- Altura de ola extrema y período correspondiente.
- Velocidad del viento extremo.
- Velocidad de corriente extrema.
- Profundidad del agua.
- Marea astronómica más alta.
- Surgencia de tormentas.

8.2.1 PLANEACION Y DISEÑO PRELIMINAR.

En la fase de planeación de nuevas instalaciones, una revisión de los datos ambientales existentes basta para esta fase de proyecto, ya que solo se analizan sitios. Basándose en el material, un diseño preliminar se efectúa de acuerdo a los requerimientos estructurales y operacionales. La cantidad y calidad de los datos ambientales que el diseñador utilizará son, sin embargo, limitados. Normalmente son estimaciones relativamente burdas de valores de diseño extremo proporcionarán suficiente información en esta etapa. Los datos primeramente intentan proporcionar los antecedentes para la estimación aproximada de parámetros tales como:

Se debe enfatizar que tal información también se deriva sobre bases de experiencia y opinión junto con las observaciones del campo existente. Datos disponibles de áreas oceánicas similares, aun estando lejos del sitio actual, deben aplicarse a este estado de diseño.

8.2.2 DISEÑO.

Cuando un diseño más detallado se efectúa, se utilizan métodos de análisis más profundos que en el diseño preliminar. Es además importante tener acceso a observaciones y registros que sean representativos del área actual y que puedan proporcionar bases suficientes para predicciones a largo plazo. Idealmente las series de tiempo deben ser de tal duración que las posibles variaciones climatólo-

gicas periódicas queden (incluidas en las muestras. Esto implica - que debe disponerse de datos de 30 años, situación deseable que en la mayoría de los casos no ocurre. Normalmente el diseñador encara la situación de disponer de series de tiempo mucho más cortas - y consecuentemente es forzado a hacer una predicción basada en el material que tiene a mano, ó mejorar los datos disponibles durante el intervalo de tiempo de medición directa.

Las necesidades de datos están estrechamente relacionados a los métodos de análisis usados para evaluar el comportamiento y las cargas resultantes sobre las estructuras. La mayoría de los casos son analizados por:

- La aproximación quasi-estática.
- La aproximación estocástica.

La tendencia actual es usar más y más la aproximación estocástica. Un procedimiento de cálculo estocástico requiere del conocimiento del espectro de energía de la ola y el viento, los cuales se derivan de grandes cantidades de registros continuos muestreados con relativa alta frecuencia (0.2-0.5 seg). Más aún es también deseable derivar una correlación entre altura de ola y período ó una distribución cruzada de altura de ola y período, ambas sobre las bases de corto y largo plazo. Para la aproximación quasi-estática, tanto como para la aproximación estocástica, las distribuciones a largo plazo de alturas de ola y períodos y sus distribuciones conjun-

(79)

tas son aplicables.

A fin de mejorar los criterios de diseño para situaciones extremas, un número de estudios se cree sean interesantes en particular. La simultaneidad, duración y dirección del viento, olas (incluyendo espectro direccional), corrientes y nivel de agua es otro tema al que se le debe prestar atención. Los modelos usados actualmente, normalmente suponen valores extremos del viento, olas y corrientes que actúan al mismo instante del tiempo (de la misma dirección). Esto debe ser algo conservador y a fin de derivar un proceso más realístico, la probabilidad cruzada debe ser tomada de investigación más profunda.

En conexión con el análisis de fatiga se debe prestar atención particular sobre:

- Distribución direccional a largo plazo.
- Número de ciclos en cada nivel.
- Distribución de probabilidad cruzada de alturas de ola y períodos, y sus series.

Además, existen ciertas necesidades de datos ambientales en varios cálculos teóricos y modelos físicos y matemático usados en el diseño, para predecir las cargas y el comportamiento de las estructuras.

Ejemplos de tales modelos son:

80

Modelos estructurales.

Los modelos estructurales

- Cálculo de estabilidad dinámica y estática de estructuras flotantes.
- Análisis de anclaje y amarre.
- Modelos para análisis de fatiga.

Cada uno de estos modelos enfatiza diferentes aspectos de los datos necesarios para los diferentes campos.

La información adicional necesaria en un análisis de diseño detallado es la siguiente:

- Altura de ola, periodo de ola, velocidad del viento y distribución de corriente a largo plazo junto con una especificación de valores extremos.
- Distribución direccional y probabilidades cruzadas.
- Perfiles de corriente.
- Espectro de energía de ola y del viento.

Estos parámetros deben proporcionar en la mayoría de los casos suficiente información para evaluar las cargas que actúan sobre la estructura y sus movimientos en esta etapa de diseño.

En esta etapa del diseño, será importante evaluar en qué momento -- (como una función de estación del año) la estructura estará operando. Para regular los estudios de operación, se deben considerar los --

siguientes factores:

- Estadística a largo plazo del viento, altura de ola, periodo de ola y corrientes.
- Probabilidad conjunta de ocurrencias y direcciones.
- Distribuciones direccionales.
- Variaciones estacionales.

Para la evaluación de la seguridad operativa de la estructura, es también importante tener acceso a información de propiedades más detalladas.

Tal información sería:

- Historial de corto plazo de olas, viento y corriente en tormentas de diferente magnitud.
- El espectro de propiedades estadísticas de estos campos.
- Ocurrencias de fenómenos específicos, tales como rompimiento de olas y formaciones de grupo de olas.

Particularmente el historial de olas parece influenciar la dinámica de una estructura. Se debe tener cuidado de fenómenos como formación de grupo de olas, entre las olas en sí.

2.3 CONSTRUCCION - EDIFICACION Y SITIOS DE EDIFICACION.

Para la construcción de una estructura se requieren datos del medio

ambiente para:

- Selección de los sitios de edificación.
- Seguridad durante la construcción.

Fenómenos locales, influencia de la topografía y las condiciones ambientales resultantes son aquí de gran importancia en adición a la información del lecho marino y las rutas de remolque al sitio de operación. Se necesita la siguiente información:

- Frecuencia de ocurrencia de diferentes niveles de altura de ola, periodo de ola, velocidad del viento y velocidad de corriente.
- Variaciones estacionales.
- Variaciones direccionales.
- Efectos locales especiales.

Se debe tener cuidado de la importancia del pronóstico del tiempo, del criterio meteorológico, etc. La necesidad de series de datos con largo historial que cubran bastantes años, no necesariamente se tiene que aplicar, ya que la información requerida se puede cubrir con estimaciones aproximadas, basadas en series de corto plazo, pronóstico del tiempo, criterios meteorológicos basados en el conocimiento de experiencias y fenómenos locales. Los efectos de las variaciones climatológicas de periodos largos, de las variaciones estacionales, etc. se consideran además importantes para seleccionar el tiempo apropiado para operaciones especiales que requieran buen tiempo.

(8)

B.2.4 REMOLQUE E INSTALACION.

El remolque y la subsecuencia instalación en el sitio son dos operaciones que están limitadas por tiempo. Por consiguiente las predicciones del tiempo son importantes. Las variaciones de estación posteriores, que puedan influir en la selección del tiempo de tal operación, deberán tomarse en cuenta. La distribución direccional proveerá también de información que pueda afectar la ruta del remolque etc. La información siguiente deberá entonces ser suficiente.

- Registros del perfil de la corriente instantánea junto con la ruta y en el sitio.
- Velocidades y direcciones de la corriente más frecuentes.
- Velocidades y direcciones de viento más frecuentes.
- Alturas de ola, periodos y direcciones más frecuentes.
- Variaciones estacionales y direccionales.
- Visibilidad.
- Cierta nubosa.
- Precipitación.

El relativo corto intervalo de tiempo en cuestión hace las predicciones de tiempo muy importantes, particularmente en conexión con la velocidad del viento, cubierta nubosa y precipitación.

Esta información debe también ser importante con relación a la predicción del comportamiento del derrame de crudo, con énfasis especial en la velocidad del viento y la corriente, así como también -

variaciones direccionales.

8.2.5. REGULARIDAD DE LA OPERACION MARITIMA.

Para una operación día a día de una instalación marítima, uno depende principalmente de predicciones confiables de:

- Fuerza y dirección del viento.
- Olas de viento. (alturas y períodos).
- Marejada.
- Corrientes.
- Visibilidad y cubierta nubosa.

Los adelantos de los pronósticos de estos parámetros dependen de la habilidad de los modelos numéricos aplicados hoy en día por los meteorólogos para obtener el pronóstico numérico del tiempo.

Las condiciones de amarre también requieren una especificación detallada del medio ambiente. Los siguientes datos son entonces, de interés.

- Espectro del viento y de la ola, incluyendo el espectro de la ola direccional.
- Velocidad promedio del viento y la corriente.
- Ocurrencias cruzadas de altura de ola y período de ola, vientos y corriente.

(82)

- Variaciones direccionales.
- Variaciones estacionales.

- Este es un campo al cual, debería prestarse mayor atención al cubrir operaciones como:

- Anclajes de plataforma de perforación.
- Anclajes de los lanchones de tubería.
- Pilotes de amarre.
- Carga marítima.

La regularidad y confiabilidad alcanzar con tales sistemas es de gran importancia. Por lo tanto deberá considerarse también la información pertinente a estos análisis.

8.2.6. REMOCION.

Cuando la estructura ha terminado sus propósitos operacionales, deberá trasladarse del sitio de operación a un lugar donde pueda ser armada o recolocada. Para esta operación, el requisito de datos del medio ambiente será esencial, así como lo fue para el remolque e instalación de la estructura, ver sección 8.2.4. Además, los datos del medio ambiente se necesitan, para la localidad donde será destruida.

8.3 COBERTURA DE DATOS.

Las necesidades de datos del medio ambiente son grandes, como se especifica en la siguiente sección.

La extensión de la cobertura de datos depende en gran parte de la situación geográfica. En general se puede establecer que las aguas del Golfo de México tienen mejor cobertura que las del Océano Pacífico.

8.3.1 ESTADÍSTICAS DE CORTO PLAZO.

El espectro de energía de la ola que se usa para las aguas de México son la mayoría de los casos derivados de otras áreas oceánicas y pueden por consiguiente, no ser necesariamente representativas de estas condiciones. Aunque algunas investigaciones en esta materia se han llevado a cabo recientemente, la aproximación al concepto espectral y la forma espectral a usarse para estas aguas están todavía en discusión. Debe hacerse notar que las investigaciones de la forma espectral requiere de mediciones de campo, extensas para estados del mar diferentes, con frecuencia de muestreo relativamente alta, tal que, la resolución en la muestra llegue a ser suficiente para permitir cálculos espectrales. Se recomiendan investigaciones posteriores y el espectro direccional de la ola se recomienda con énfasis especial en la variación posible de la forma

83

espectral con la magnitud del estado del mar.

El espectro del viento marítimo no está investigado del todo. El presente conocimiento es bastante pobre, basado principalmente en las mediciones de otras áreas climatológicas como ciudades y áreas urbanas donde la topografía es completamente diferente de la marítima.

8.3.2 ESTADÍSTICAS A LARGO PLAZO.

Estadísticas confiables a largo plazo, junto con criterios de diseño y distribuciones de probabilidad a largo plazo requieren datos del medio ambiente recolectados en bastantes años. En lo que se refiere a datos de oleaje visual se considera que solo satisfacen de alguna forma un limitado número de necesidades. Para datos de instrumentos de oleaje, se tienen para algunos lugares (para algunos pocos sitios) series de tiempo con un máximo de aproximadamente 3 años de duración. Debe tenerse en cuenta que las observaciones visuales no son continuas especialmente las que se obtienen en barcos.

A lo largo de la costa se tienen series de tiempo largas de registros de vientos de faros y estaciones meteorológicas. Además, en algunos lugares las olas son observadas normalmente en forma visual, pero solamente como un estado del mar, lo cual significa una clasificación de intervalos de alturas de ola relativamente grandes

Debe considerarse que estos datos costeros están influenciados en gran medida por la topografía y los fenómenos locales diferentes a los de mar adentro. Los datos pueden considerarse representativos solamente para un área limitada y en particular no se considerarían representativos en aguas abiertas.

Mediciones a largo plazo de corrientes sobre la plataforma continental no se han llevado a cabo. En general nuestro conocimiento presente de las corrientes se basa en mediciones y observaciones más bien de intervalos de tiempo corto con el propósito de establecer las direcciones de la corriente principal en lugar de la velocidad extrema de la corriente.

En general, hay una escasez considerable de series de datos de tiempo largo de viento, olas y corriente. Estos datos se necesitan para verificar o actualizar predicciones basadas en datos visuales y en instrumental de registro.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

9.1 CALIDAD Y REPRESENTABILIDAD DE LOS DATOS.

Una evaluación pertinente de la calidad y representabilidad de los datos de la plataforma continental debe, como se señaló en las secciones precedentes, considerarse estrechamente relacionada a la operación en mente, así como al método de análisis. Además, cada tipo de cantidad de los parámetros ambientales puede especificarse en varias formas. Sin embargo, deben registrarse en forma relevante las necesidades específicas bajo consideración, con énfasis particular en la importancia de obtener una cantidad que sea representativa para el área actual. Los factores que directamente han influido en la calidad y cantidad de los datos pueden listarse de la siguiente manera:

- Localización del sitio de registro u observación.
- Duración del registro u observación.
- Procedimiento de registro u observación.
- Propiedades de los instrumentos utilizados.
- Procedimiento para el manejo de datos.
- Análisis de datos.

A fin de lograr especificaciones de una obtención más elaborada de datos, se debe comparar los beneficios económicos del mejoramiento de los datos básicos con los costos de los mismos. Dicha comparación es

es difícil de realizar, pero se debe hacer. Está más allá de los objetivos de esta política el realizar dicha comparación. Debe incluirse una estrecha cooperación y esfuerzo conjunto de meteorólogos, oceanógrafos, ingenieros y economistas. En este informe se consideran solamente cuestiones de carácter general.

Primero que nada, debe hacerse notar que la cobertura de datos para el Golfo de México es mejor que la del Océano Pacífico debido a que está íntimamente relacionado a la actividad marítima.

Sin embargo, se debe tener en cuenta que la mayoría de las series de tiempo obtenidas en varios años, que se usan para predicciones a largo plazo, son datos visuales. Se tiene una escasez considerable de datos de instrumentos, los cuales son de mejor calidad que las observaciones visuales. Los datos existentes de instrumentos también está limitados a series de tiempo relativamente cortas, las cuales en la mayoría de las ocasiones son de valor limitado para predicciones a largo plazo. La instrumentación de instalaciones marítimas, unidades fijas y flotantes que requieren los ingenieros estructurales para afinar los modelos, será una valiosa contribución a incrementar nuestro conocimiento de las condiciones del medio ambiente marítimo y su efecto en las estructuras.

Las observaciones y registros de estaciones meteorológicas localizadas a lo largo de la costa se han llevado a cabo por varios años. Como se hizo notar en las secciones precedentes, estos datos están influenciados en gran escala por efectos locales que los hace repre-

(85)

sentativos solo para un área limitada.

La predicción de oleaje que está basada en observaciones del viento desde estaciones costeras y registros de presión barométrica que están disponibles en series de tiempo extremadamente largas (hasta 50 años) obviamente incrementarían nuestros conocimientos de las condiciones ambientales marítimas. Debe enfatizarse enérgicamente que la predicción no podrá en ningún momento sustituir completamente los registros y las observaciones. Debe tenerse cuidado con el número de suposiciones que se hacen en los modelos predictivos y solo cuando se dispone de una cierta red de observación o sitios de registro que puedan utilizarse para verificar el modelo, es posible obtener un mayor beneficio de esta herramienta. Una gran ayuda fue correr el modelo para propósitos de verificación en el Golfo de México, obteniéndose valores muy semejantes a las medidas en campo y usándose después para estadística a largo plazo.

9.2 METODOS DE ANALISIS DE DATOS.

En general los métodos de análisis de datos y de reducción desarrollados recientemente parecen llevar bastante ventaja a la cantidad y calidad de los datos necesarios para estos modelos. Análisis refinados de una cantidad pequeña de datos pobres en calidad, pueden dar una impresión de seguridad que obviamente no es cierta. Se debe tener en cuenta que una cadena no es más fuerte que su eslabón más débil.

A pesar de este hecho, se mencionarán algunos eslabones débiles en las herramientas usadas para el análisis. Primeramente a fin de obtener un mayor beneficio de una gran cantidad de datos visuales debe mejorarse la relación entre los parámetros visuales e instrumentales. Las funciones de transferencia deben ser objeto de mayor investigación.

Segundo, es bastante deseable investigar la distribución de probabilidad de períodos de ola y la distribución cruzada de período de ola y altura de ola. Estas distribuciones actualmente no son conocidas y tanto el período de ola como la altura de ola se consideran variables independientes, suposiciones que se sabe no son correctas. En las predicciones a largo plazo, esto resulta en un número grande de alturas grandes de ola y en un número pequeño de alturas pequeñas de ola, que actualmente es el caso y el resultado final es conservador.

9.3 RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS POSTERIORES.

En general, el trabajo adicional relativo a datos ambientales debe concentrarse en obtención de nuevos datos de la plataforma continental en lugar del desarrollo de nuevos métodos de análisis. Se debe prestar especial atención a las áreas de exploración petrolera y de posible producción. Los datos instrumentales tienen mejor calidad que las observaciones visuales y una obtención adicional de datos debe registrarse por medio de instrumentos confiables.



Además se recomienda el siguiente programa de colección de datos:

- Registros continuos instrumentales, tanto de viento como de olas y corriente durante algunos años en localidades distribuidas sobre la plataforma continental, los cuales son necesarios para la evaluación del medio ambiente considerando las operaciones que se llevan a cabo en el sitio.
- Recolección de datos de mar abierto obtenidos en los barcos y/o en boyas telemétricas. Los barcos pueden servir al mismo tiempo como plataformas de observación meteorológica. La obtención de datos por boyas parece ser una metodología muy apropiada.
- Debido al mal funcionamiento de los instrumentos causado posiblemente por colisiones de los barcos u otras causas ocurren irregularidades en los datos, por lo que es necesario aplicar algún modelo de predicción numérica de olas en base a las cartas meteorológicas del tiempo. Se puede sustituir los datos de predicción por los del modelo numérico en el programa de registro de datos y de esta forma mejorar la representatividad de los resultados.
- Tanto el programa de registro de datos como el programa de la descripción numérica de oleaje deben coordinarse estrechamente con proyectos similares que se lleven a cabo en las áreas en estudio, a fin de obtener mejores beneficios.

- Los datos instrumentales de olas deben colectarse en lugares - (67) donde se realicen observaciones visuales para poder obtener una mejor función de transferencia entre los parámetros visuales e instrumentales.

Se deben usar también para otros propósitos, los datos visuales de olas disponibles, como sería el incrementar la confiabilidad de las predicciones a largo plazo basadas en datos visuales.

La obtención de datos en base al esquema mencionado debe ser de tal manera, que se puedan realizar las siguientes investigaciones.

- Derivación del espectro de energía para viento y olas.
- Evaluación de la distribución del período de ola y de la distribución cruzada de altura y período.
- Probabilidad cruzada de velocidad del viento, velocidad de corriente y altura de ola.

En virtud de los altos costos del mantenimiento de estaciones de observación en mar abierto, éstas son escasas. El camino más directo para mejorar la situación sería incrementar el número de instrumentos autónomos.

THIS IS A PREPRINT --- SUBJECT TO CORRECTION

Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand

by

Lynn C. Reese, U. of Texas at Austin, William R. Cox, CIBA, Inc., and
Francis H. Loep, Lawrence-Allison & Associates

©Copyright 1974

Offshore Technology Conference on behalf of the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, Inc. (Society of Mining Engineers, The Metallurgical Society and Society of Petroleum Engineers), American Association of Petroleum Geologists, American Institute of Chemical Engineers, American Society of Civil Engineers, American Society of Mechanical Engineers, Institute of Electrical and Electronics Engineers, Marine Technology Society, Society of Exploration Geophysicists, and Society of Naval Architects and Marine Engineers.

This paper was prepared for presentation at the Sixth Annual Offshore Technology Conference to be held in Houston, Texas, May 6-8, 1974. Permission to copy is restricted to an abstract of not more than 300 words. Illustrations may not be copied. Such use of an abstract should contain a prominent acknowledgment of where and by whom the paper is presented.

Abstract

Data were taken during the lateral loading of two 24-in. diameter test piles installed at a site where the soils consisted of clean fine sand to silty fine sand. Two types of loading were employed, static loading and cyclic loading. The data were analyzed and families of curves were developed which showed the soil behavior oriented in terms of the soil resistance p as function of pile deflection y .

With theoretical studies as a basis, a method was devised for predicting the family of p curves based on the properties of sand and pile dimensions. Procedures are suggested for static loading and cyclic loading. While there is some basis for the methods from theory, the behavior of sand around a laterally loaded pile does not yield to a completely rational system; therefore, a considerable amount of criticism is involved in the recommendations.

The procedure was employed for predicting p curves at the experimental site and computed results are compared with experimental results. Agreement is good.

References and illustrations at end of paper.

Foreword

This paper is a companion to the paper entitled, "Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand," by William R. Cox, Lynn C. Reese and Jerry R. Grubbs. The research described in these two papers was made possible because of a fund set up by the following oil companies: Amoco Production Company, Chevron Oil Field Research, Esso Production Research Company, Mobil Oil Corporation, and Shell Development Company. Shell Development Company was the operator of the project.

Introduction

There are a relatively small number of papers in the technical literature which give recommendations for predicting the behavior of the soil around the piles subjected to lateral loading. With regard to sand, such recommendations are made in two papers, Terzaghi¹ and Parker and Reese.² Terzaghi presents no experimental evidence for the parameters which he recommends; the paper by Parker and Reese is based on lateral load tests of small diameter piles. The method presented below is based on the results of full-scale tests of instrumented piles and should be a useful addition to the literature.

The differential equation, Eq. 1, for the problem of the laterally loaded pile is well known and its solution has been discussed by a number of authors.^{3,4,5,6,7}

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + E_s y = 0 \quad (1)$$

(1)

- y = deflection
- x = length along pile
- EI = flexural stiffness of pile
- E_s = soil modulus

It should be noted that Eq. 1 does not include a term to account for the effect of axial load bending. If the axial load is variable, Eq. 1 is to be expanded.

As indicated in the referenced papers, appropriate solutions can sometimes be obtained by use of non-dimensional relationships. A favorable approach is to write the differential equation in difference form and to obtain solutions by use of the digital computer.

In the solution of the differential equation, appropriate boundary conditions must be noted at the top of the pile to insure that equations of equilibrium and of compatibility satisfied at the interface between the pile and the superstructure. The selection of the boundary conditions is a simple problem in some instances; for example, where the superstructure imply a continuation of the pile. However, other instances, it may be necessary to iterate between solutions for the piles and for the structure in order to obtain a correct solution.

Such iteration may be required because the behavior is usually nonlinear.

The thrust of most of the recent research on laterally loaded piles has been at the development of curves giving the soil resistance p as a function of the pile deflection y . A recent unknown paper by Mallock⁸ presents a procedure for the development of p - y curves for soft soil. The concept of the p - y curve was first proposed by McClelland and Lock⁹. While other curves have been suggested for the design of piles under lateral loading, most designers favor use of the p - y curves, because it is the most logical procedure yet suggested.¹⁰

Behavior Defined by Family of p - y Curves

The idea of p - y curves is presented in Fig. 1. Figure 1a shows a section through a pile at a depth below the ground surface. The behavior of a stratum of soil at a depth x_1 below the ground surface will be discussed. Fig. 1b shows the soil pressure distribution around the pile after it has been installed and before the pile has been loaded laterally. The earth pressure distribution in Fig. 1b assumes that the pile was perfectly straight prior to driving and there was no bending of the pile during driving.

While neither of these conditions is likely met in practice, it is believed that in many instances the assumptions can be made with-
out serious error. The deflection of the pile

through a distance x_1 , as shown in Fig. 1c, would generate unbalanced soil pressures against the pile, perhaps as indicated in the figure. Integration of the soil pressures around the pile would yield an unbalanced force p_1 per unit of length of the pile.

The deflection of the pile could generate a soil resistance parallel to the axis of the pile; however, it is assumed that such soil resistance would be quite small and it can be ignored in the analysis.

As shown in Fig. 1, the deflection of y_1 is the distance the pile deflects laterally on being subjected to a lateral load. The soil resistance p_1 is the force per unit length from the soil against the pile which develops as a result of the pile deflection.

For the solution of the problem of a laterally loaded pile, it is desirable to be able to predict a set of p - y curves, such as those shown in Fig. 2. If such a set of curves can be predicted, Eq. 1 can readily be solved to yield pile deflection, pile rotation, bending moment, shear, and soil reaction for any load capable of being sustained by the pile.

The set of curves shown in Fig. 2 would seem to imply that the behavior of the soil at a particular depth is independent of the soil behavior at all other depths. That assumption, of course, is not strictly true. However, it has been found by experiment⁶ that, for the patterns of pile deflections which can occur in practice, the soil reaction at a point is dependent essentially on the pile deflection at that point and not on pile deflections above and below. Thus, for purposes of analysis, the soil can be removed and replaced by a set of discrete mechanisms with load-deflection characteristics of a character such as shown in Fig. 2.

Brief Description of Experiments

The experiments from which this paper is based are described in detail in a companion paper.¹¹ Briefly, the experiments entailed the application of known lateral loads in the field to full-sized piles, which were instrumented for the measurement of bending moment along the length of the piles. In addition to the measurement of the load at the ground line, measurements were made of pile-head deflection and pile-head rotation. Two types of loading were employed, static and cyclic.

Two piles were driven open-ended at the test site on Mustang Island near Corpus Christi, Texas. The water table was maintained above the ground surface during loading to simulate conditions which would exist at an offshore location.

For each type of loading, a series of lateral loads were applied, beginning with a load of small magnitude. A bending moment curve was obtained for each load; thus, the experiments resulted in a set of bending moment curves, along with the associated boundary conditions for each type of loading.

Soil studies were made at the site involving use of undisturbed sampling. Laboratory tests were performed. The sand at the test site varied from clean fine sand to silty fine sand, both having high relative densities. The sand particles by inspection through a microscope were found to be subangular with a large percentage of flaky grains. The angle of internal friction ϕ was determined to be 39 degrees and the value of the submerged unit weight γ' was found to be 66 lbs/ft³.

Termination of Soil Behavior from Experimental Tests

From the sets of experimental bending moment curves described above, values of p and y at points along the pile can be obtained by solving the following equations:

$$y = \int \int \frac{M(x)}{EI} \quad (2)$$

$$p = \frac{d^2}{dx^2} M(x) \quad (3)$$

Appropriate boundary conditions must be used and the equations must be solved numerically.

The solution of Eq. 2 for values of y can usually be accomplished with appropriate accuracy. However, analytical difficulty is encountered in the solution of Eq. 3. If extremely accurate moment values are available, the double differentiation can be performed numerically.¹² The procedure employed for obtaining the soil resistance curves in this study involved the prior assumption that the soil modulus could be described as a function of depth by a two-parameter, nonlinear curve. The two parameters were computed from the experimental data, allowing the soil reaction curve to be computed analytically. The procedure has been described in detail in a previous paper.¹⁰

Theoretical Basis for Soil Behavior

A typical p - y curve is shown in Fig. 3. The curve is plotted in the first quadrant for convenience. As may be noted in the figure, the initial portion of the curve is essentially a straight line, as defined by the modulus E_{si} . This portion of the curve can be thought to represent the linear elastic behavior of the soil, and could possibly be derived theoretically if solutions were available from the theory of elasticity. Terraghi¹¹ suggested numerical values for E_{si} as a function of the unit weight and the relative density of sand. He suggested that E_{si} is zero at the ground surface and increases linearly with depth; his suggestion was based on the fact that experiments had shown that the initial slope of the laboratory stress-strain curve for sand is a linear function of the confining pressure.

In this paper, no attempt is made to derive by rigorous theory numerical values for the initial slope of the p - y curve; rather, the slope of that portion of the curve is established on the basis of experiments which were performed. However, theory is employed to the extent that the slope of the initial portion of the curve (E_{si}) is given by the following equation:

$$E_{si} = kx \quad (4)$$

where

$$k = \text{a coefficient, pounds/inch}^3$$

$$x = \text{depth below ground surface, inches}$$

The values of k recommended by Terraghi are shown in Table 1. The values of k obtained from the Mustang Island test for the static case were 2.5 times the highest value reported by Terraghi. The values for the cyclic case were 3.9 times the highest value given by Terraghi. With regard to recommended values, it is proposed that the values of k shown in Table 2 be used. These values of k are recommended for static and cyclic loading.

An examination of the shape of the p - y curves which are recommended (see Fig. 7) shows that the initial straight-line portions of the curves (where E_{si} is linear with deflection) governs for only small deflections. Therefore, the initial slope of the p - y curve influences analyses only for the very small soil loads. In more normal cases a secant modulus, such as the one defined by E_{s0} shown in Fig. 3, controls the analyses. Because the initial portion of the p - y curve has little influence on most analyses and because of the relatively small amount of data on the early portions of the curves, it was thought to be undesirable to recommend different values of k for static and for cyclic loading.

Referring to Fig. 3, it may be seen that soil resistance p attains a limiting value defined as the ultimate soil resistance p_u . Soil mechanics theory can be applied to derive equations for p_u for two cases, near the ground surface and at depth.

1) The ultimate soil resistance near the ground surface is computed using the free body shown in Fig. 4. As may be seen in the figure, the total ultimate lateral resistance F_{pt} on the pile section is equal to the passive force F_p minus the active force F_a . The force F_a may be computed from Rankine's theory, using the minimum coefficient of active earth pressure. The passive force F_p may be computed from the geometry of the wedge, assuming the Mohr-Coulomb failure theory to be valid for sand. By referring to Fig. 4, it can be seen that the shape of the wedge is defined by the pile diameter b , the depth of the wedge H , and by the angles α and β . It is assumed that no frictional resistance occurs on the base of the pile; therefore, there is no tangential force on the surface CDEF. The normal force F_n on planes ADE and BCF can be computed using

coefficient for the lateral earth pressure at rest. If the force F_H is known, the force F_3 can be computed using Mohr-Coulomb theory.

Referring to Fig. 4b, the direction of the force F_3 on the plane AEFB is known from theory; that is, the force acts at the angle ϵ from the normal to the plane, where ϵ is the angle of internal friction of the sand. The weight of the soil block can be computed from the unit weight of soil γ . For sand below the water table, the submerged unit weight should be used, of course. With the above information, the force F_3 can be computed using the equations of statics. Therefore, the soil resistance F_{ps} against the pile can be computed as indicated previously. The resistance per unit length of the pile at depth H may be found by differentiating the force F_{ps} with respect to the depth H . The result of that differentiation is shown in Eq. 5.

$$p_s = \gamma H \left[\frac{K_0 H \tan \epsilon \sin \beta}{\tan(\beta - \epsilon) \cos \alpha} \right. \\ \left. \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \epsilon)} (b + H \tan \beta \tan \alpha) \right. \\ \left. K_0 H \tan \beta (\tan \epsilon \sin \beta - \tan \alpha) - K_2 b \right] \quad (5)$$

The values of the parameters in Eq. 5 can be determined from theory and experimental data. The angle β is approximated by the following equation:

$$\beta = 45 + \epsilon/2 \quad (6)$$

The value for β is that which would be obtained from Rankine's theory for the passive pressure condition and for the two-dimensional case. The conditions are not satisfied; however, model experiments indicate that Eq. 6 gives a very good approximation of the slope of the failure surface.

Values of the angle α have been determined from the results of model tests with a small flat pile in sand. From these model tests, Bowman¹³ indicates that α is probably a function of the void ratio of the sand, with values ranging from $\phi/3$ to $\phi/2$ for loose sand to ϕ for dense sand. Observations at the soil surface around laterally loaded tubular model piles gave values for α as high as the value of ϕ for dense sand. Contours of soil wedge that formed in front of the test pile at Mustang Island indicated that the value of α was equal to about $\phi/3$ for static loading, about $3\phi/4$ for cyclic loading.

The value of the coefficient of earth pressure at rest is dependent on the void ratio or relative density of the sand and the process by which the deposit was formed. Terzaghi and Peck¹⁴ indicate that the value of the coefficient of earth pressure at rest is about 0.4 for loose sand and about 0.5 for dense sand. In the absence of these methods for determining relative density or void field, especially when soil deformations are large, a value of 0.4 for K_0 was selected in

computing the ultimate soil resistance near the ground surface. The value of α selected for this computation was $\phi/2$. The angle of internal friction ϵ was taken as 39 degrees as indicated previously.

The coefficient K_2 in Eq. 5 is the Rankine coefficient of minimum active earth pressure and is given by the following equation.

$$K_2 = \tan^2 (45 - \epsilon/2) \quad (7)$$

2) With regard to the use of theory for computing the ultimate lateral resistance against the pile at a considerable depth below the ground surface, the model shown in Fig. 5 is employed. In this model, the soil is assumed to flow in the horizontal direction only. Referring to the model, block 1 will fail by shearing along the dashed lines allowing the soil in that block to follow the pile. Block 2 will fail along the dashed line as shown. Block 3 will slide horizontally. Block 4 will fail as shown, and Block 5 will be in the failure condition as the pile pushes against it. In this simplified model it is assumed that the cylindrical pile can be simulated by a rigid block of material.

With regard to the stress σ_1 at the back of the pile, it is reasoned that this stress cannot be less than the minimum active earth pressure. Otherwise, the soil could slump from the ground surface with a vertical motion, which is expressly eliminated in the model which was selected. With a value of σ_1 , the other stresses can be computed using Mohr-Coulomb theory. Using the model shown, the ultimate soil resistance at a depth such that there is horizontal flow around the pile may be computed by Eq. 8:

$$P_{cd} = K_0 b \gamma H (\tan^2 \beta - 1) \\ + K_0 b \gamma H \tan \epsilon \tan^2 \beta \quad (8)$$

For the Mustang Island test, values of p_c were computed using Eqs. 5 and 8. These values are shown plotted in Fig. 6. The values of the parameters used in making the computations are as follows:

$$\begin{aligned} \epsilon &= 39 \text{ degrees} \\ \alpha &= \phi/2 \\ K_0 &= 0.4 \\ \gamma &= 66 \text{ lbs/ft}^3 \text{ (submerged unit weight)} \\ \beta &= 45 \text{ degrees} + \epsilon/2 \\ b &= 2 \text{ ft} \end{aligned}$$

The symbol X_1 shown in Fig. 6 defines the intersection of Eqs. 5 and 8.

Recommended Procedure for Computing p-y Curves

A study of the families of p-y curves developed from the experiments both static and cyclic loading shows that the characteristic shape of the curves may be represented by the curves shown

Fig. 7. The curves consist of three straight lines and a parabola.

The initial straight portion of the p-y curve presents "elastic" behavior of the sand and the horizontal portion of the curve represents "plastic" behavior. These two straight lines are joined with a parabola and a sloping straight

The parabola and the intermediate straight line were selected empirically to yield a shape consistent with the experimental p-y curves.

The slope of the initial portion of the curves may be obtained from Table 2. The paragraphs below present the procedure for obtaining information for plotting the other portions of the curves.

When the computed values of ultimate soil resistance were compared with the measured values, it was found that the agreement was poor. A poor agreement prevailed even though the effect of friction against the pile wall was considered and even though other parameters were varied through a reasonable range.

It was, therefore, decided to adjust the ultimate resistance values according to the observed values, in the following manner:

$$p_u = A p_c \quad (9)$$

where

p_u = ultimate resistance in proposed criteria, lbs/in

p_c = ultimate resistance from theory, lbs/in

A = empirical adjustment factor.

Values of A were obtained by dividing the observed ultimate soil resistance by the computed ultimate soil resistance for the Mustang Island tests. Values were obtained for A_s , the static case, and for A_c , the cyclic case. Plots of A_s and A_c versus the non-dimensional depth b are shown in Fig. 8. It should be noted again that observed values of ultimate resistance were obtained to a relatively shallow depth. Equation 9, with values of A for either the static or the cyclic case, can be used to compute the ultimate soil resistance to be used in the development of p-y curves.

In the preceding sections the magnitude of the ultimate soil resistance and the slope of the initial straight line portion of the curve were obtained. It remains to establish values of p and y corresponding to points k and m as shown in Fig. 7 and to establish the value of y corresponding to point u. These points define the intermediate portion of the p-y curve which can be represented by a parabola connecting points k and m.

For the results at Mustang Island, it was found that the values of y_m and y_u were 0.4 in. and 0.9 in., respectively. The respective values of y/b were 1/60 and 3/80.

The value of p_m was obtained from the p-y curves, for both static and cyclic loading. From these values, values of the parameter B were computed as follows:

$$B = \frac{p_m}{p_c} \quad (10)$$

Values of B for both the static and cyclic cases are shown in Fig. 9. Thus, from the values of p_c , computed by Eq. 5 or Eq. 8, values of p_m can be obtained for any pile in any soil by using the empirical relationships which are given.

The p-y curve can now be completed by constructing a parabola between points k and m. This was accomplished by constructing a parabola, passing through the origin, and connecting at point m with a slope equal to that of the straight line from m to u. The intersection of this parabola with the initial straight line portion of the p-y curve established point k. This completes the specifications for the recommended family of p-y curves, both for static and cyclic loading.

For convenience in making computations for a family of p-y curves, the following step-by-step procedure is presented. A typical family of such curves is shown in Fig. 7.

1. Obtain values for significant soil properties and pile dimensions, ϕ , γ , and b .
2. Use the following for computing soil resistance.

$$\alpha = \frac{\phi}{2}; \quad B = 45 + \frac{\phi}{2}; \quad K_0 = 0.4, \text{ and}$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \frac{\phi}{2})$$

3. Use the following equations for computing soil resistance:

- a. Ultimate resistance near ground surface,

$$p_{ct} = \gamma H \left[\frac{K_0 H \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + H \tan \beta \tan \alpha) + K_0 H \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right] \quad (5)$$

- b. Ultimate resistance well below the ground surface,

$$p_{cd} = K_a b \gamma H (\tan^2 \beta - 1) + K_0 b \gamma H \tan \phi \tan^4 \beta \quad (8)$$

4. Find the intersection, X_t , of the equations for the ultimate soil resistance near the ground surface and the ultimate

soil resistance well below the ground surface. Above this depth use Eq. 5. Below this depth use Eq. 8.

Select one depth at which a p-y curve is desired.

Establish y_u as $3b/80$. Compute p_u by the following equation:

$$p_u = Ap_c \quad (9)$$

Use the appropriate value of A from Fig. 8, for the particular nondimensional depth, and for either the static or cyclic case. Use the appropriate equation for p_c , Eq. 5 or Eq. 8, by referring to the computation in step 4.

Establish y_m as $b/60$. Compute p_m by the following equation:

$$p_m = Bp_c \quad (11)$$

Use the appropriate value of B from Fig. 9, for the particular nondimensional depth, and for either the static or cyclic case. Use the appropriate equation for p_c .

Establish the slope of the initial portion of the p-y curve by selecting the appropriate value of k from Table II.

Select the following parabola to be fitted between points k and m.

$$p = Cy^{\frac{1}{n}} \quad (12)$$

Fit the parabola between points k and m as follows:

a. Get slope of line between points m and u by,

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (13)$$

b. Obtain the power of the parabolic section by,

$$n = \frac{p_m}{my_m} \quad (14)$$

c. Obtain the coefficient C as follows:

$$C = \frac{p_m}{\frac{1}{y_m^n}} \quad (15)$$

Determine point k as,

$$y_k = \left(\frac{p}{kx}\right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (16)$$

e. Compute appropriate number of points on the parabola by using Eq. 12.

This completes the development of the p-y curve for the desired depth. Any number of curves can be developed by repeating the steps above for each depth desired.

Comparison Between Experimental and Computed Results Using Proposed Method

A computer program was developed to allow comparison of values of moment, deflection, and slope so that comparisons can be made with values measured in the field.

Measured and computed values of lateral load versus maximum moment for the static test are shown in Fig. 10. Lateral load versus measured and computed values of deflection at the groundline is shown in Fig. 11 and versus slope at the groundline is shown in Fig. 12 for the static case. Similar plots are shown for cyclic loading in Figs. 13 through 15.

In addition to the comparison shown above, measured and computed moment curves are shown for the maximum load, in Fig. 16 for the static test on pile 1, and in Fig. 17 for the cyclic test on pile 2.

The agreements between the measured and computed values in all cases are acceptable, indicating that the recommendations for the p-y curves in sand are valid at least for the Mustang Island tests. All the known parameters which influence the problem are included in the recommendations, allowing the recommendations to be applied to the analysis of any laterally loaded pile in sand.

Assumptions and Limitations Concerning the Proposed Method

1. The soil is assumed to be cohesionless sand. A soil which is predominantly granular but contains a sufficient amount of clay to give some cohesion would behave entirely differently than cohesionless sand.

2. The pile is assumed to have been driven so that the sand is densified rather than loosened during installation. The proposed method does not apply to piles that have been installed by jetting.

3. The pile is assumed to be essentially vertical. However, it is believed that the method can be used to predict the behavior of batter piles if the batter is not too severe.

Erosion

The above recommendations are for a known

position of the groundline. While a consideration of erosion is not a part of this research program, it should be mentioned that experience and theory show that cohesionless sand around an offshore structure will normally be subjected to severe scour. Several feet of soil may be removed. Such a condition must be prevented or taken into account in the analysis.

Concluding Remarks

The proposed method for predicting p-y curves for laterally loaded piles in sand involves the use of the parameters which are believed to be important and employs available theories for predicting soil behavior. Predictions of the behavior of the Mustang Island piles, using p-y curves developed by the proposed method, agree very well with the experiments. Further, studies of five additional experiments reported in technical literature 4, 15, 16, 17, 18 (the details of which cannot be reported here because of space limitations), show that the proposed method gives reasonable agreement with those experiments or is somewhat conservative.

The above facts appear to confirm the validity of the proposed method; however, the method makes liberal use of empirical coefficients derived from the Mustang Island tests. Evidence in geotechnical literature amply declares that each sand deposit is distinctive, with characteristics depending not only on the nature of the grains and their arrangement but also on the story of the deposit. Therefore, the writers urge that the method be used with caution and judgment.

Concerning the care which should be exercised in predicting the behavior of piles under lateral loading, mention should be made of the solution of Eq. 1. While a discussion of numerical techniques employed in the solution of the equation is beyond the scope of this paper, the writers should report that their experiences indicate that serious errors can be made by inexperienced analysts.

Finally, it should be noted that the proposed method does not include a factor of safety. The selection of an appropriate factor of safety for a particular design is a problem unique to that design.

Acknowledgement

Appreciation is extended to Shell Development Company for granting permission to release information on the Mustang Island studies.

References

- 1 Terzaghi, Karl, "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction," Geotechnic, Vol. 5.5, December, 1955, pp. 297-326

- 2 Parker, Frazier and Lymon C. Reese, "Lateral Pile-Soil Interaction Curves for Sand," Proceedings, The International Symposium on the Engineering Properties of Sea-Floor Soils and Their Geophysical Identification, University of Washington, Seattle, Washington, July 25, 1971

- 3 Hetenyi, M., Beams on Elastic Foundation, University of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan, 1946

- 4 Gleser, Sol M., "Lateral Load Tests on Vertical Fixed-head and Free-head Piles," Special Technical Publication 154, American Society for Testing Materials, 1953, p. 75

- 5 Reese, Lymon C. and Hudson Matlock, "Non-Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth," Proceedings, Eight Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, Texas, 1956

- 6 Matlock, Hudson and Lymon C. Reese, "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, October, 1960, p. 63

- 7 Matlock, Hudson and Lymon C. Reese, "Foundation Analysis of Offshore Pile-Supported Structures," Proceedings, Fifth International Conference, International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 2, 1961, p. 91

- 8 Matlock, Hudson, "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay," Presented at the Second Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1970

- 9 McClelland, Bramlette and J. A. Focht, Jr., "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles," Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, pp. 1071-74

- 10 Reese, Lymon C. and William R. Cox, "Soil Behavior from Analysis of Tests of Uninstrumented Piles Under Lateral Loading," Performance of Deep Foundations, ASTM STP 444, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, pp. 161-76

- 11 Cox, William R., Lymon C. Reese, and Berry R. Grubbs, "Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand," Sixth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1974

16. Logi, Edwin and I. A. Spangler, "Procedures and Instrumentation for Tests on a Laterally Loaded Pile," Proceedings, Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, Texas, 1958.

17. Elliott R., "Investigation of the Lateral Assistance to Movement of a Plate in Cohesive Soil," Unpublished Master's Thesis, State, The University of Texas, January, 1958.

18. Logan, Carl, and Ralph T. Beck, Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Co., Inc., New York, 1945, p. 142.

19. Logi and Associates, "Pile Driving and Load Tests," Report to Corps of Engineers, Little Rock, Arkansas, on Arkansas River Tests, December, 1964.

20. Mason, H. G., and J. A. Wilson, "Measurement of Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Portion of a 40-ft. Steel Pile," Symposium on Lateral Load Tests on Piles, American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication No. 154-A, June, 1953, pp. 1-21.

21. Reese, Lyman C., "Preliminary Results on Lateral Load Tests on Vertical Piles at Padre Island," Report to Production Technical Services Division, Shell Oil Company, Houston, Texas, May, 1958 (unpublished).

22. Wagner, A. J., "Lateral-load Tests on Piles for Design Information," Symposium on Lateral Load Tests on Piles, American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication No. 154, July, 1953, pp. 64-74.

TABLE 1

TERZAGHI'S VALUES OF k FOR SUBMERSED SAND

Relative Density	Loose	Medium	Dense
Range of Values of k (lbs/in ²)	2.6 - 7.7	7.7 - 26	26 - 51

TABLE 2

RECOMMENDED VALUES OF k FOR SUBMERGED SAND

(Static and Cyclic Loading)

Relative Density	Loose	Medium	Dense
Recommended k (lbs/in ²)	20	50	125

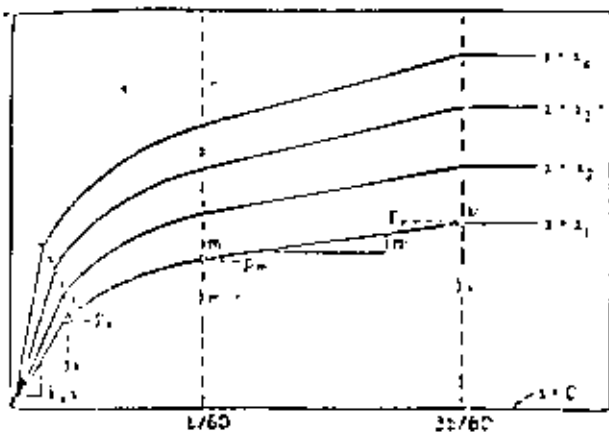


Fig. 7 - Typical family of curves for proposed criteria.

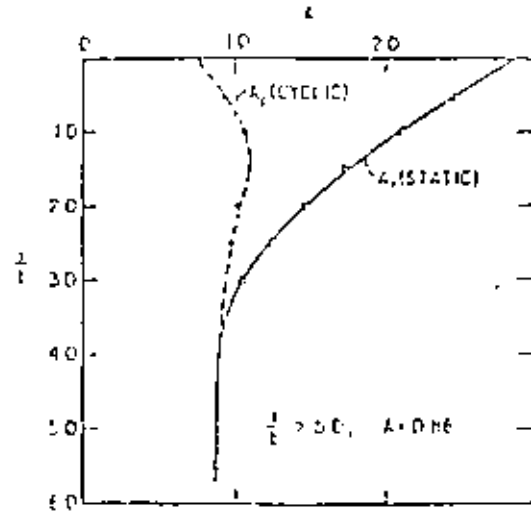


Fig. 8 - Non-dimensional coefficient A for ultimate soil resistance vs. depth.

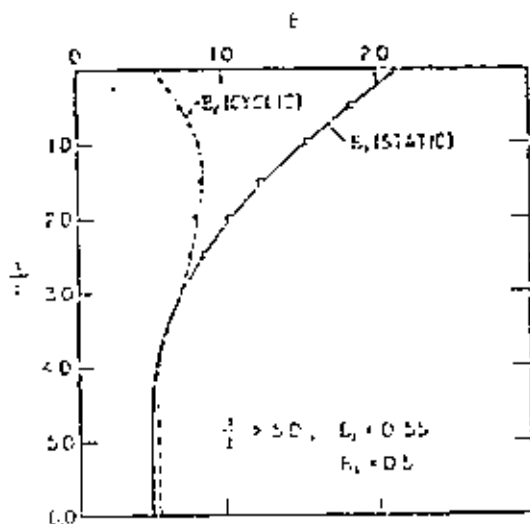


Fig. 9 - Non-dimensional coefficient B for soil resistance vs. depth.

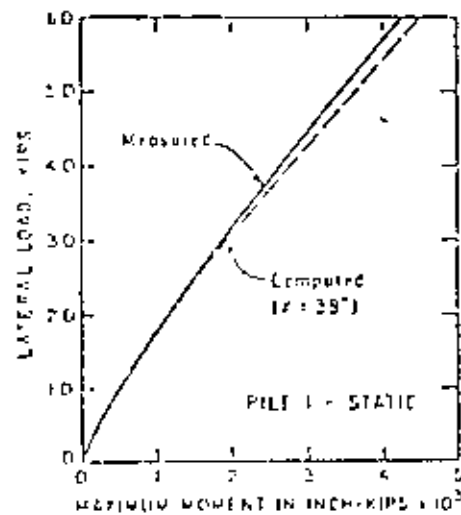


Fig. 10 - Comparison between measured results of Mustang Island tests and results computed with proposed criteria; Pile 1 - static moment.

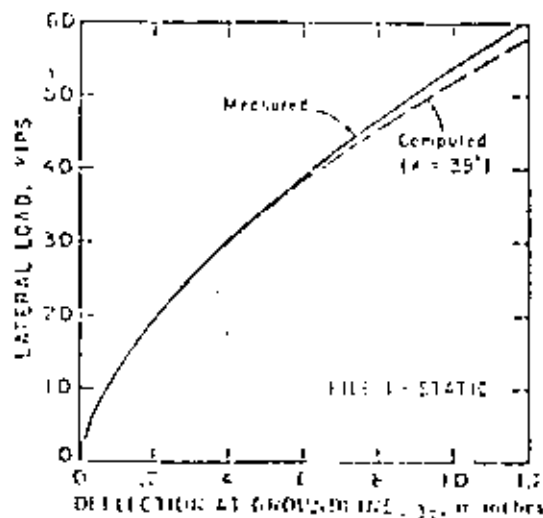


Fig. 11 - Comparison between measured results of Mustang Island tests and results computed with proposed criteria; Pile 1 - deflection at groundline.

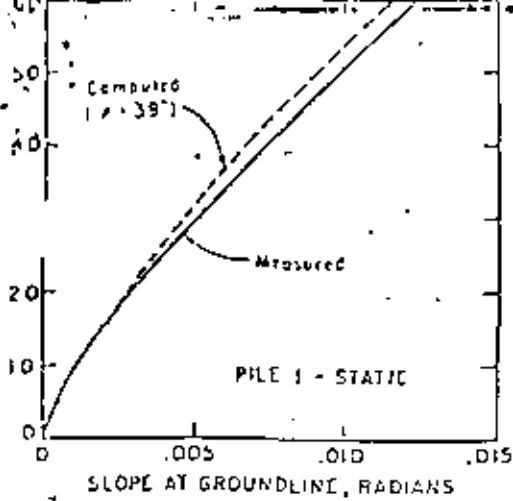


Fig. 12 - Comparison between measured results of Mustang Island tests and results computed with proposed criteria; Pile 1 slope at groundline.

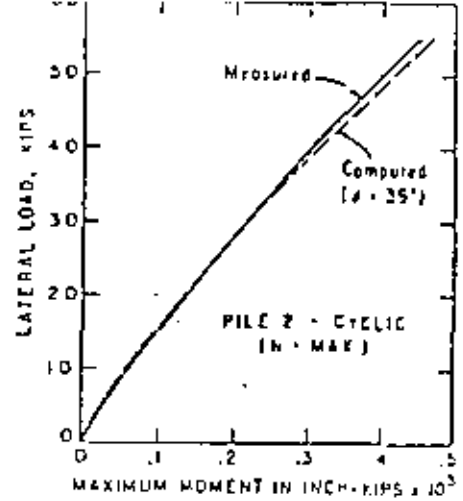


Fig. 13 - Comparison between measured results of Mustang Island tests and results computed with proposed criteria; Pile 2 (N = max) deflection at groundline.

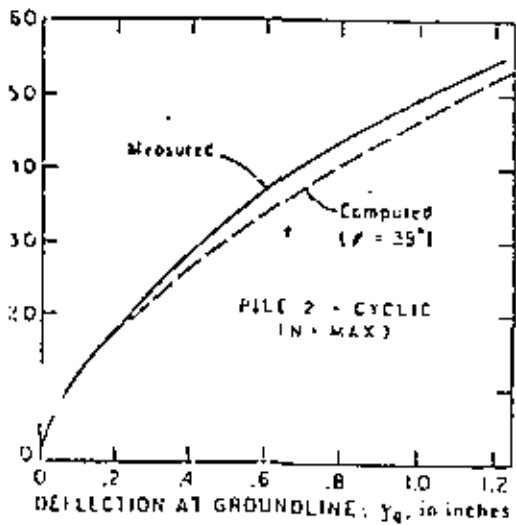


Fig. 14 - Comparison between measured results of Mustang Island tests and results computed with proposed criteria; Pile 2 (N = max) deflection at groundline.

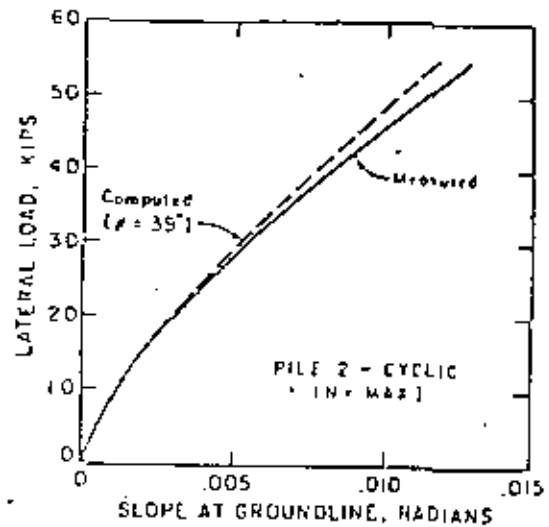


Fig. 15 - Comparison between measured results of Mustang Island tests and results computed with proposed criteria; Pile 2 (N = max) slope at groundline.

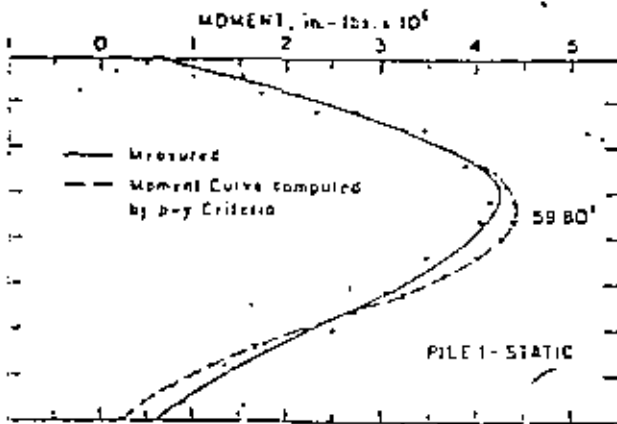


Fig. 16 - Comparison between measured maximum moment Mustang Island tests and results computed with proposed criteria; Pile 1.

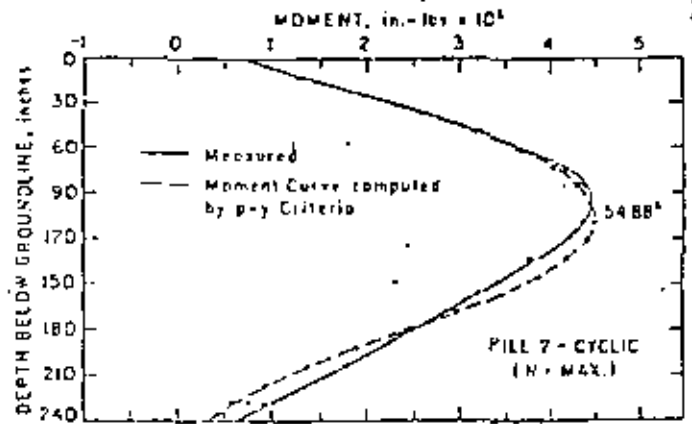
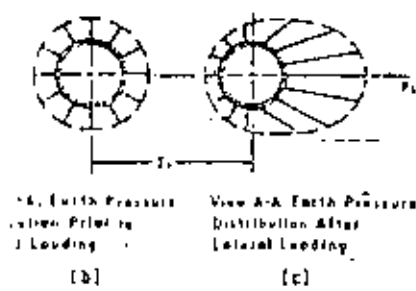
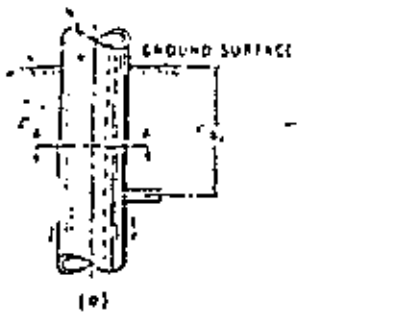


Fig. 17 - Comparison between measured maximum moment Mustang Island tests and results computed with proposed criteria; Pile 2 (N = max).



1 - Graphical definition of p and y .

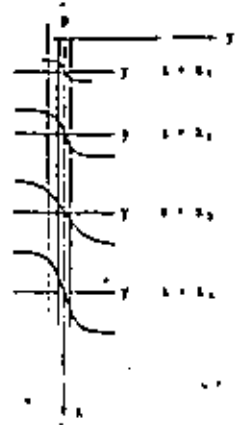


Fig. 2 - Set of "p-y" curves.

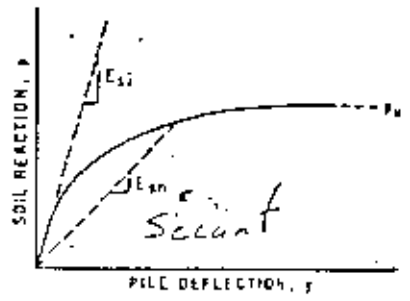
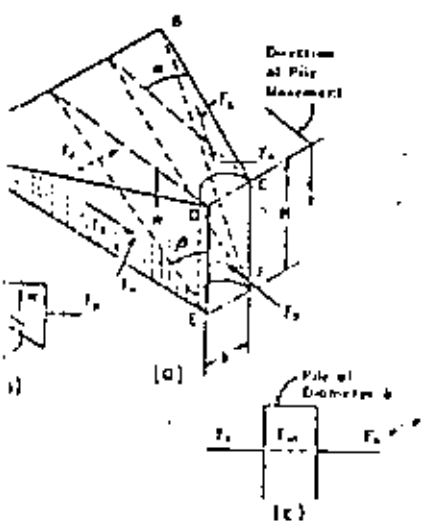


Fig. 3 - Typical "p-y" curve.



4 - Assumed passive wedge-type failure. (a) General shape of wps. (b) Forces on wedge. (c) Forces on pile.

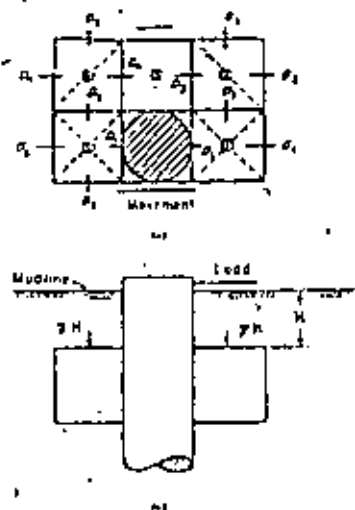


Fig. 5 - Assumed mode of soil failure by lateral flow around the pile. (a) Section through the pile. (b) Elevation of the pile.

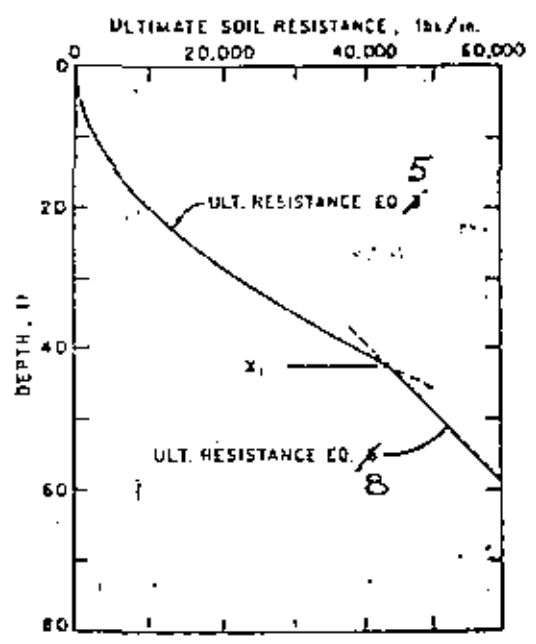


Fig. 6 - Ultimate soil resistance vs depth from theory.

Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay

Hudson Matlock, The U. of Texas at Austin

© Copyright 1970

Offshore Technology Conference on behalf of American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, Inc., The American Association of Petroleum Geologists, American Institute of Chemical Engineers, American Society of Civil Engineers, The American Society of Mechanical Engineers, The Institute of Electrical and Electronics Engineers, Inc., Marine Technology Society, Society of Exploration Geophysicists, and Society of Naval Architects & Marine Engineers.

This paper was prepared for presentation at the Second Annual Offshore Technology Conference to be held in Houston, Tex., April 22-24, 1970. Permission to copy is restricted to an abstract of not more than 300 words. Illustrations may not be copied. Such use of an abstract should contain conspicuous acknowledgment of where and by whom the paper is presented.

Abstract

A program of research on laterally loaded piles for offshore structures has included field tests with an instrumented pile, laboratory model testing, and development of correlations for design. The work has been sponsored by a group of five oil companies.

Three loading conditions are considered to be particularly pertinent to the design of laterally loaded piles in soft, normally consolidated marine clay. These are: (1) short-time static loading; (2) cyclic loading, such as would occur during the progressive build-up of a storm, and (3) subsequent reloading with forces less than previous maximums.

Good general agreement exists between conventional static-loading ultimate-resistance concepts and experimental results, provided due allowances are made for the reduced vertical restraint at shallow depths, where it is insufficient to confine plastic flow to horizontal planes.

Force-deformation characteristics based on approximate theory produce satisfactory agreement between computed and experimental behavior of the pile-soil system.

The mechanisms of cyclic loading characteristics are qualitatively illustrated by typical results from laboratory model studies. Deterioration in resistance because of cyclic loading is most severe at shallow depths and with large lateral deflections of the pile. A correlation based primarily on results with the instrumented pile tested at Sabine, Texas, gives satisfactory predictions of pile deflections and moments over a wide range of loading conditions.

Estimates of response for reloading after cycling at a higher load are made by considering that most of the lateral soil resistance is eliminated for deflections smaller than those previously attained.

The correlations are summarized and recom-

References and illustrations at end of paper.

recommendations given for their use in design.

Introduction

The ability to make reasonable estimates of the behavior of laterally loaded piles is an important consideration in the design and construction of many offshore installations. This is particularly true in the Gulf of Mexico where large lateral forces are produced by winds and waves associated with hurricanes and where the foundation materials in the critical zone near the mudline are often found to be very weak clays.

A program of research on laterally loaded piles sponsored by five oil companies is the primary basis for the correlations in this paper. At this time it is intended only that the results be summarized in a form directly applicable in design, but publication of the background research is planned for the near future.

Requirements for Analysis and Design

There are many different ways in which piles or caissons may be subjected to effects of lateral forces. One such case is shown in Fig 1a which represents a pile and a leg of a jacket-type structure.

The structural analysis problem amounts to that of a complex beam-column on an inelastic foundation. For piles separated by spacings of several diameters or more, the Winkler assumption is useful to facilitate the analysis. This means that the soil is considered as a series of independent layers in providing resistance p to the pile deflection y (Fig 1b). Soil resistance may be a highly nonlinear function of the deflection, as suggested by Fig 1c.

Only a few very special versions of this problem, with simple configurations and wholly elastic behavior, can be solved by closed-form mathematics. Somewhat more complicated cases

may be handled by nondimensional curves and tables (Refs 1 and 2). Although methods of estimation have been proposed (Ref 3), real design problems are most conveniently and economically solved with a computer program employing numerical methods (Refs 4, 5, 6).

With methods of solution available, the most important but difficult part of the problem is to express the soil-resistance characteristics. Based on an analysis of field test data, McClelland and Focht propose a linear conversion of the scales for nonlinear laboratory stress-strain curves to produce correspondingly shaped $p-y$ curves for laterally loaded piles (Ref 7). Although the method employs empirically determined correlation constants, it represents the first significant attempt to deal with nonlinear behavior, in the resistance of soil to lateral deflection of piles.

The proper form of the $p-y$ relation is influenced by a great many factors, including (1) natural variation of soil properties with depth, (2) the general form of the pile deflection, (3) the corresponding state of stress and strain throughout the affected soil zone, and (4) the rate and sequence and history of cyclic wave loadings.

No matter how complex the loadings become, to perform an analysis for design it must be possible to reduce the soil behavior at each depth to a simple $p-y$ curve. For cyclic wave loading it would be hopeless to attempt to follow analytically the continuous path of soil response. What is needed for design is a quasi-static approximation of the lower bound of soil resistance under an indefinitely large number of loading cycles. Demonstration of the existence of such a lower bound for typical pile-soil systems is one of the key results of the research program.

Types of Loadings Considered for Offshore Structures

Three conditions of lateral loading are judged to be of primary importance in connection with design of offshore foundations: (1) short-time static loading, (2) cyclic loading, and (3) subsequent reloading after cycling.

Single short-time load applications can occur by collisions from floating vessels. Although some dynamic interaction may occur between a vessel and the structure, the duration of contact is likely to be long enough that significant inertial response of the soil mass may be discounted, particularly if the structure is flexible. Some visco-elastic effects will be developed in the soil but for most problems such influence is believed to be small, and conventional static-load characteristics are conservative and would normally be used. A principal reason for studying the short-time static behavior of laterally loaded piles is to furnish a basis for judging the effects of cyclic loading.

Cyclic loading from storm waves is the most important type considered for offshore design. A detailed consideration of the great variety of loading histories which might be experienced by any given structure is not possible. In general, however, any particularly significant storm would normally cause a progressive build-up in wave height and in intensity of forces until the maximum condition is reached. The information needed for design analysis is an envelope of minimum soil resistance under such a build-up.

Once any particular pair of soil-resistance and pile-deflection values have been attained along a $p-y$ curve, the characteristics up to that point are markedly altered. For loads less than previous maximums, such as those which occur during the dissipation of a storm or during subsequent smaller storms, special forms of the effective $p-y$ curves would be applicable. These are referred to as after-

cycling curves. Although such curves and loadings probably would produce conditions no worse than at the maximum previous loading conditions, the stresses will not be reduced in proportion to the load and therefore may be important in relation to the fatigue life of the structure.

The Research Program

The research on laterally loaded piles in soft clay has involved extensive field testing with an instrumented pile, experiments with laboratory models, and parallel development of analytical methods and correlations. It is not possible to review all of these developments in this paper but they have been reported elsewhere (Refs 8, 9, 10, 11, 12, 13). It is also planned that the material be offered for publication as soon as possible.

The steel test pile is 12.75 inches in diameter and 35 pairs of electric resistance strain gages were installed in the 42-foot embedded portion. The pile was calibrated to provide extremely accurate determinations of bending moment. Gage spacings varied from 6 inches near the top to 4 feet in the lowest section.

Free-head tests were done with only lateral load applied at the mudline. As shown in Fig. 2, restrained-head loadings utilized a framework to simulate the effect of a jacket-type structure. The load from hydraulic rams was transferred to the pile by a walking beam and loading strut. For cyclic loadings, the peak forward and reverse loads during cycling were automatically controlled.

Discussion of the test methods and analysis procedures for the Lake Austin tests have been given previously (Refs 14, 15, 16).

Precise determination of the bending moments during all static loadings (and at Lake Austin with the load held constant after cycling) allowed differentiation to obtain curves of the

distribution of soil reaction along the pile to a very satisfactory degree of accuracy. Integration of the bending moment diagrams provided the deflected shape of the pile. Loads were increased by increments and for any selected depth the soil reaction p may be plotted as a function of pile deflection y . These experimental p - y curves are the principal basis for the development of design procedures.

The pile was driven twice and two complete series of free-head loadings, one static and one cyclic, were performed at Lake Austin. At a site near the mouth of the Sabine River there were four primary series of test loadings, two static and two cyclic, with each type tested under both free-head and restrained-head conditions. In addition to these, numerous variations were tried, including tests with sand, artificially softened clay, and the use of sand and pea gravel to restore the loss in resistance of the pile caused by previous cyclic loading.

Extensive sampling and testing of the existing soils were performed at both the Lake Austin and Sabine sites. These included in-situ vane shear testing as well as laboratory compression tests used for determining stress-strain characteristics.

The soils at Lake Austin consist of clays and silts deposited during this century behind the Lake Austin dam. The upper portions have been subjected to desiccation during periods of prolonged drawdown. The clays are therefore somewhat jointed and fissured, with vane shear strengths averaging about 800 pounds per square foot. The Sabine clay appeared to be more typical of slightly overconsolidated marine deposits. Vane shear strengths averaged about 300 pounds per square foot in the significant upper zone.

Laboratory Model Tests

Some laboratory experiments were performed which are helpful in explaining the nature of the deterioration of resistance under cyclic loading.

loading. Fig. 3a shows one of the types of laboratory loadings that were performed; the lateral displacement of a rigid rod embedded in soft clay. The cavity shown behind the rod is typical of field tests also. Figure 3b shows one recorded cycle of load versus deflection and clearly indicates the reduced resistance encountered by a segment of a pile in moving through the slack zone produced by a previous loading. As the control point is moved to larger deflections, the cavity is extended. Figure 4 shows the complete results from one of the laboratory experiments with the control point moved successively to four different values of deflection. Ten cycles of loading were applied at each control point position. At the first position there is only slight reduction in resistance due to cycling. At the next two positions there is significant initial reduction but a strong tendency to stabilize is noted during the last several cycles of each group. However, at very large deflections (20 percent of the pile diameter) there is a continual and progressive deterioration in resistance as cycling continues. Thus, an envelope of minimum cyclic resistance might be estimated as indicated by the dashed curve.

Principal Conclusions from Field Experiments

The development of design criteria is based primarily on the results of the Sabine tests. The observations resulted in the following principal conclusions.

- (1) The resistance-deflection (p - y) characteristics of the soil are highly non-linear and inelastic.
- (2) Within practical ranges, the fundamental resistance-deflection characteristics of the soil appear to be independent of the degree of pile-head restraint.
- (3) A principal effect of cyclic loading appears to be the permanent physical

displacement of the soil away from the pile, in the direction of loading. It is not clear what contribution to this effect was provided by loss in strength within the soil mass. Although no significant amount of mixing of water and soil was directly evident, the cyclic shear reversals in the soil mass may have caused some structural deterioration in the clay.

(4) The permanent displacement of the soil created a slack zone in the resistance-deflection characteristics. On reloading the pile with forces less than previously obtained maximum values, however, the slack-zone effect was manifested only by much greater bending moments than vertical obtained with similar loading during the initial cyclic series.

(5) Although significant changes occurred with continued repetitions of load cycles, at any given magnitude of lateral load (except the highest) the cyclic behavior of the pile-soil system tended to stabilize. Such equilibrium response was usually attained to a practical degree in less than 100 cycles, as not possible to confirm at Sabine Pass, that a period of rest does not provide any restoration of soil resistance since there are no significant forces that would tend to close the cavity at the top of the pile. Subsequent deposition of clay or clay slurry in the cavity is not followed by any significant gain in strength because of the absence of sustained consolidating forces. Only by maintaining granular material in the cavity was the resistance improved or restored.

Prediction of Static Ultimate Resistance

In conventional soil mechanics, most problems involving load capacity of soils are handled by consideration only of ultimate strength characteristics. In contrast, with long piles laterally loaded, the static ultimate soil resistance is seldom achieved except very near the surface; the allowable stresses in the pile are usually reached first, with most of the soil still in a pre-plastic state of strain. Nevertheless, a rational and orderly prediction of soil deformation characteristics for various loading conditions should start with an estimate of static ultimate resistance.

If soft clay soil is confined so that plastic flow around a pile occurs only in horizontal planes, the ultimate resistance per unit length of pile may be expressed as

by consideration only of ultimate strength characteristics. In contrast, with long piles laterally loaded, the static ultimate soil resistance is seldom achieved except very near the surface; the allowable stresses in the pile are usually reached first, with most of the soil still in a pre-plastic state of strain. Nevertheless, a rational and orderly prediction of soil deformation characteristics for various loading conditions should start with an estimate of static ultimate resistance.

If soft clay soil is confined so that plastic flow around a pile occurs only in horizontal planes, the ultimate resistance per unit length of pile may be expressed as

$$p_u = N_p c d \tag{1}$$

where c is the soil strength, d is the pile diameter, and N_p is a nondimensional ultimate resistance coefficient. This problem has been considered in many different forms (Refs 3, 7, 17, 18, 19, 20). A consensus of the investigators appears to indicate that for soft clay soils flowing around a cylindrical pile at a considerable depth below the surface, the factor should be

$$N_p = 9 \tag{2}$$

Very near the surface the soil in front of the pile will fail by shearing forward and upward and the corresponding value of N_p reduces to the range of 2 to 4, depending on whether the pile segment is considered as a plate with only frontal resistance or whether it is a square cross section with soil shear acting along the sides. For a cylindrical pile a value of 3 is believed to be appropriate. The resistance should be expected to vary from this value at the surface to the maximum indicated by Eq 2 at some depth x_r , which is termed the depth of reduced resistance. Within the upper zone, resistance to vertical movement is provided by the overburden pressure σ_x from the soil itself and by resistance developed by deformation within

the surrounding soil mass. This resistance increases with distance from the free soil surface. The following equation appears to describe this variation to a satisfactory degree of approximation.

$$N_p = 3 + \frac{\sigma_v}{c} + J \frac{x}{d} \quad (3)$$

The first term expresses the resistance at the surface, the second term gives the increase with depth due to overburden pressure, and the third term may be thought of as the geometrically related restraint that even a weightless soil around a pile would provide against upward flow of the soil. The equation corresponds closely to one developed by Reese who considered a failing prism or wedge of soil ahead of the pile (Ref 20). However, his value of J was 2.8 which does not agree with experimental results. Therefore the coefficient J must be determined empirically. Fortunately the third term in Eq 3 represents only a part of the total ultimate resistance coefficient N_p and, because it contains the depth x , it becomes relatively insignificant in the more important upper layers. From the available experimental evidence a clear distinction cannot be made between contributions of the first and last terms in Eq 3. Certainly no more complicated form than a simple constant can be justified for J at the present time.

Studies based on the Sabine data indicate that a value of J of approximately 0.5 is satisfactory when used in Eq 3. A lower value of about 0.25 fits the Lake Austin data somewhat better, which may be a consequence of the stiffer clay at that site. A value of 0.5 is proposed for use in connection with offshore clays in the Gulf of Mexico.

If the soil strength and the effective unit weight γ are constant with depth, the value of the depth at which the value of N_p becomes equal to the maximum of 9 is obtained by the simultaneous solution of Eqs 2 and 3:

$$x_T = \frac{6d}{\frac{\gamma d}{c} + J} \quad (4)$$

The coefficient J and the resulting values of x_T should be thought of as rational but essentially empirical parameters by which correlations have been made between prediction methods and the available field results. Where soil properties undergo considerable variation with depth, it appears reasonable to consider the soil as a system of thin layers with x_T computed as a variable with depth according to the properties of each layer. However, such cases have not been tested physically.

Proposed Construction of p - y Curves

A summary of the recommended procedure for constructing p - y curves for the three different loading conditions is given in Fig 5. In a given problem, the appropriate form selected from Fig 5 is applied at numerous depths to produce a family of p - y curves. (See Figs 6, 10, and 15). Although the complete development of each form cannot be given here, the basis for the constructions will be described briefly.

The curves are in nondimensional form with the ordinates normalized according to the static ultimate resistance p_u determined as described above for each depth. The horizontal coordinate is the pile deflection divided by the deflection at Point c , where the static resistance is one-half of the ultimate. The form of the preplastic portion of the static resistance curve, up to Point a in Fig 5, is based on semilogarithmic plots of the experimental p - y curves, which fall roughly along straight lines at slopes yielding the exponent of $1/3$. Thus, the point of intersection with the plastic branch at Point c will always occur at a horizontal coordinate of 8. The value of the pile deflection at Point c is based on concepts given by Skempton (Ref 18) by which he combines elasticity theory, ultimate-strength methods, and laboratory soil properties

depths were determined with Eq 3.

From a review of the laboratory stress-strain data (Ref 12 p 36), a value of 0.007 was selected for the strain ϵ_c at the half-stress point. The value of y_c is therefore 0.273 inches as indicated in the figure. The preplastic portion of each p-y curve follows the prescribed cubic parabola form.

In performing the solutions, the computer program (Ref 5) makes repeated trial-and-error adjustments until complete compatibility is obtained between deflections and reactions on the pile with those prescribed by the family of p-y curves. For stations along the pile falling at depths between the constructed p-y curves, linear interpolations with respect to depth are made.

Representative loadings from each series of static field tests have been selected for comparison with the proposed prediction methods.

The p-y curves of Fig 6 have been used as input data for computer simulation of the pile-soil system under conditions corresponding to the Sabine loadings. The resulting solutions and comparisons with typical field results are shown in Figs 7 and 8.

The comparisons shown in Figs 7 and 8 serve to qualify both the ultimate-resistance prediction method and the method for predicting the preplastic portions of the p-y curves. The good agreement between the tests and computed results over a wide range of loadings for two different pile-head restraint conditions may be taken as indicating that a satisfactory correlation has been established for short-time static loadings of the Sabine tests.

Similar comparisons are given in Fig 9 for the Lake Austin tests. The same method of construction of p-y curves was used. An average value of 0.012 for ϵ_c was estimated from the soil stress-strain curves.

The results for Lake Austin with ultimate resistance predicted according to Eq 3 and with the vertical restraint factor J equal to 0.5, produced slightly unconservative results as shown

in Fig 9. This appears to be corrected by changing J to 0.25 as shown by the second set of curves in the figure. A similar correction could probably have been made by other minor adjustments, for example, a reduction in the strengths generally interpreted for the Lake Austin soils, or a change in the first term in Eq 3. However, the resulting effect is not believed to be sufficient to justify a special correction in the general correlation, particularly as it applies to soft marine clays.

Correlation with Cyclic Field Test Results

Using the method described in Fig 5b, a set of cyclic loading p-y curves has been developed for the Sabine test conditions and is given in Fig 10. In Fig 10a construction of the particular curve for a depth of 72 inches is shown as an example.

The family of cyclic p-y curves in Fig 10 has been used with appropriate restraint and loading conditions to obtain computer solutions corresponding to six of the Sabine tests. Three computed bending-moment curves for restrained-head cyclic loadings are compared to the corresponding experimental curves in Fig 11. A similar comparison is given in Fig 12 for three free-head tests. In both of these sets of comparisons the smallest loading selected for study was somewhat more than half of the maximum. Because the smaller loadings do not progress very far along the p-y curves into the range of cyclic deterioration, the results are very nearly the same as for static loadings and primary attention is therefore given to the larger loads.

Agreement between computed and experimental results is generally good. The meaning of this agreement should be clearly understood in that it represents the fact that the proposed p-y curve construction procedure provides a satisfactory pattern for describing the Sabine soils. Although the agreement is not an independent confirmation of the method since the Sabine data

to estimate the short-time load-settlement characteristics of buried strip footings in clay soils. The strain ϵ_c is that which occurs at one-half of the maximum stress on a laboratory stress-strain curve. It may be determined by dividing the shear strength c by an estimated secant modulus of elasticity E_c or it may be taken directly from stress-strain curves. Based on Skempton's recognition that the ratio E_c/c falls between 50 and 200 for most clays, a value for ϵ_c may be assumed between 0.005 and 0.020, the smaller value being applicable to brittle or sensitive clays and the larger to disturbed or remolded soils or unconsolidated sediments. An intermediate value of 0.010 is probably satisfactory for most purposes. Using Skempton's approach, the deflection sought is approximately the initial cyclic strain.

$$(5) \quad y_{c,d} = 2.5 \epsilon_c d \quad (5)$$

The Skempton-based correlations represent a soil system that is considerably less stiff than that interpreted by McLelland and Foote from field pile data (Ref. 2):

The modifications to the static $p-y$ curve to express the possible deterioration due to cycling are shown in Fig. 5b. The constructions are basically empirical, being those required to fit the observed Sabine data. However, they are in substantial agreement with laboratory model test data, with reasonable modification to the Lake Austin results. According to the curves, substantial deflections are possible up to Point d, without any deterioration in resistance as compared to the static curves. At this point the resistance under cyclic loading has reached a maximum even at great depths. At shallow depths further reductions in resistance are provided which are more severe with increasing deflection and decreasing depth. Complete loss in resistance is assured to occur at the soil surface when deflections at that point reach $15y$. For deflections greater than $15y$ the pseudo plastic resistance is established by

$$\frac{p}{p_u} = 0.72 \frac{x}{x_r} \quad (6)$$

The complete effect can be seen more readily from the family of cyclic $p-y$ curves in Fig. 10.

There are three aspects of the cyclic construction procedure which are primarily empirical, at least from a quantitative standpoint. These are (1) the position of the cyclic deterioration threshold (Point d) along the preplastic portion of the static $p-y$ curve, (2) the value of the deflection y_d , and (3) the manner in which the final resistance p_f is adjusted with depth according to Eq. 6. The depth x_r represents what is in reality a rather indefinite point of transition from a condition of incomplete vertical restraint to one where plastic flow is confined to horizontal planes. Furthermore, it is a quantity taken from static-loading correlations. The use of x_r in Eq. 6 is based primarily on intuition and judgment, but is supported as being satisfactory by comparisons of computed versus experimental results.

After any particular point, such as Point A in Fig. 5c, has been reached along a $p-y$ curve, rebound to zero resistance is assumed to occur along a line parallel to a secant through Point A. The resulting slack zone and reloading path are indicated in Fig. 5c. This construction is the basis for the $p-y$ family in Fig. 15. The deflection for each depth must be known from a solution for the maximum loading condition in order to establish the modified return branch for each curve.

Correlation with Static Test Results

Figure 6 shows a family of $p-y$ curves for short-time static loading which had been developed according to the data and conditions of the Sabine tests. The ultimate resistance p_u for the 42-inch depth is based on $N_p = 9$. All depths greater than 120 inches are found to have x_r values less than the depth considered. The ultimate resistance values for all shallower

provided the primary basis for it, the fact that satisfactory results are obtained over a considerable range of loadings and for two different restraint conditions gives encouragement that the correlation is a satisfactory one for similar types of clay.

The Lake Austin clay has been described as jointed and fissured as a result of prior desiccation of upper layers (Ref 8 p 119). Such a clay is composed of small irregular blocks caused by prior shrinkage cracking, with weaker material deposited in thin seams along the boundaries between the blocks. The idea has been advanced that it may not be possible to satisfactorily measure the strength of such clays and that experience and judgment must take precedence over analytical predictions for conventional foundation stability problems (Ref 21 p 257). However, some investigators believe that satisfactory strength measurements can be made if such material is confined so that it will not crumble.

With regard to the degree of cyclic-loading deterioration, it is not the strength alone which is important. An element of a homogeneous material which is subjected to a uniform state of strain can be assumed to deform equally at all points in the element. However, a material which consists of relatively hard or strong blocks or lumps in contact with each other along planes of weakness would have shear deformation and slip highly concentrated along such surfaces. The early breakdown of such a material under cyclic loading is easy to visualize. If the above concepts are valid, it is reasonable that cyclic deterioration at Lake Austin would begin at considerably smaller pile deflections than at Sabine and furthermore that the deterioration would be relatively more significant as deflections increase. Computed and experimental results are compared for three of the Lake Austin loadings in Fig. 13. To reach the degree of agreement which is shown, it was necessary to modify the p-y curve construction

procedure from that used for the Sabine correlation. The deflection y_d was taken equal to $0.5 y_c$ instead of $3 y_c$ and the deflection y_f was taken equal to $10 y_c$ instead of $15 y_c$ as for the Sabine correlation.

The agreement between computed and experimental deflections is fairly good as shown in Fig. 14a for the Sabine free-head loadings. There was less variation with the restrained-head loadings. This is a consequence of the generally larger deflections for free-head loadings, coupled with less elastic restraint and more plastic soil behavior. The more plastic the soil resistance becomes, the less definitely is the position of a pile established. This is true for a real pile in a real soil as well as a system simulated by a digital computer.

Another consequence of highly inelastic behavior or of resistance which deteriorates with increasing deflection is that a small change of a controlling parameter, for example, the applied lateral load, produces disproportionate effects in terms of both deflections and bending moments. The curves of maximum bending moment in Fig. 14b show rapidly changing values as the load is increased in the range of the highest loads.

The method for predicting minimum cyclic p-y curves is believed to be a satisfactory correlation for homogeneous marine clays. A more conservative version would be needed for jointed or fissured clays.

Demonstration of After-Cycling Prediction

To illustrate the behavior of a pile under reloading, a special set of p-y curves has been constructed and is shown in Fig. 15b. The construction of one typical curve is shown in Fig. 15a. The curves for reloading after cycling are based on the predicted cyclic curves previously shown for the Sabine clay in Fig. 10; the curves in Fig. 15 are intended to represent the modified ultimate resistance values for all conditions

actions caused by prior free-head cyclic loading to 13.5 kips. As an example, Point A in Fig 15a is established along the cyclic-loading p-y curve according to the deflection at that depth which was previously computed for the 13.5-kip loading. The original cyclic curve is considered to be obliterated at all smaller deflections. Subsequent rebound and subsequent reloading are assumed to occur along line AB which is parallel to a secant through Point c. For deflections less than that at Point B a zero resistance is assumed. The curves for other depths were determined in a similar manner. No change was made for the curve at the 432-inch depth since the prior deflection did not exceed the value y_d required for cyclic deterioration.

Static reloading after cycling was performed during the Sabine tests and the results are available for comparison with computed behavior. Figure 16 shows the bending moment curve computed with a lateral load of 8 kips and using the family of p-y curves of Fig 15. The agreement with the corresponding experimental curve is seen to be very good.

To illustrate the significant changes which are caused, an experimental curve from the initial cyclic loading to 8 kips is also shown. The bending stresses for an 8-kip lateral load are almost doubled because of the intervening loading to 13.5 kips.

Recommendations

The recommended procedures apply to submerged clay soils which are naturally consolidated or slightly overconsolidated. Although the methods may be found useful in other situations, some additional conservatism may be justified, particularly for fissured or jointed clays under cyclic loading.

Three types of lateral loading are considered: (1) short-time static loading, (2) cyclic loading such as would occur during the progressive buildup of a storm, and (3) subsequent re-

loading with forces less than previous maximums. It is assumed that the spacing between piles is sufficient for independent action. Although the correlations apply specifically to piles of circular cross-section, they probably can be used with little error for other shapes. Pipe piles are assumed to be driven open-ended; no allowance is made for possible increases in soil strength because of lateral consolidation produced by driving displacement-type piles.

An adequate program of soil borings at proposed sites is strongly recommended. In regard to lateral loading behavior, careful and complete sampling should be done, particularly at shallow depths. Information reported should include a complete descriptive log of each boring together with natural moisture contents, Atterberg limit determinations, and strength-test results.

The soils consultant should be asked to furnish his best estimate of the variation with depth of the in-situ shear strength, for purposes of estimating ultimate resistance to short-time static loadings.

Although stress-strain curves from laboratory compression tests are desirable, they are not absolutely necessary for applying the procedures. If they are determined, they must be very carefully done, with accurate strain measurements in the early part of the curve. The soils consultant should be requested to show a reasonable variation with depth of a secant modulus of elasticity E_c from laboratory compression tests, such modulus to be determined through a point on the stress-strain curve at one-half of the ultimate principal-stress difference.

Any of the following strength tests is acceptable although they are listed in approximate order of preference.

- (1) In-situ vane-shear tests (parallel identification sampling required)
- (2) Confined compression tests

- (3) Miniature vane tests of samples in tubes
- (4) Unconfined compression tests (generally assumed to be on the conservative side)

It is to be expected that within limited ranges of a particular class of problem, simpler design rules and guides will evolve. However, for laterally loaded piles it is recommended that these be developed from, and not in lieu of, rational solutions of typical cases. With analytical capabilities currently available, simplification of methods is a matter of convenience rather than of necessity.

The resistance of a laterally loaded pile in soft clay soil does not increase in simple proportion to deflection nor do stresses increase in simple proportion to loading (see Fig 14). Collapse will be much more abrupt with short rigid piles or caissons. Based on this concept are two important recommendations:

- 1) solutions should be made for loads greater than those for ordinary working or design conditions in order to develop an appreciation for the amount of reserve capacity which is available.
- (2) For conditions near maximum resistance, small variations in loading, soil strength, or design correlations should be expected to produce relatively large changes in computed deflections and stresses.

The procedures are intended to express the most probable behavior of a pile in soft clay under the specified conditions or loading. Any allowances for safety are assumed to be provided elsewhere in an analysis.

Acknowledgments

Permission of the research sponsors to publish the information in this paper is deeply appreciated. In addition to Shell Development Company which has provided most of the direct research supervision, the work has been supported by Esso Production Research Company, Chev-

ron Oil Field Research Company, Mobil Research and Development Corporation, and Pan American Petroleum Corporation. Many of the personnel of these companies have contributed significantly in the technical developments.

References

1. Reese, Lyson C. and Hudson Matlock, "Non-dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth," Proceedings, Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Publication No. 29, Bureau of Engineering Research, The University of Texas, Austin, September, 1956.
2. Matlock, Hudson and Lyson C. Reese, "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles," Journal of the Soil Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. SM5, October, 1961, pp. 673-694.
3. Broms, H. B., "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. SM2, Proceedings Paper 3825, March, 1964, pp. 27-63.
4. Matlock, Hudson and Wayne B. Ingram, "Bending and Buckling of Soil-Supported Structural Elements," Paper No. 32, Proceedings, Second Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, July, 1963.
5. Matlock, Hudson and T. Allan Haliburton, "A Program for Finite-Element Solution of Beam-Columns on Nonlinear Supports," a report to The California Company, Shell Development Company and Humble Oil and Refining Company, June 1964, 171 pp.
6. Matlock, Hudson, "Applications of Numerical Methods to Some Structural Problems in Offshore Operations," Proceedings, First Conference on Drilling and Rock Mechanics, The University of Texas, Austin, Texas, January 1963. Also, Journal of Petroleum Technology, Vol. XV, No. 9, September 1963, pp. 1040-1046.
7. McClelland, Bramlette and John A. Focht, Jr. "Soil Modulus of Laterally Loaded Piles," Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, pp. 1049-1063, New York, 1958.

8. Matlock, Hudson, E. A. Ripperger, and Don P. Fitzgibbon, "Static and Cyclic Lateral Loading of an Instrumented Pile," a report to Shell Oil Company, Austin, 1956.

9. Matlock, Hudson, and E. A. Ripperger, "Lateral Loading of an Instrumented Pile with Soil Conditions Varied," a report to Shell Oil Company, Austin, 1957.

10. Matlock, Hudson, and E. A. Ripperger, "Theoretical Analysis and Laboratory Studies of Laterally Loaded Model Pile Segments," a report to Shell Oil Company, Austin, 1957.

11. Matlock, Hudson, E. A. Ripperger, and Lyman C. Reese, "Recommendations Pertaining to the Design of Laterally Loaded Piles," a report to Shell Oil Company, Austin, 1957.

12. Matlock, Hudson and Richard L. Tucker, "Lateral Loading of an Instrumented Pile at Sabine, Texas," a report to Shell Development Company, Austin, 1961.

13. Matlock, Hudson, "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay," a report to Shell Development Company, Houston, 15 September 1962, 71 pp.

14. Matlock, Hudson and E. A. Ripperger, "Procedures and Instrumentation for Tests on a Laterally Loaded Pile," Proceedings, Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Publication No. 29, Bureau of Engineering Research, The University of Texas, Austin, 1956, 39 pp.

15. Matlock, Hudson and E. A. Ripperger, "Measurement of Soil Pressure on a Laterally Loaded Pile," Proceedings, American Society for Testing Materials, Vol. 58, pp. 1245-1259, Boston, 1958.

16. Matlock, Hudson, Discussion of "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles," by Brantlette McClelland and John A. Focht, Jr. (Proceedings, American Society of Civil Engineers, Paper 1081); Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, 1958, pp. 1079-1081.

17. Meyerhof, G. G., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations," Geotechnique, Vol. 2, pp. 301-332, December, 1951.

18. Skempton, A. W., "The Bearing Capacity of Clays," Building Research Congress, Division 1, Part 3, London, 1951, pp. 180-189.

19. Tschebotarioff, G. P., "Retaining Structures," Foundation Engineering, edited by G. A. Leonards, Chapter 5, McGraw-Hill, New York, pp. 438-524, 1962.

20. Reese, Lyman C., Discussion of "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles," by Brantlette McClelland and John A. Focht, Jr., Transactions, American Society of Engineers, Vol. 123, 1958, pp. 1071-1074.

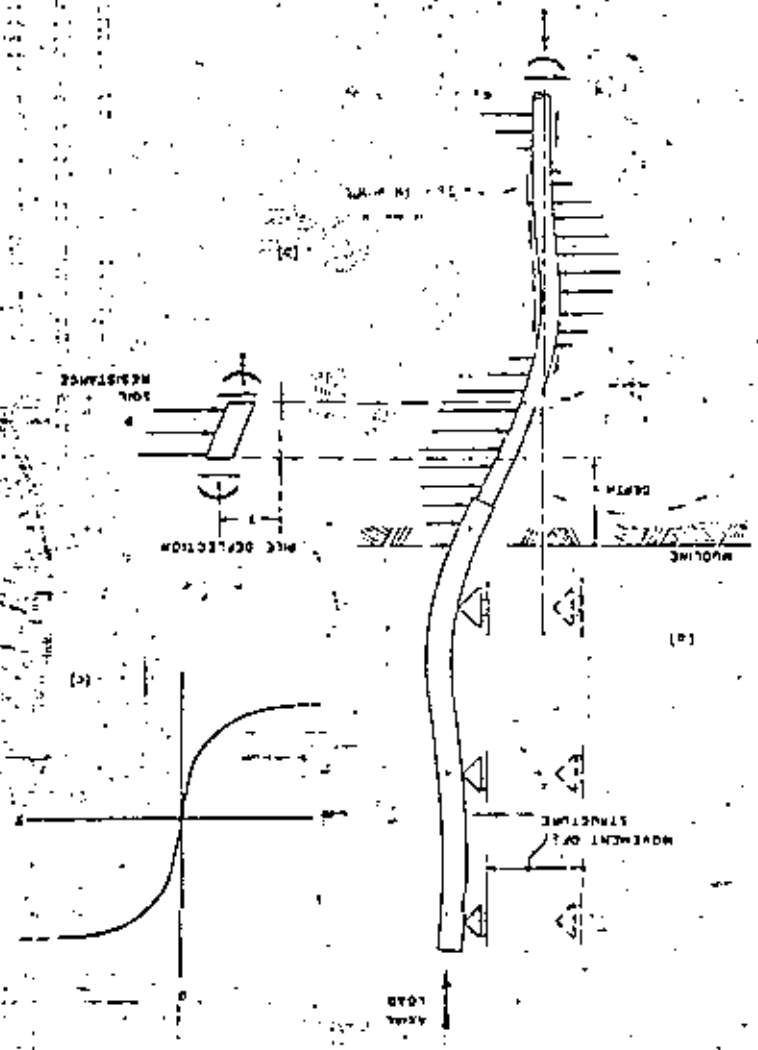
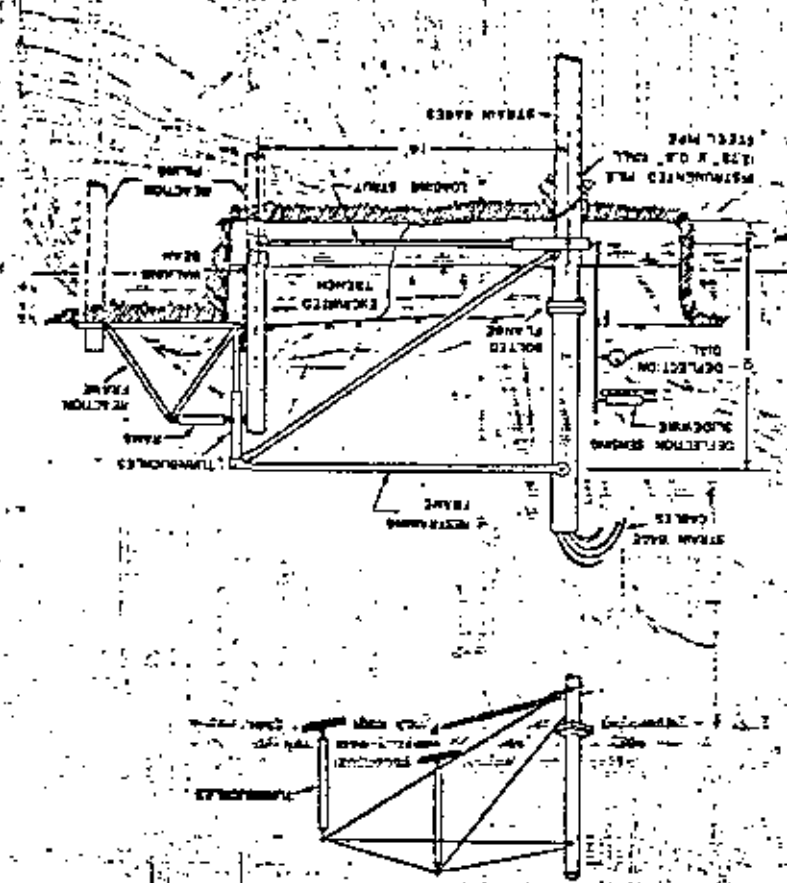
21. Terzaghi, Karl and R. B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, New York, 1948.

The following information is provided for the purpose of...
 The design of laterally loaded piles in soft clay...
 The ultimate bearing capacity of foundations...
 The bearing capacity of clays...
 The soil modulus for laterally loaded piles...
 The retaining structures...
 The soil mechanics in engineering practice...

The following information is provided for the purpose of...
 The design of laterally loaded piles in soft clay...
 The ultimate bearing capacity of foundations...
 The bearing capacity of clays...
 The soil modulus for laterally loaded piles...
 The retaining structures...
 The soil mechanics in engineering practice...

Fig. 1 - A typical example of problems of laterally loaded piles.

Fig. 2 - Arrangements for field tests at various stages.



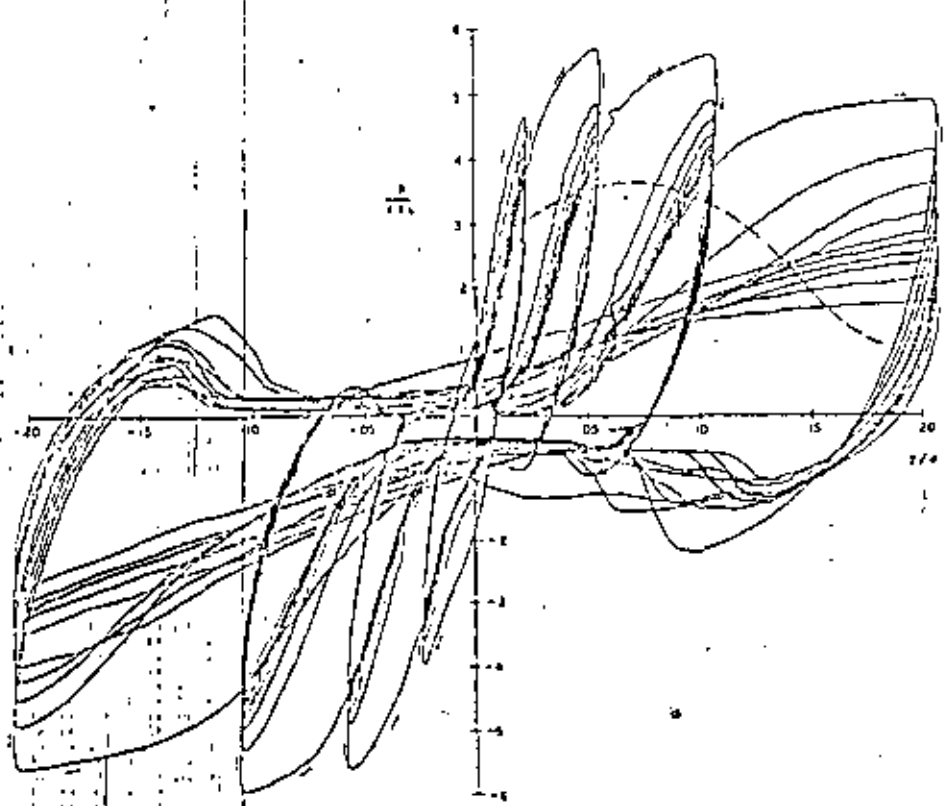
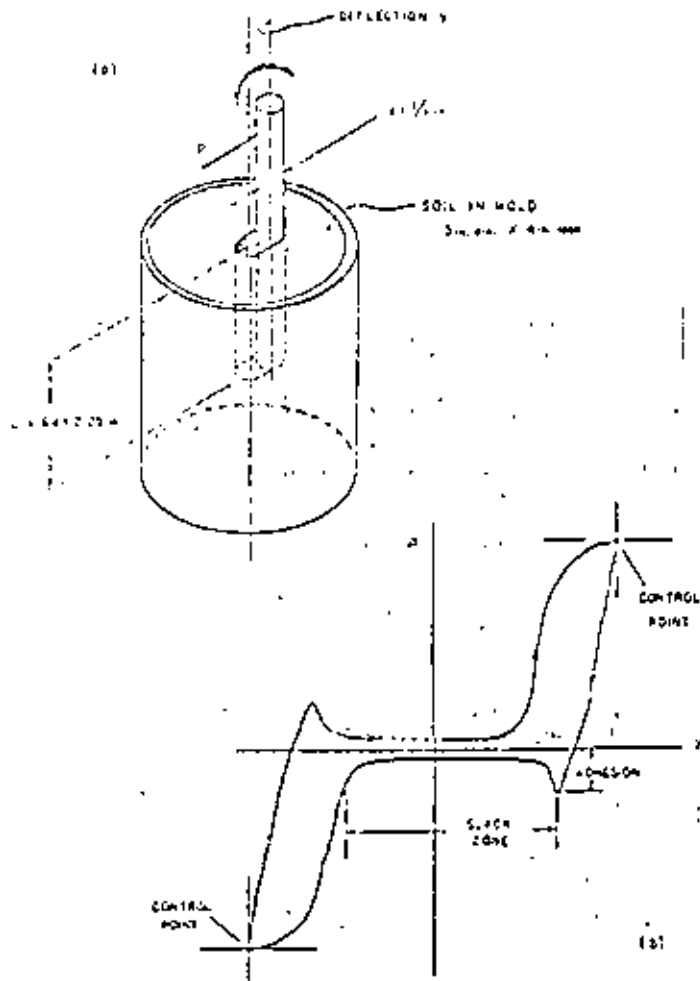


Fig. 2 - Lateral-load test of laboratory model with free water on the soil surface and with control according to preselected maximum displacements.

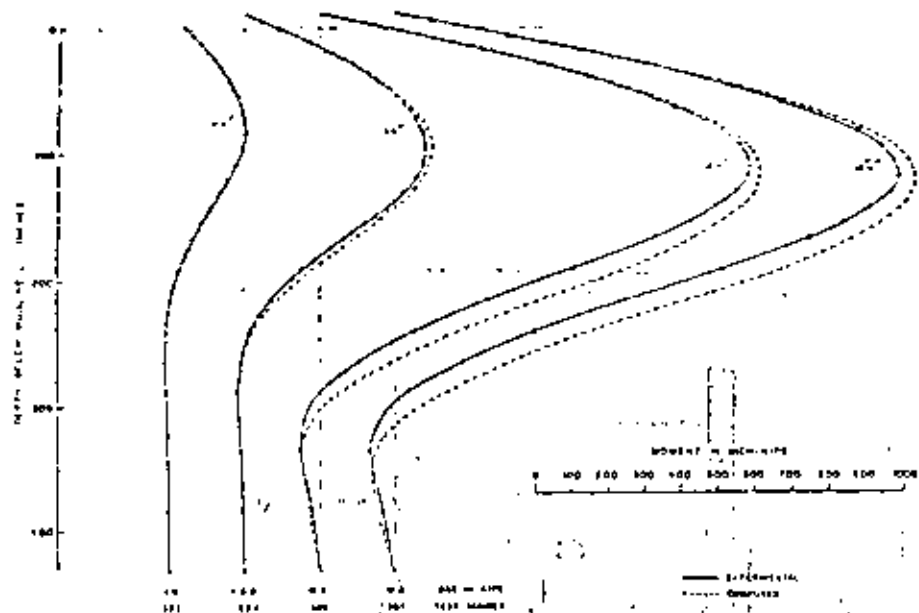


Fig. 8 - Predicted bending moments for Sabine free-head static loadings, compared with experimental results.

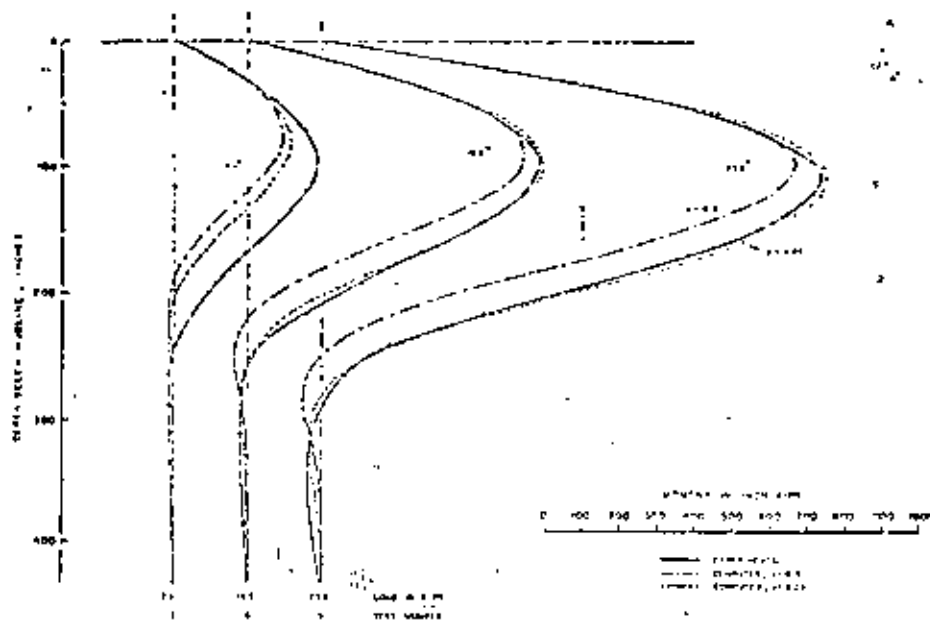


Fig. 9 - Comparison of computed and experimental results for Lake Austin free-head static tests.

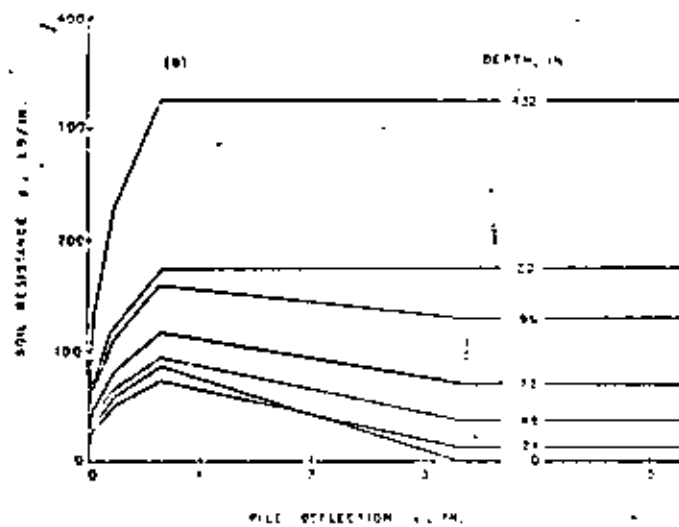
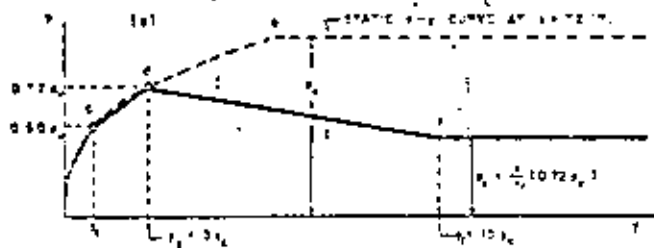


Fig. 10 - Predicted cyclic $p-y$ curves for Sabine clay and 12.75-in. diameter test pile, based on static $p-y$ curves of Fig. 6 (a) typical example, (b) complete family of curves.

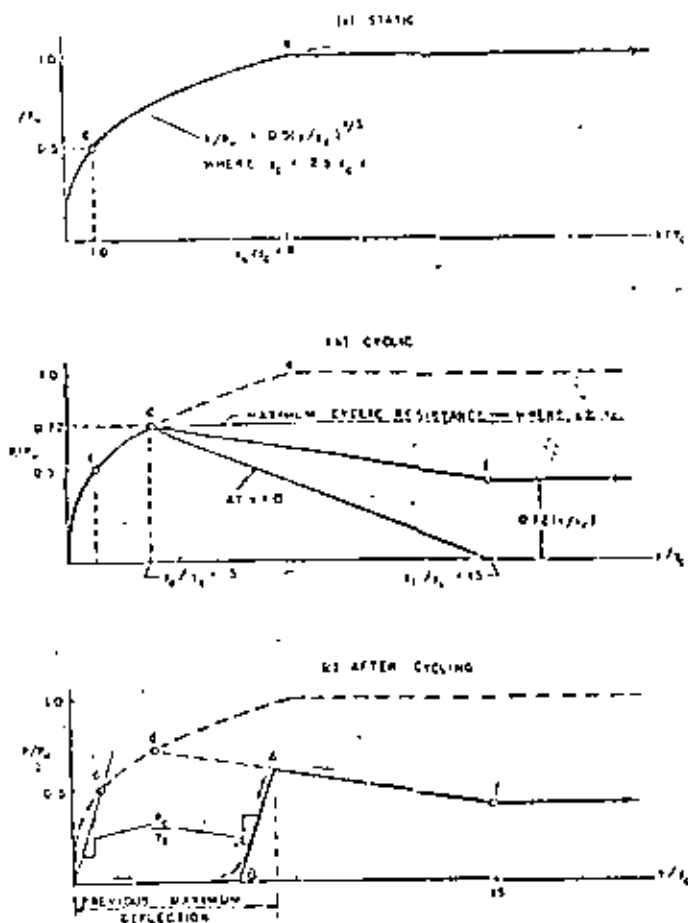


Fig. 5 - Criteria for predicting p-y curves for (a) short-time static loading, (b) equilibrium under initial cyclic loading and (c) reloading after cycling.

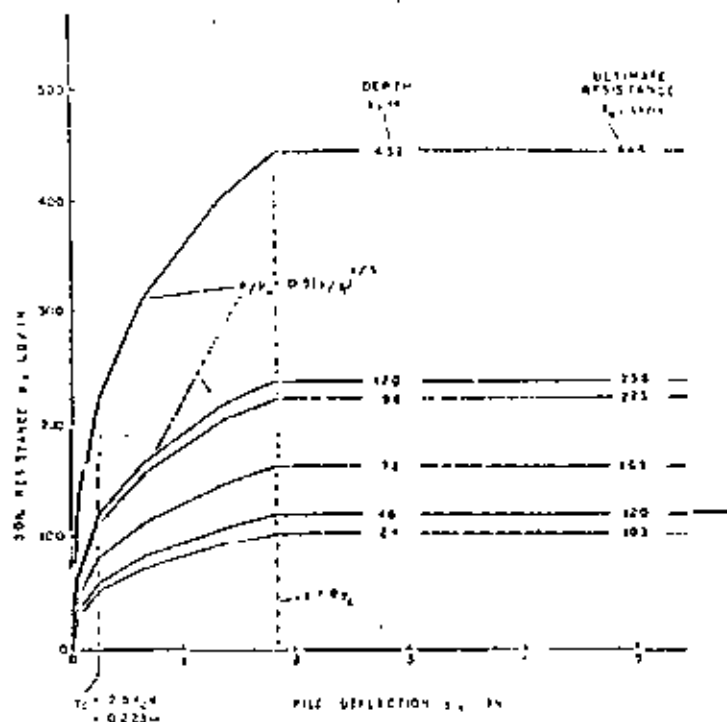


Fig. 6 - Predicted family of p-y curves for Sable clay for short-time static loading.

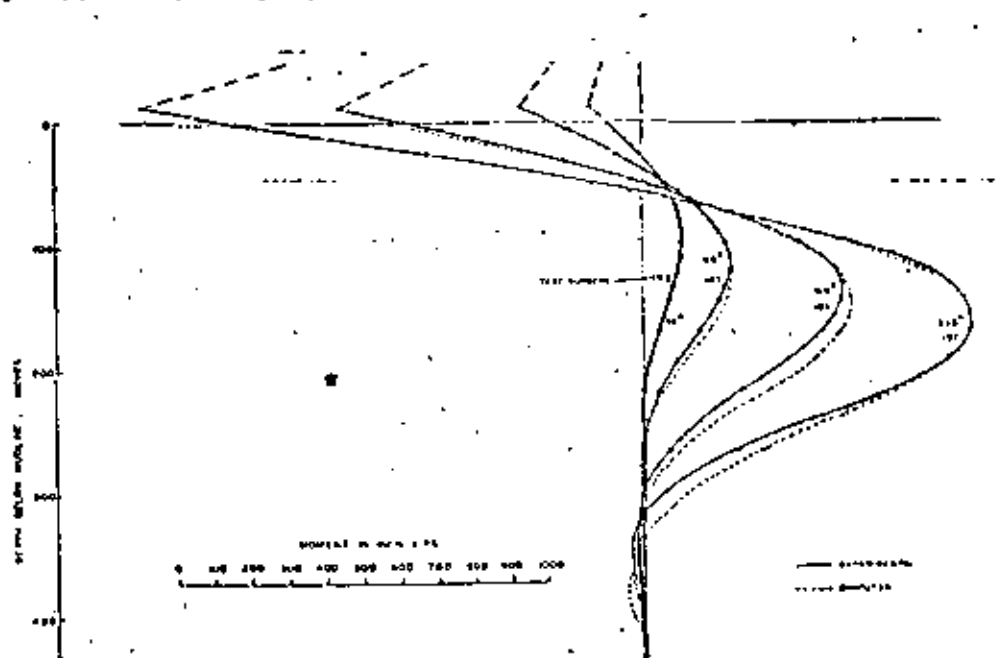


Fig. 7 - Predicted bending moments for Sable restrained-head static loadings, compared with experimental results.

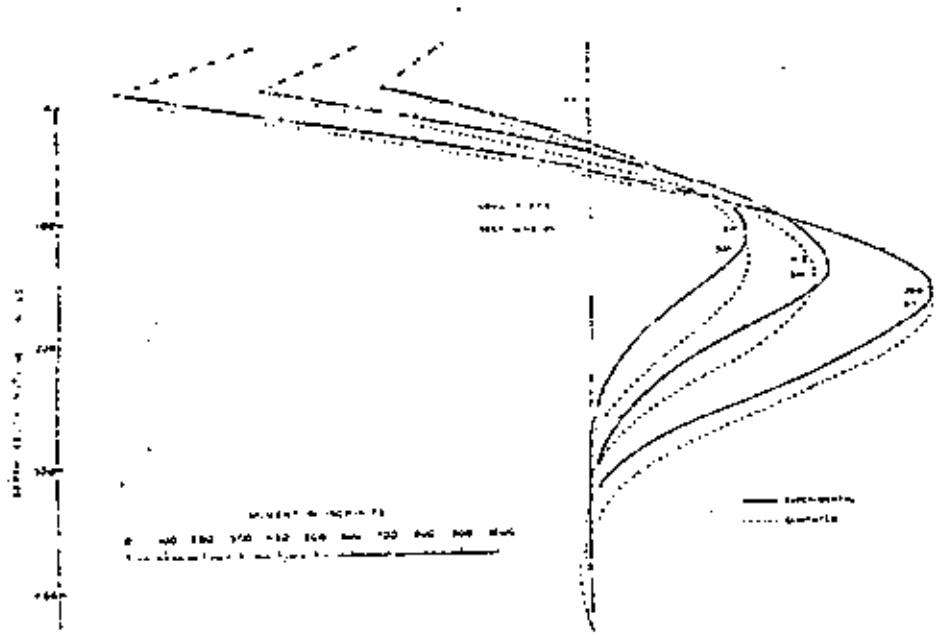


Fig. 11 - Comparison of computed and experimental bending moments for Sabine cantilever-head cyclic loadings.

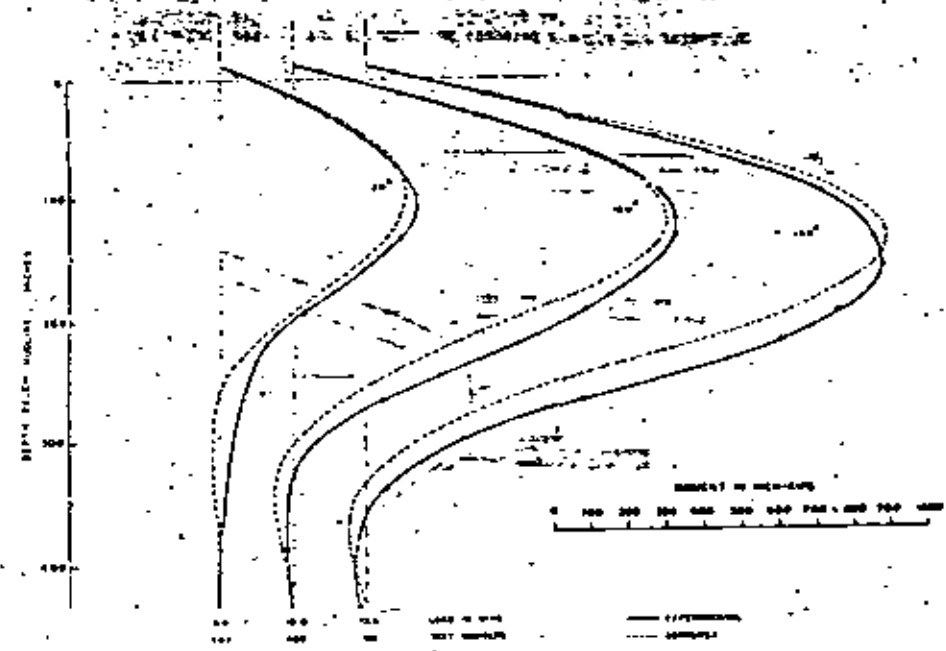


Fig. 12 - Comparison of computed and experimental bending moments for Sabine free-head cyclic loadings.

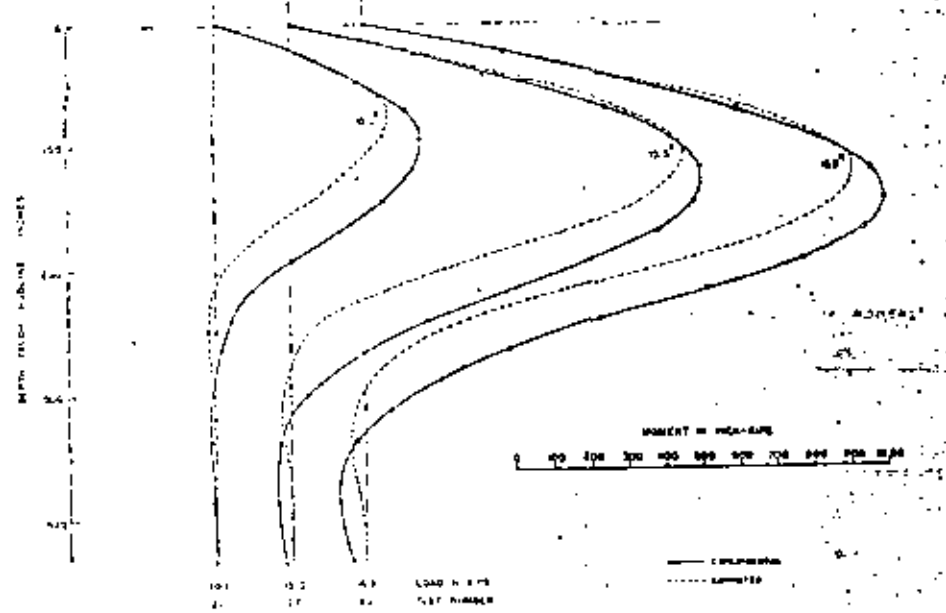


Fig. 13 - Comparison of computed and experimental horizontal bending moments for cyclic loading at load A. The experimental results are based on pry curves obtained for Jol.

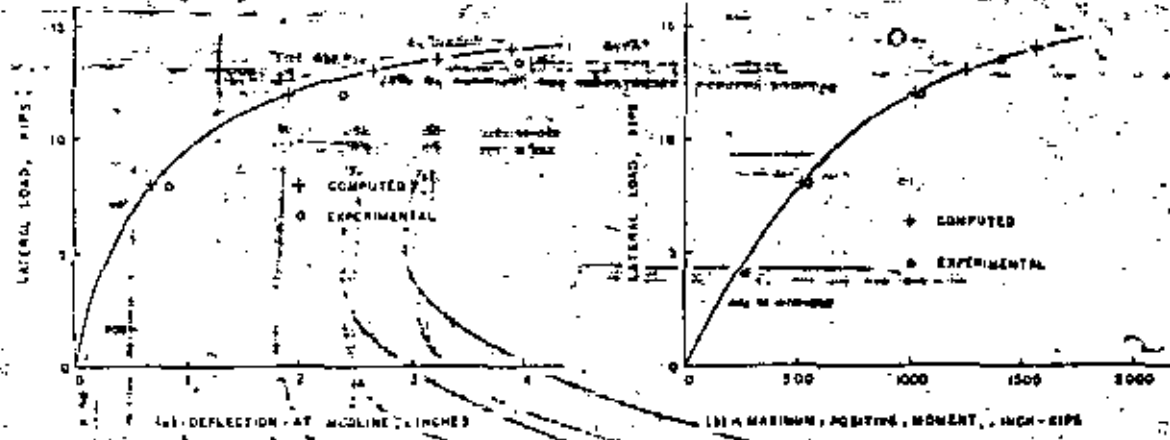


Fig. 14 - Demonstration of rapidly increasing deflections and bending moments near maximum loading. The comparison corresponds to the Sabine free-head cyclic tests.

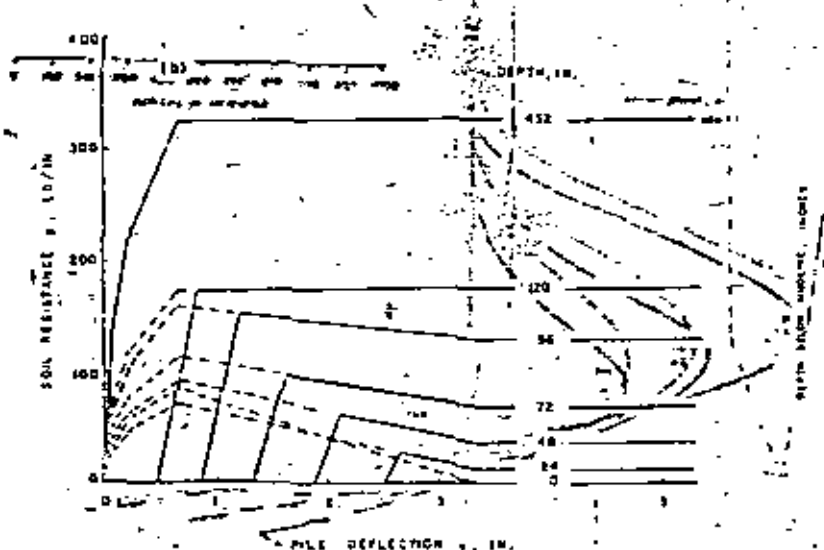
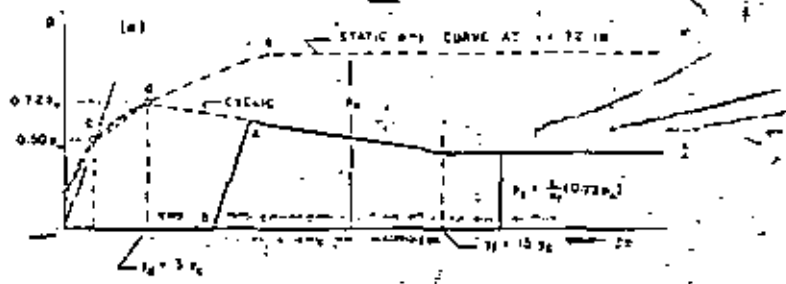


Fig. 15 - Force-deformation curves predicted for reloading after prior cyclic loading to 13.5 kips (a) typical construction (b) complete family of curves as used in computer solution.

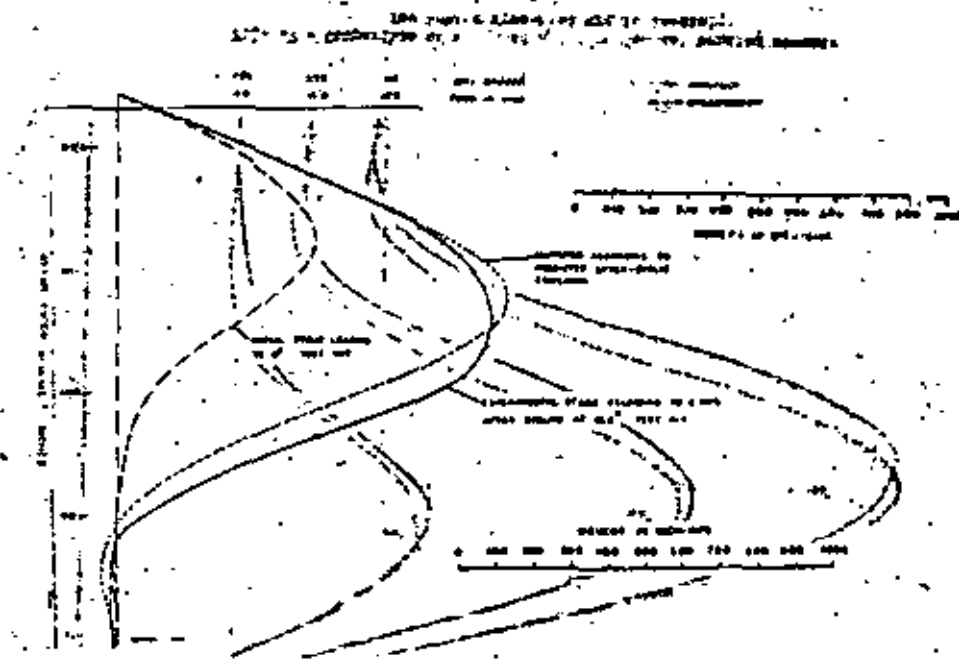


Fig. 16 - Comparison between experimental and computed results for reloading to 8 kips after prior cycling with a 13.5-kip lateral load.

MEMORANDUM

To: _____

From: _____ Date: _____

Subject: _____ File: _____

