

**ASPECTOS GENERALES EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA
PLATAFORMAS PETROLERAS EN LAS COSTAS COLOMBIANAS.**

HELVER LEANDRO HERRERA BENITEZ



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO - MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

**ASPECTOS GENERALES EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA
PLATAFORMAS PETROLERAS EN LAS COSTAS COLOMBIANAS.**

HELVER LEANDRO HERRERA BENÍTEZ

**Proyecto de grado presentado como Requisito para otorgar el título de
Ingeniero Civil**

**Director de proyecto de grado
Ing. ALVARO REY SOTO
Docente Escuela de Ingeniería Civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO - MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

AGRADECIMIENTOS

A DIOS POR DEJARME LLEGAR HASTA ESTE MOMENTO.

A MI MADRE POR EL APOYO INCONDICIONAL, POR LOS REGAÑOS, POR SUS CONSEJOS, POR ESTAR AHÍ EN TODO MOMENTO Y SER LA GUÍA EN MI CAMINO.

A MI HERMANA POR APOYARME SIEMPRE, LA LLEVO EN MI CORAZÓN.

A TODAS LAS PERSONAS QUE CONFIARON EN MÍ Y EN MI CAPACIDAD, GRACIAS POR SU APOYO.

A MIS PROFESORES POR DEPOSITAR SU SABIDURIA EN MÍ.

AL INSITUTO COLOMBIANO DE PETROLEO POR DEJARME SER PARTE IMPORTANTISIMA DE ESTE PROYECTO.

TABLA DE CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	18
OBJETIVOS	20
1. SISTEMAS FIJOS Y FLOTANTES MAR ADENTRO	21
1.1 PLATAFORMAS FIJAS:	23
1.1.1 Estructura pilotada (JACKET).	23
1.1.2 Compliant towers:	24
1.2 PLATAFORMAS POR GRAVEDAD EN CONCRETO:	25
1.2.1 Plataforma Torre (Condeep)	25
1.2.2 Plataforma Manifold.	26
1.3 PLATAFORMAS FLEXIBLES O ARTICULADAS:	27
1.3.1 Plataformas TLP:	27
1.3.2 Plataforma Seastar.	28
1.3.3 Plataforma Spar.	29
1.4 PLATAFORMAS MOVILES	30
1.4.1 Plataformas autoelevables (JACK UP):	30
1.4.2 Plataforma Drill-ship:	31
1.4.3 Plataforma Semi submersibles:	31
1.4.4 Plataforma Floating Production system (FPSO):	32
2. EXPLORACION GEOFISICA	33
2.1 INTRODUCCIÓN:	33
2.1.1 Caracterización del suelo y subsuelo marino	34
2.1.2 Estructura interna de la tierra	35
2.2 EXPLORACIÓN GEOFISICA	37

2.2.1 Que me entrega el estudio geofísico?	37
2.2.2 Metidos geofísicos	38
2.2.3 Programa de exploración geofísica:	39
2.3 EQUIPOS PARA LA CARACTERIZACION DEL SUELO	42
2.3.1 Ecosonda multihaz	42
2.3.2 Sondeo de barrido lateral	45
2.3.3 Perfilador electromecánico o somero	47
2.3.4 Perfilador profundo	48
2.3.5 Hidrófonos	49
2.4 SISTEMAS DE POSICIONAMIENTO Y CONTROL DE LA NAVEGACION	51
2.5 EQUIPOS NECESARIOS	52
3. EXPLORACION GEOTECNICA	54
3.1 MUESTREO DEL FONDO MARINO	55
3.1.1 Que me entrega el estudio geotécnico?	55
3.1.2 Estudios que se realizan	56
3.1.3 Obtención de muestras	58
3.1.4 Método de muestreo indirecto:	58
3.1.5 Muestreador de gravedad Pistón Corer	59
3.2 RECUPERACION DE MUESTRAS DEL LECHO MARINO.	61
3.2.1 Empaque y envío de muestras al laboratorio en tierra	62
3.2.2 Métodos de muestreo indirecto:	63
3.2.3 VELETA REMOTA (sistema de pozo)	65
3.2.4 Veleta remota con marco de carga (sistema de fondo) in-situ	66
3.2.5 Cono penetrómetro	67
3.2.6 Sistema de muestreo rotacional	70
3.2.7 Sistema de muestreo por percusión	70
3.2.8 Aspectos generales de los sistemas muestreadores	71
3.3 PRUEBAS DE LABORATORIO A BORDO	73
3.3.1 Equipos en el laboratorio de la embarcación:	74

3.3.2 Descripción de muestras	74
3.3.3 Determinación del peso unitario	75
3.3.4 Veleta miniatura	75
3.3.5 Resistencia al corte	75
3.4 PRUEBAS DE CAMPO	76
3.4.1 Suelos arcillosos	77
3.4.2 Suelos arenosos	77
3.4.3 Pruebas de laboratorio en tierra	78
3.4.3.1 Prueba índice.	78
3.4.3.2 Limite de Atterberg.	78
3.4.3.3 Peso específico.	79
3.4.3.4 Análisis granulométrico.	79
3.4.3.5 Carbonatos de calcio.	79
3.4.4 Pruebas mecánicas	80
3.4.4.1 Prueba de corte simple directo.	80
3.4.4.2 Consolidación unidimensional.	80
3.4.4.3 Corte simple.	80
3.4.4.4 Pruebas dinámicas.	81
Tabla 4. Pruebas dinámicas según API.	81
3.4.4.5 Columna resonante.	81
3.4.4.6 Corte simple directo cíclico.	82
3.4.4.7 Corte simple directo rápido (consolidado sin drenaje).	82
3.4.4 Presentación de datos geotécnicos	83
3.4.5 Reportes	84
4. ASPECTOS GENERALES EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA PLATAFORMAS FIJAS.	85
4.1 CONDICIONES DE CARGA	89
4.1.1 Expresiones para analizar cada concepto	89
4.1.2 Capacidad de carga axial	90

4.2 SUELOS COHESIVOS	92
4.2.1 Fricción unitaria sobre las paredes del pilote para suelos cohesivos	92
4.2.2 Suelos granulares	96
4.2.3 Criterios de q_c en suelos cohesivos	97
4.2.4 Criterios de q_c en suelos cohesivos-friccionantes	98
4.2.5 Suelos friccionantes	98
4.3 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL EN PILOTES SUJETOS A TENSION	99
4.3.1 Pilotes sujetos a cargas laterales.	100
4.3.2 Diseño por carga lateral	101
4.3.2.1 Capacidad de carga lateral para arcillas blandas.	101
4.3.2.1 Carga vs. deformación en arcillas blandas	102
4.3.2.2 Carga vs. Deformación (P-Y) en arcillas rígidas.	103
4.3.2.3 Carga vs. Deformación (P-Y) en arcillas rígidas.	103
4.3.2.4 Curvas de carga vs. deformación (p-y) en arenas.	104
4.4 DIBUJOS DE SECUENCIA PARA UN PLAN PREESTABLECIDO DE UNA PLATAFORMAS FIJA.	108
5. SISTEMAS DE AMARRE EN PLATAFORMAS PETROLERAS FLOTANTES	112
5.1 SISTEMAS DE AMARRE MÁS UTILIZADOS	113
5.2 PLATAFORMAS CON SISTEMAS DE AMARRE	114
5.3 ANCLAS:	115
5.4 TIPOS DE ANCLAS MÁS UTILIZADAS:	119
5.4.1 Ancla de prueba	119
5.4.2 Ancla bruce:	119
5.4.3 Ancla Stevpris	120
5.4.4 Sistemas de amarre.	121
5.4.5 Sistema de amarre de cadenas	123
5.4.6 Sistema de amarre de cables metálicos.	125

5.4.7 Dibujos de secuencia para un plan preestablecido de amarres combinados.	131
6. PILOTES O ANCLAS A SUCCIÓN.	136
6.1 INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO	137
6.2 GENERALIDADES	137
6.3 PLATAFORMAS FIJAS CON SISTEMA DE ANCLAS DE SUCCIÓN	139
6.4 LÍNEAS DE AMARRE EN ANCLAS DE SUCCIÓN.	142
6.5 TEORÍA DE UNA PILOTE VERTICAL DE SUCCIÓN EN ARCILLA.	143
6.6 DISEÑO EN ESTADO LÍMITE	146
6.7 DISEÑO PRELIMINAR	149
6.8 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA	149
6.9 RESISTENCIA A LO LARGO DE LAS FALDAS AL PENETRAR POR PESO PROPIO	151
6.10 RESISTENCIA AL CORTE A LO LARGO DE LAS FALDAS PENETRADO POR LA FALTA DE PRESIÓN	152
6.11 INSTALACION	152
6.12 PROFUNDIDAD DE PENETRACIÓN POR PESO PROPIO	152
6.13 INSTALACIÓN POR LA FALTA DE PRESIÓN	154
6.14 DIBUJOS DE SECUENCIA PARA INSTALAR UN PILOTE A SUCCION A 6000 FT DE PROFUNDIDAD.	154
CONCLUSIONES:	160
BIBLIOGRAFIA	162

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Tipos de plataformas petroleras marinas.	22
Figura 2. Algunos sistemas de plataformas mar adentro.	22
Figura 3. Plataforma jacket.	24
Figura 4. Plataforma Compliant towers.	24
Figura 5. Plataforma por gravedad Condeep	26
Figura 6. Plataforma Manifold.	27
Figura 7. Plataforma TLP.	28
Figura 8. Plataforma Seastar.	28
Figura 9. Plataforma Spar.	29
Figura 10. Plataforma jackup.	30
Figura 11. Plataforma Drill-ship.	31
Figura 12. Plataforma Semi- submersibles.	32
Figura 13. Plataforma FPSO.	32
Figura 14. Estructura interna de la tierra	35
Figura 15 Perfil tipo de la corteza en un suelo marino.	36
Figura 16. Estructura interna de la tierra.	37
Figura 17. Riesgos geológicos.	38
Figura 18. Embarcación para la exploración geofísica.	40
Figura 19. Embarcación para la exploración geofísica y su distribución de equipos.	41
Figura 20. Ecosonda GPSMAP 178C SOUNDER.	43
Figura 21. Triducer de popa P58 modelo VE66062.	43
Figura 22. DIGITAR PRO.	44
Figura 23. Equipo que proporciona medidas del movimiento de la embarcación TSS DMS 05.	45

Figura 24. Sonar de barrido lateral.	46
Figura 25 SIDE SCAN SONAR (Model SS981).	46
Figura 26. Barrido lateral con un sistema de sonar.	47
Figura 27. Perfilador somero.	48
Figura 28. Perfilador profundo DATASONICS BENTHOS (Model. C3D SARA CAATI).	48
Figura 29. Hidrófono (P-44A 10Hz).	49
Figura 30. Equipos usados en la exploración geofísica (P-44A 10Hz).	50
Figura 31. Velocidades de la onda P (Km/s).	50
Figura 32. Imágenes a color de la batimetría realizada.	51
Figura 33. Sistema de radio enlace Nera Saturn B.	53
Figura 34. Sistema de comunicación entre la embarcación- tierra.	53
Figura 35. Métodos directos para muestreos de suelos.	55
Figura 36. Estudios que se realizan.	56
Figura 37. Selección de las rutas de exploración	57
Figura 38. Mapero del área por cuadrículas de 4x4Km.	57
Figura 39. Muestreador de gravedad.	59
Figura 40. Muestreador de gravedad pistón corer	60
Figura 41. Pistón corer	61
Figura 42. Después de extraídas las muestras.	62
Figura 43. Sistema Dolphin	63
Figura 44. Sistema de veleta remota.	65
Figura 45. Veletas.	66
Figura 46. Veleta remota con marco de carga.	66
Figura 47. Equipo cono penetrómetro	68
Figura 48. Cono penetrómetro	69
Figura 49. Muestreador rotatorio.	70
Figura 50. Muestreador por percusión.	71
Figura 51. Equipos para evaluar la resistencia al corte.	76
Figura 52. Correspondencia de una cimentación con la balanza de khristanovish	88

Figura 53. Resistencia por punta y por fricción lateral.	90
Figura 54. Pilote a tensión	90
Figura 55. Pilote a compresión	91
Figura 56. Grafica según Tomilson.	95
Figura 57. Reacción del suelo sujetas a cargas laterales.	100
Figura 58. Curva de carga Vs. deformación en Arenas.	105
Figura 59. Familia de plataformas fijas.	108
Figura 60. Numero de anclajes para plataformas flotantes.	113
Figura 61. Tipos de plataformas con sistemas de amarre.	114
Figura 62. Partes del ancla.	116
Figura 63. Variables para la penetración del ancla en el lecho marino.	117
Figura 64. Sistemas de amarre en condiciones meteorológicas extremas.	118
Figura 65. Anclas de prueba.	119
Figura 66. Ancla Bruce.	120
Figura 67. Ancla Stevpris.	121
Figura 68. Configuración de los sistemas flotantes.	122
Figura 69. Cadenas con eslabones soldadas en el extremo.	123
Figura 70. Nomenclatura de la cadena.	124
Figura 71. Enlace de conexión Kenter.	124
Figura 72. Partes del cable metálico.	126
Figura 73. Molinete.	129
Figura 74. Anclas a succión.	138
Figura 75. Anclas de succión en una plataforma jacket.	140
Figura 76. Instalación de un ancla de succión	141
Figura 77. Estudios realizados en Anclas de succión.	142
Figura 78. Pilote de succión.	143
Figura 79. Pilote de succión con los principales parámetros	143
Figura 80. DSS. Corte simple cíclico en arcilla para N_{eqv} diferentes	145
Figura 81. Cambio de la tensión y el ángulo de elevación entre el punto de inmersión y la profundidad Pad-eye.	147

Figura 82. Método para la instalación de un pilote de succión.

148

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Tipos de Embarcaciones utilizadas en la exploración geofísica.	40
Tabla 2. Equipo de exploración geofísica.	49
Tabla 3. Pruebas de laboratorio a bordo del barco.	73
Tabla 4. Pruebas dinámicas según API.	81
Tabla 5. Factores de fricción para diferentes tipos de suelos	95
Tabla 6. Valores de ϕ , δ , N_q , considerados según API.	97
Tabla 7. Valores de K_i en arenas sumergidas.	107
Tabla 8. Los diversos factores γ en función del estado límite	148

RESUMEN

TITULO: ASPECTOS GENERALES EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA PLATAFORMAS PETROLERAS EN LAS COSTAS COLOMBIANAS*.

AUTOR: HELVER LEANDRO HERRERA BENÍTEZ.**

PALABRAS CLAVES: MCIMENTACION, PILOTES, PILAS, METODOS, ANALISIS, PROCESOS, JACKET, API, GEOFISICA, GEOTECNIA, FLUKE, LECHO MARINO, BATIMETRIA,

DESCRIPCION:

Es importante conocer varios métodos de análisis constructivos al querer realizar una cimentación para los diferentes sistemas de plataformas petroleras mar adentro, permitiendo seleccionar y ajustar de una manera óptima las necesidades del sitio donde se trabaja. Básicamente este proyecto consta de la recopilación de información sobre los métodos más significativos. La finalidad de esta tesis es dar a conocer los aspectos generales más importantes en el diseño de cimentaciones que se involucran en la incursión de las aguas profundas para la extracción de petróleo. Además se pretenden plasmar todos los aspectos geotécnicos y geofísicos involucrados en la exploración de yacimientos en aguas profundas.

Ante la necesidad energética actual, la industria petrolera Colombiana se ha venido inclinando por el desarrollo y el estudio de nuevas fuentes de energía. Actualmente el programa de exploración petrolera mar adentro es casi nulo, razón por la cual deben hacerse investigaciones de nuevos yacimientos en aguas cada vez más profundas tratando de enfocar con mayor atención al desarrollo tecnológico para el fomento de ahorro en el uso de hidrocarburos.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director Ing. Alvaro Rey Soto

ABSTRACT

TITLE: GENERAL ISSUES IN THE DESIGN OF FOUNDATIONS FOR OIL PLATFORMS IN THE COLOMBIAN COAST*.

AUTHOR: HELVER LEANDRO HERRERA BENÍTEZ**.

KEY WORDS: FOUNDATION, PILES, BATTERIES, METHODS, ANALYSIS, PROCESSES, JACKET, API, GEOPHYSICS, GEOTECHNICAL, FLUKE, SEABED BATHYMETRY.

DESCRIPTION:

It is important to know various methods of constructive analysis in wanting to make a foundation for the different systems of offshore oil platforms, allowing a select and adjust optimally the needs of where they work. Basically this project consists of collecting information of the most significant. The purpose of this thesis is to show the most important general aspects in the design of foundations that are involved in the incursion of deep waters to oil drilling. In addition, seek to capture all aspects involved in geotechnical and geophysical exploration of deepwater fields.

Before the current energy needs, the Colombian oil industry has been leaning by development and the study of new sources of energy. Currently the offshore oil exploration program is almost non-existent, reason why research of new deposits in ever deeper waters should be trying to focus with greater attention to the technological development for the promotion of savings in the use of hydrocarbons. Before the current energy needs, the Colombian oil industry has been leaning by development and the study of new sources of energy. Currently the offshore oil exploration program is almost non-existent, reason why research of new deposits in ever deeper waters should be trying to focus with greater attention to the technological development for the promotion of savings in the use of hydrocarbons.

* Project of grade

** Faculty of engineering fisicomecanicas, school of Civil Engineering, Director Ing. Alvaro Rey Soto

INTRODUCCIÓN

Ante la necesidad energética actual, la industria petrolera Colombiana se ha venido inclinando por el desarrollo y el estudio de nuevas fuentes de energía. Actualmente el programa de exploración petrolera mar adentro es casi nulo, razón por la cual deben hacerse investigaciones de nuevos yacimientos en aguas cada vez más profundas tratando de enfocar con mayor atención al desarrollo tecnológico para el fomento de ahorro en el uso de hidrocarburos.

Es importante tener en la industria Colombiana la asimilación de tecnologías relacionadas a plataformas petroleras fijas tomando los conocimientos correspondientes al diseño de cimentaciones para librar los fenómenos meteorológicos a los que se han de enfrentar en altamar. En cuanto a las diversas actividades enfocadas a la exploración, explotación y procesamiento de hidrocarburos deben ser realizadas con programas que impliquen menores inversiones, por ende las plataformas y sus cimentaciones deben ser diseñadas para soportar las solicitudes a las que estarán expuestas durante su vida útil.

De igual manera es muy importante tener en la industria colombiana la asimilación de tecnología en cuanto a sistemas flotantes debido a la necesidad de expandir la explotación del crudo en aguas profunda y ultra profundas, tomando en consideración todo lo que esto implica como renovación total de los conocimientos correspondientes al diseño de cimentaciones para este tipo de estructuras flotantes que están en constante movimiento y necesitan uno o varios puntos de apoyo para librar los fenómenos meteorológicos a los que se han de enfrentar en altamar.

Esta tesis intenta ser un suplemento a las exigencias contenidas en la especificación del API. Esta tesis no es requisito de especificación, pero realmente proporcionan una práctica recomendada para realizar evaluaciones en los diseños de estructuras de perforación sobre plataformas petroleras mar adentro.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Conocer el avance y los aspectos generales para diseñar cimentaciones en plataformas petroleras mar adentro, ayudando a ponderar el nivel en el que se encuentra nuestro país y a la planeación de un desarrollo competitivo de exploración.

OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Recopilar los métodos analíticos y constructivos más conocidos en cimentaciones para plataformas petroleras mar adentro.
- Seleccionar los métodos más utilizados en el análisis de cimentaciones para plataformas petroleras mar adentro.

1. SISTEMAS FIJOS Y FLOTANTES MAR ADENTRO

Generalidades

ECOPETROL ha definido que se consideran aguas someras hasta los 200m de profundidad; aguas intermedias de 200 a 500m; aguas profundas de 500 a 1500m; y aguas ultra profundas mayores a 1500m. Como dato importante, actualmente el record mundial de profundidad de un pozo petrolero es de 1709 m. de tirante de agua dentro de campo Marlin en Brasil. En Colombia el mayor tirante de agua en el que se ha instalado una plataforma hasta el momento es de 57 metros aproximadamente.

La Agencia Nacional de Hidrocarburos acordó con la Dirección General Marítima la necesidad de realizar una campaña de batimetría de alta resolución en varias áreas de la Zona sur del océano pacifico Colombiano comprendida entre los 15 y 3000 metros de profundidad, cuyo propósito principal es el estudio preliminar de esta área para el desarrollo de futuras exploraciones con miras a determinar la presencia de hidrocarburos en esta zona de gran interés para el país. Razón por la cual se debe emplear plataformas que puedan servir para la exploración y extracción de hidrocarburos a estas profundidades.

Las plataformas petroleras, también llamadas plataformas marinas, se encuentran entre las estructuras más altas construidas para la exploración y extracción de petróleo y gas a grandes profundidades del mar. Las hay en todo el mundo, en la costa este de Canadá, Europa del Este, Medio Oriente, el Golfo de México, Latinoamérica, Mar Mediterráneo, Mar del Norte, el Pacífico Sur, Sur de Asia y oeste de África

Estas plataformas se clasifican según la función que deban cumplir, las plataformas pueden ser de perforación, exploración, explotación, habitacionales, producción, rebombéo, inyección, compresión de gas, enlace o de telecomunicaciones, recuperadoras.

PLATAFORMAS MARINAS:

Estructuras artificiales que se levantan sobre el lecho marino y que sirven de soporte a los equipos de perforación con la finalidad de explorar o explotar yacimientos petrolíferos. Estas pueden ser fijas, semifijas o autoelevables.

Figura 1. Tipos de plataformas petroleras marinas.

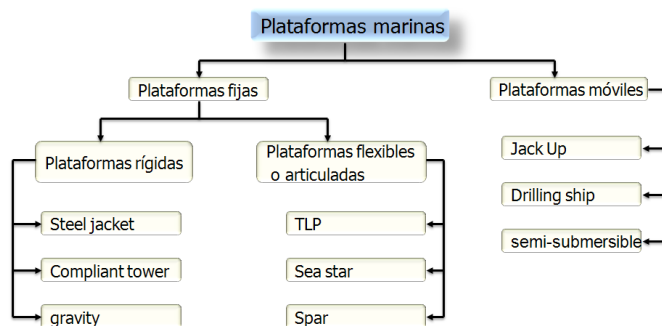
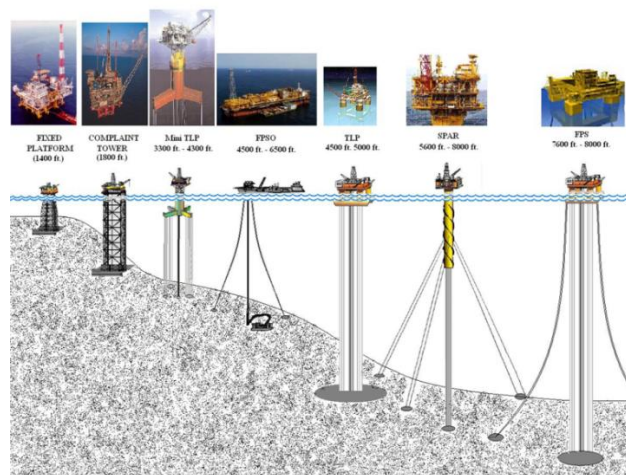


Figura 2. Algunos sistemas de plataformas mar adentro.



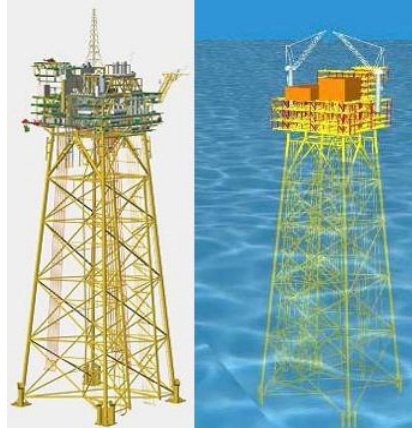
1.1 PLATAFORMAS FIJAS:

Estas plataformas trabajan a compresión, es decir que la distribución de cargas se dirige directamente a la cimentación de dichos sistemas en lecho marino. Las condiciones del suelo donde se va a instalar la plataforma son un factor importante para la determinación del tipo de estructura que se construirá. Cuando las condiciones del suelo son muy buenas, es decir un suelo con características homogéneas y además con superficie plana se recomienda la construcción de una base de concreto en el lecho marino. Por otro lado si los suelos presentan características heterogéneas o suelos muy discontinuos, se recomienda la construcción de estructuras en acero apoyadas sobre pilotes.

1.1.1 Estructura pilotada (JACKET).

Son empleadas en profundidades menores a 137 metros y utilizadas para producción y perforación. Hoy en día son las más utilizadas en aguas someras. En este tipo de estructuras las columnas principales son fabricadas con tubos de acero huecos con la finalidad de que en su interior aloje a los pilotes formando así un sistema de camisa, de tal manera que los pilotes puedan ser hincados a través de sus piernas penetrando al subsuelo para asegurar su estabilidad. Al igual que las (JACK UP) poseen piernas con pequeños tubos cruzados y arriostrados. Las piernas están levemente inclinadas en cada esquina y son necesarias para asegurar la estabilidad estructural al cimentarse en arcilla blanda.

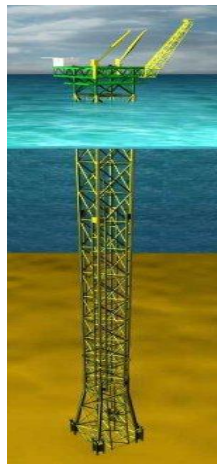
Figura 3. Plataforma jacket.



1.1.2 Compliant towers:

Estas plataformas consisten en torres delgadas flexibles unidas por muchos apoyos convencionales de cubierta, son utilizadas para las operaciones de perforación y producción. Están diseñadas para sostener importantes desviaciones laterales debidas a fuerzas externas medioambientales, y se utilizan normalmente a profundidades que van desde 450 a 900 m. Actualmente casi no se utilizan estos sistemas debido a su elevado costo, se aconseja trabajar con sistemas flotantes a estas profundidades.

Figura 4. Plataforma Compliant towers.



1.2 PLATAFORMAS POR GRAVEDAD EN CONCRETO:

Tales estructuras están siendo utilizadas para profundidades cercanas a 254 metros. Se caracterizan por tener un grupo de tanques para almacenar petróleo los cuales descansan sobre el lecho marino. Estas estructuras se soportan así mismas en virtud de su peso propio apoyado sobre el fondo marino, se aconseja instalarse en zonas de aguas hostiles, o aguas muy tranquilas y en suelos muy rígidos. Existen básicamente dos diseños de plataformas que se han desarrollado efectivamente, estas son:

- Plataformas torre (Condeep).
- Plataforma Manifold.

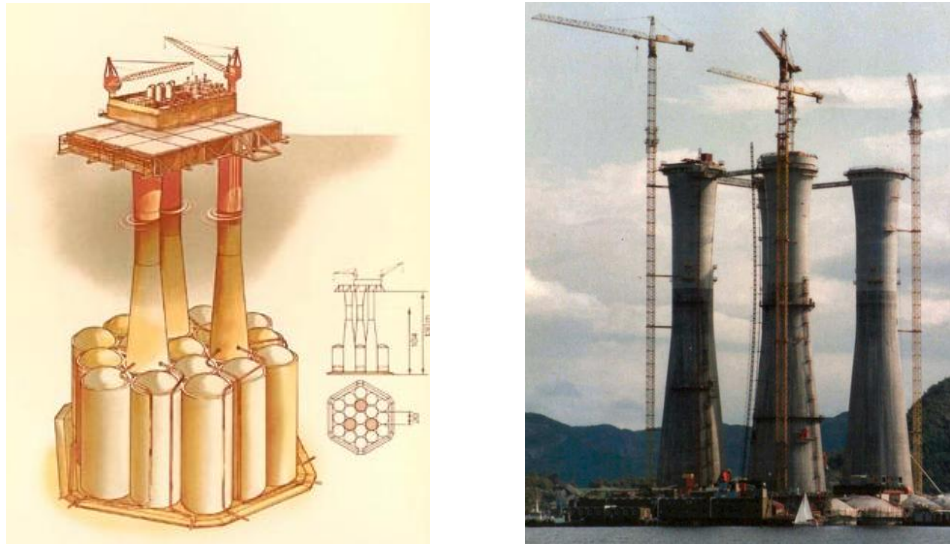
Se diferencian una de la otra en la forma de elevar las estructuras a partir del suelo marino. Tienen una gran desventaja ante las demás plataformas y es su elevado precio.

1.2.1 Plataforma Torre (Condeep)

Condeep (*Concrete deep water structure*). Estas plataformas contienen 3 ó 4 columnas en concreto, en la parte inferior las columnas nacen con un diámetro de 22 metros y se mantienen hasta una altura cercana a los 100 metros donde la sección se reduce a 6 metros de diámetro para después seguir subiendo. Se caracteriza básicamente por contener bóvedas ubicadas por encima de la cimentación, que conforman un grupo de celdas o células cilíndricas o rectangulares donde descansa un grupo de tanques para almacenar petróleo. Por debajo de las celdas se refuerza la cimentación por medio de concreto en los bordes que impiden el movimiento lateral de la plataforma sobre el fondo marino. En los bordes de la cimentación existen clavijas que penetran el fondo marino fijando aún más la estructura. Como dato curioso la plataforma Condeep con más

altura hasta la fecha se llama Troll construida en Noruega, con una altura total de 472 metros, para estabilizarla se tuvo que excavar 35 metros en el lecho marino.

Figura 5. Plataforma por gravedad Condeep



1.2.2 Plataforma Manifold.

Se caracteriza por tener paredes verticales circulares unidas por paredes radiales de aproximadamente 15 metros de altura que rigidizan el sistema, formando una sola estructura cercana a los 100 metros de diámetro. En el eje central de la estructura se acomoda un cilindro lobular vertical con un diámetro cercano a los 60 metros que a su vez contiene 6 cilindros huecos verticales con diámetros cercanos a los 9 metros, cada cilindro esta reforzado por un diafragma radial de 0.55 metros de espesor. En la parte superior del cilindro lobular se ubica una pared protectora de 4 metros de espesor rigidizada hasta arriba con vigas reforzadas, y así sucesivamente hasta obtener la altura ideal cercana a los 254 metros.

Figura 6. Plataforma Manifold.



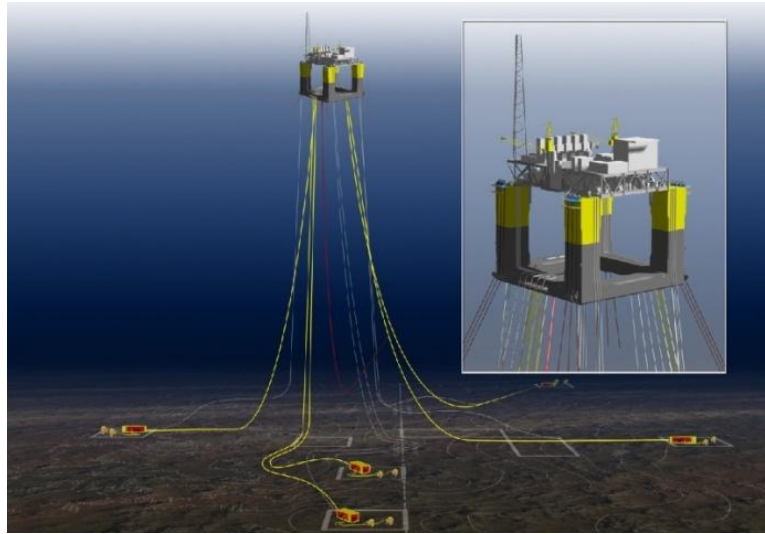
1.3 PLATAFORMAS FLEXIBLES O ARTICULADAS:

Estos sistemas son los más utilizados actualmente en aguas profundas y ultra profundas, existen varias configuraciones de plataformas flexibles las cuales son destinadas a realizar varias funciones dependiendo el sitio la profundidad y otras variables. Estas variables juegan un papel fundamental a la hora de seleccionar el sistema que mejor se me comporte. La construcción de estas plataformas tiene una gran complejidad ocasionada por la inexactitud de datos recolectados in-situ que se realizan con estas condiciones y su escasa información recolectada. Entre las plataformas marinas más conocidas tenemos:

1.3.1 Plataformas TLP:

Los sistemas TLP (tensión Leg Platform) son estructuras flotantes amarradas verticalmente y se utiliza normalmente para la producción de petróleo o de gas mar adentro, y es adecuada para profundidades de agua superior a 300 metros.

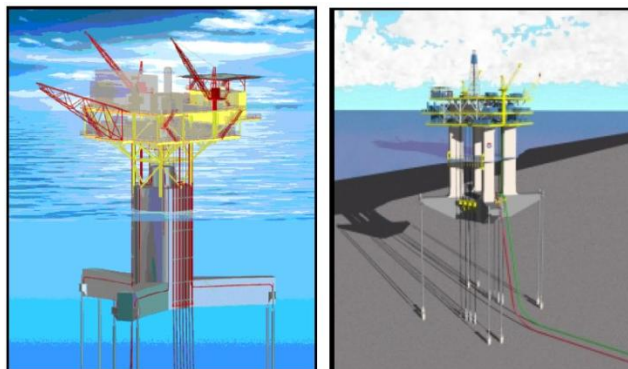
Figura 7. Plataforma TLP.



1.3.2 Plataforma Seastar.

La plataforma consta de un casco inferior hueco flotante en forma de estrella de mar, que se puede llenar de agua para aumentar la estabilidad de la plataforma contra el viento y el movimiento del agua, unida en sus extremos por medio de tendones o piernas que están en constante tensión impidiendo el movimiento vertical, conectándola hasta el fondo marino de la plataforma. Pueden operar a profundidades de 500 a 3500 pies ó 152.4 a 1066.8 metros de profundidad.

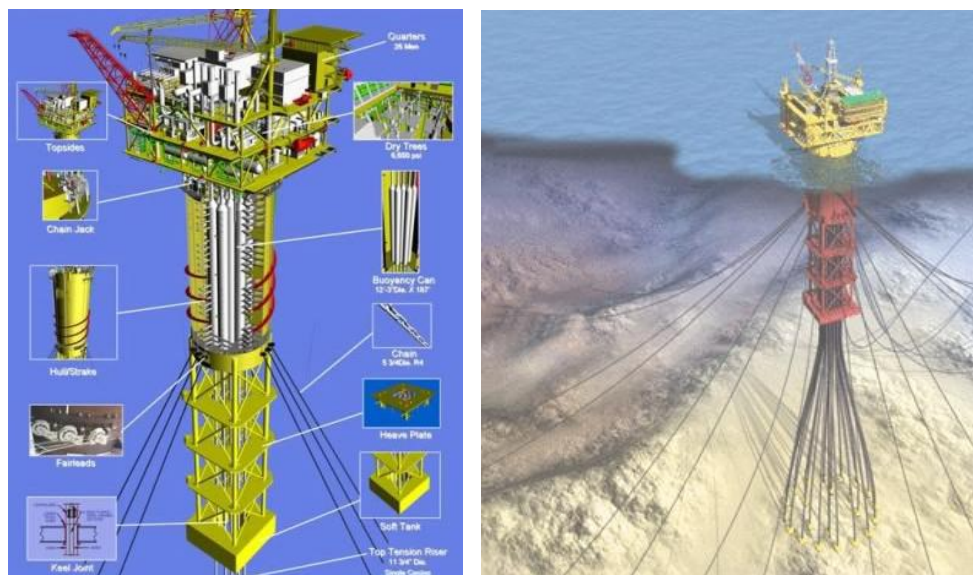
Figura 8. Plataforma Seastar.



1.3.3 Plataforma Spar.

Consiste en un de cajón flotante hueco y cilíndrico, similar a una gran boya. Unida por cuatro sistemas principales que son el casco, los puntos de amarre, topsides y bandas. Utilizados para la perforación, producción, o ambos. Este cilindro o mástil contiene bandas que producen movimientos característicos muy favorables en comparación a otros sistemas flotantes, la sección interior también está inundada pero puede ser económicamente configurada para el almacenamiento de petróleo, es excelente para operar en profundidades de 1500 a 10000 pies ó 457.2 a 3048 metros.

Figura 9. Plataforma Spar.



1.4 PLATAFORMAS MOVILES

1.4.1 Plataformas autoelevables (JACK UP):

Plataforma de perforación exploratoria, la mayoría de los programas de investigación Geotécnica se realizan con este sistema en particular, estas plataformas suelen tener de tres a seis piernas con motores que ajustan la altura de la cubierta sobre las piernas (es decir que son autoelevables apoyadas en el fondo marino). Las piernas suelen ser tubulares y están diseñadas para operar hasta 100 metros de profundidad, además este sistema se caracteriza por ser móvil.

Figura 10. Plataforma jackup.



1.4.2 Plataforma Drill-ship:

Un Drill-ship es un buque que ha sido equipado con aparatos de perforación, utilizado para la exploración de nuevos pozos de petróleo o gas en aguas profundas, pero también puede ser utilizado para perforación científica. La mayoría de Drill-ship están equipadas con un sistema de posicionamiento dinámico para mantener la posición del barco. Se pueden profundizar en profundidades de hasta 3660m.

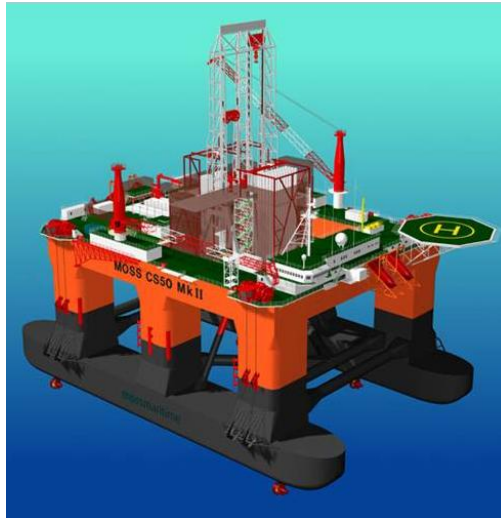
Figura 11. Plataforma Drill-ship.



1.4.3 Plataforma Semi submersibles:

Estas plataformas tienen cascos (columnas y pontones) de flotabilidad que se pueden mover de un lugar a otro. Puede desplazarse hacia arriba o hacia abajo alterando la inundación de los tanques de flotabilidad. Pueden conservar su lugar por medio de posicionamiento dinámico. Se pueden utilizar en profundidades de (60 a 3050 metros).

Figura 12. Plataforma Semi- submersibles.



1.4.4 Plataforma Floating Production system (FPSO):

Estas plataformas flotantes están amarradas a un lugar por periodos prolongados, y no es realmente de perforación de petróleo o gas, se utilizan exclusivamente con fines de almacenamiento. Están equipados con instalaciones de procesamiento.

Figura 13. Plataforma FPSO.



2. EXPLORACION GEOFISICA

2.1 INTRODUCCIÓN:

Los estudios de los suelos nos proporcionan la información necesaria para la identificación geológica del sitio. Hoy en día la exploración geofísica es considerada como parte integral de las investigaciones geológicas y geotécnicas, requeridas para el diseño de las cimentaciones.

La exploración geofísica tiene como objetivo principal determinar de manera indirecta, las características naturales y artificiales de un lugar, permitiendo definir las localizaciones de las plataformas marinas para implementar pozos exploratorios o productores, durante su desarrollo se deberán detectar anomalías tales como: fallas geológicas, cambios litológicos, formaciones coralíferas, cuerpos geológicos sub-superficiales, brotes o manifestaciones superficiales de gas, erosiones, socavaciones, deslizamientos internos en taludes sobre el lecho marino, rocas en el fondo marino, y otros rasgos de potencial importancia. Además me proporciona valiosa información sobre presencia de burbujas de gas potencialmente peligrosas. Todos estos datos son los responsables de tomar decisiones sobre la selección del sitio de instalación del tipo de estructura y del diseño de cimentación. Para la mayoría de los estudios geofísicos, básicamente se requerirán tres tipos de datos:

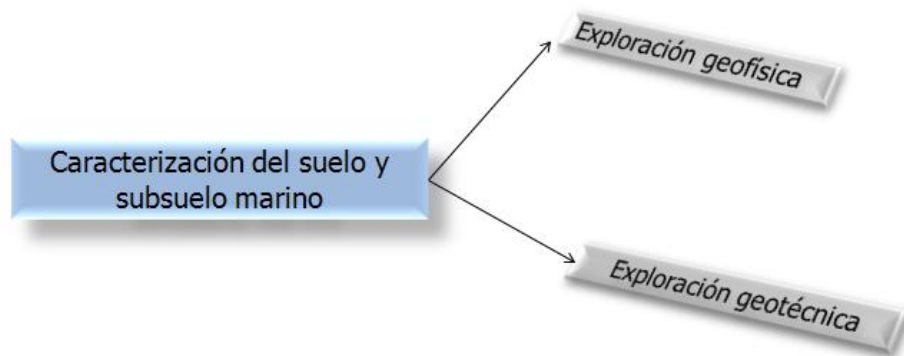
- Datos que muestren una vista en planta del fondo marino y de cualquier objeto depositado en él.
- Perfiles del fondo marino, rocas del subsuelo y estratos de sedimento.
- Un plano de riesgos geológicos.

Estos datos se obtendrán por medio de líneas de cuadrículas trazadas previamente. Los datos geofísicos se tomarán como primera medida para contar con información acerca de las condiciones geológicas y la continuidad lateral de unidades de rocas y de sedimentos sobre áreas relativamente grandes. Se harán ensayos y muestreos en lugares específicos seleccionados para tener un valor cuantitativo sobre las propiedades físicas, esta información será utilizada para ajustar los perfiles geofísicos. Los perfiles ajustados se utilizan para estimar las propiedades físicas de zonas donde no se han hecho muestreos.

Para tener datos más confiables se deben realizar en conjunto los estudios geofísicos y el muestreo, así se puede obtener información más real y confiable en lo que tiene que ver con la distribución, naturaleza y propiedades físicas de los materiales.

En este capítulo se describirán las razones para realizar los estudios costa afuera, resumiremos algunas técnicas y equipos geofísicos básicos de alta resolución. Además se mencionará también algunos aspectos para interpretar datos y condiciones geológicas del sitio. En este capítulo se proporcionará una pequeña guía que les servirá a todas aquellas personas a las que les interese el tema en cuanto a estudios geofísicos mar adentro.

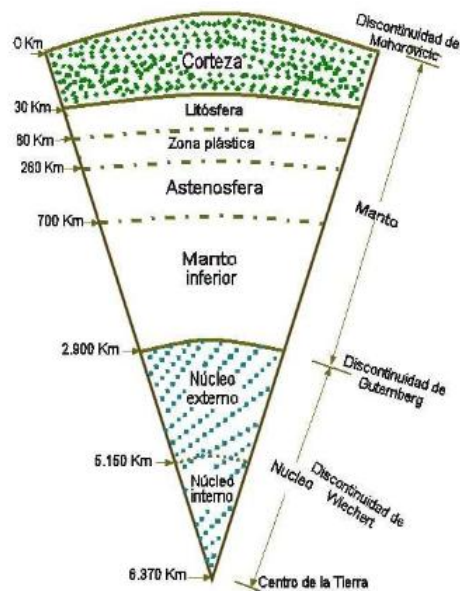
2.1.1 Caracterización del suelo y subsuelo marino



Para caracterizar un suelo marino se deben realizar exploraciones geotécnicas y geofísicas insitu, con el propósito de generar información con alto grado de exactitud. Los resultados del estudio geofísico que se realicen deben estar integrados a los resultados del estudio geotécnico obtenido de la exploración. En el estudio geotécnico se obtendrán muestras del lecho marino las cuales se analizarán en laboratorios generando las características del suelo que me permitirá diseñar una cimentación para determinado sistema de plataforma petrolera offshore.

2.1.2 Estructura interna de la tierra

Figura 14. Estructura interna de la tierra



Corteza: va desde la superficie hasta la discontinuidad de Mohorovicic, es la zona con más heterogeneidad lateral dividida por una zona oceánica y una continental.

Oceánica (5-10 Km): está constituida por una capa de agua, una capa de sedimentos, un basamento ígneo con una delgada capa de lavas (0.5 Km) y por intrusiones de gabros.

Continental: (30-40 Km en los escudos antiguos y 50-60 Km en las cadenas montañosas jóvenes).

Manto superior: Va desde la discontinuidad de Mohorovic hasta unos 670 Km.

Manto inferior: Va desde los 670 Km hasta los 2890. Composición poco conocida (óxidos y silicatos de hierro y magnesio con estructura similar a la perowskita).

Núcleo: Va desde los 2889 Km hasta los 6136 Km,

Figura 15 Perfil tipo de la corteza en un suelo marino.

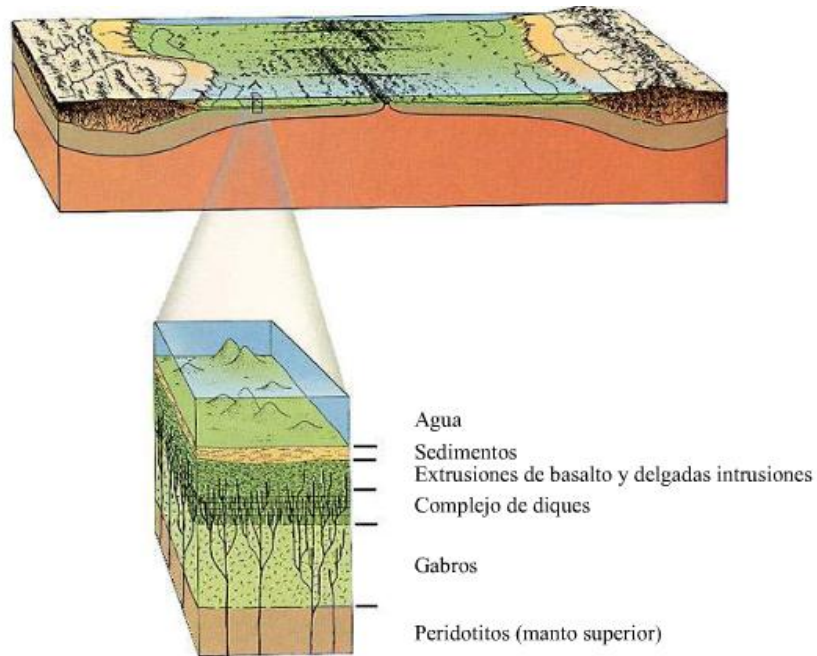
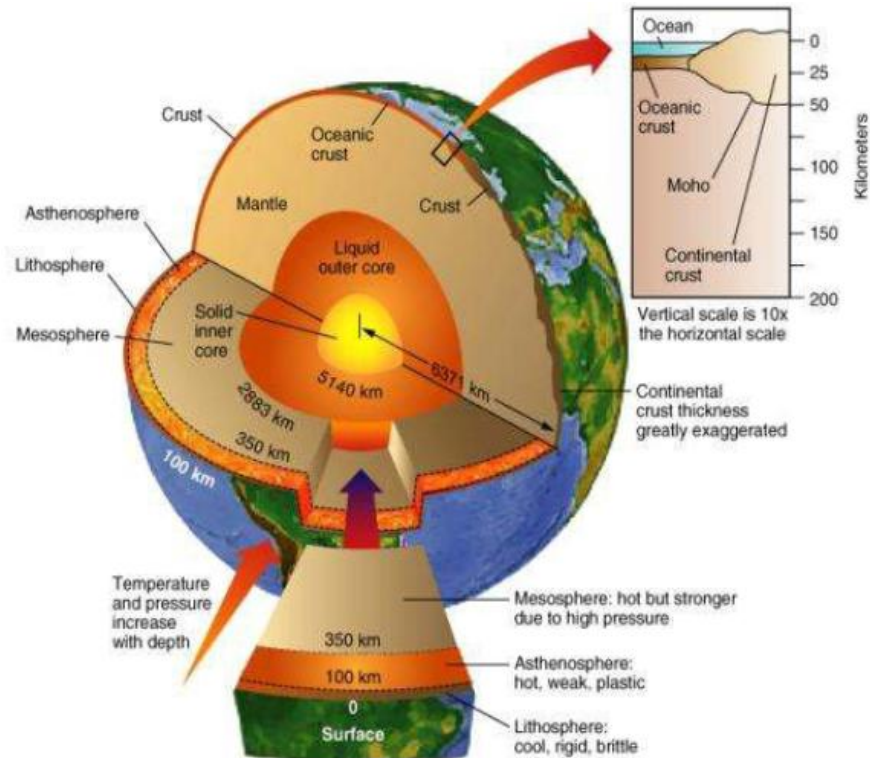


Figura 16. Estructura interna de la tierra.



2.2 EXPLORACIÓN GEOFISICA

GEOFISICA: Estudia la tierra desde el punto de vista de la física, usando para sus estudios métodos cuantitativos como la física de reflexión y refracción entre otros para la ubicación de yacimientos de hidrocarburos así como para estudiar el interior de la tierra.

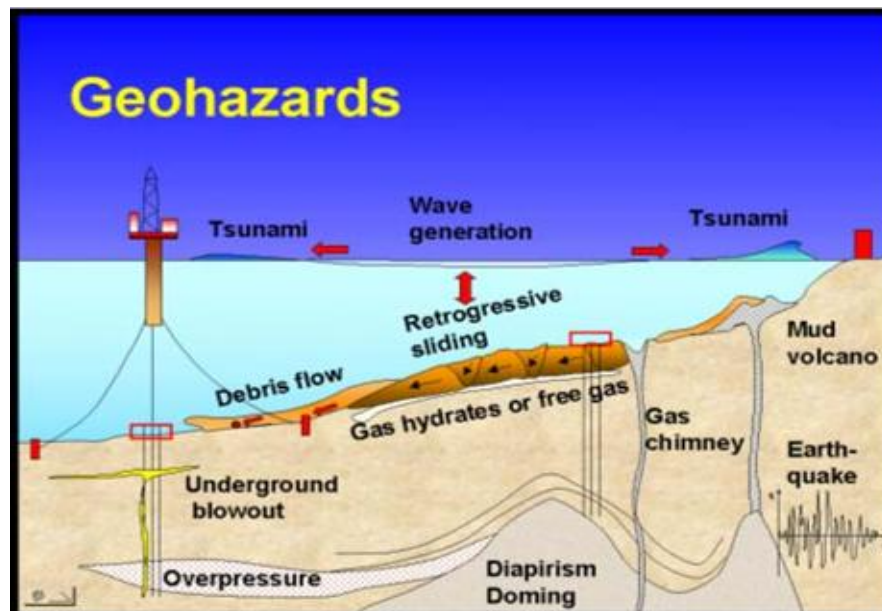
2.2.1 Que me entrega el estudio geofísico?

La exploración geofísica básicamente me entrega datos acerca de fallas geológicas, cambios litológicos, formaciones coralíferas, cuerpos geológicos sub-superficiales, brotes o manifestaciones superficiales de gas, erosiones,

socavaciones, deslizamientos internos en taludes sobre el lecho marino, rocas en el fondo marino, y otros rasgos de potencial importancia.

Datos que muestren una vista en planta del fondo marino y de cualquier objeto depositado en él. El perfiles del fondo marino, rocas del subsuelo y estratos de sedimento. Y un plano de riesgos geológicos.

Figura 17. Riesgos geológicos.



2.2.2 Metidos geofísicos

Sísmica multicanal: Representa la estructura del subsuelo por propagación de sonido.

Eléctrico: Me permite medir algunas características del suelo por medio de Conductividad eléctrica.

Magnetométrico: Permite conocer los campos de fuerzas naturales que se presentan en el suelo y subsuelo.

Gravimétrico: Mide la densidad de determinada zona profunda de suelo.

Radiométrico: mide la radioactividad que se presenta en determinada zona de suelo.

Básicamente estos métodos consisten en determinar la variación del subsuelo mediante factores naturales de las estructuras del subsuelo.

2.2.3 Programa de exploración geofísica:

Para hacer una exploración geofísica se necesita una embarcación adaptada para este tipo de trabajos y se debe conseguir en base al equipo que se empleará, se deberán definir las áreas de trabajo que dependerán de la magnitud del barco. La descripción de la embarcación no es interés para esta tesis. Pero lo que nos interesa es que el barco tenga capacidad para trasportar un equipo geofísico básico, pues básicamente se trata de hacer estudios cuantitativos. Tratar de no llevar a bordo equipo muy grande para la toma de muestras detalladas, y por ende no se necesita llevar torres de perforación.

Figura 18. Embarcación para la exploración geofísica.



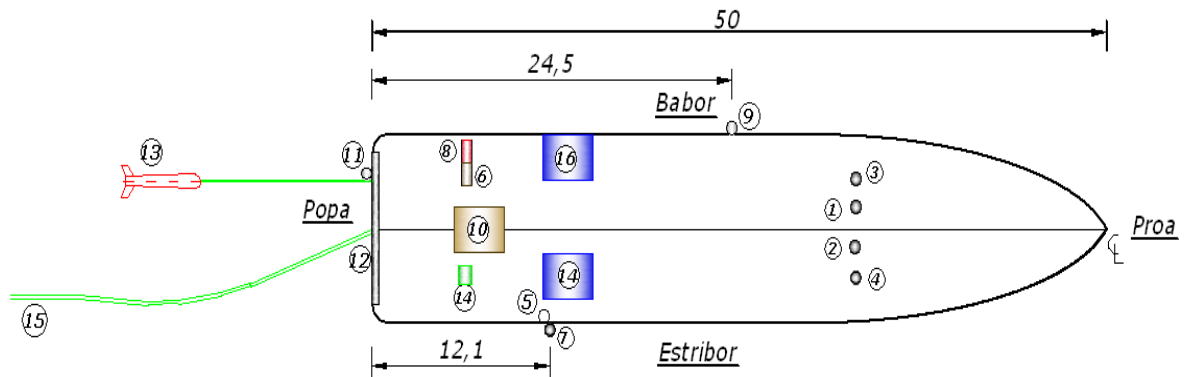
Algunas de las características sobre algunas embarcaciones utilizadas en la exploración geofísica se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 1. Tipos de Embarcaciones utilizadas en la exploración geofísica.

DIMENSIONES	SURVEYOR	INGENIERO	PERKINS	PHOLAS	SEAPROBE
largo (m)	37,18	50	56	99,1	57,9
Ancho (m)	9,14	10	11,6	15,2	12,19
Calado (m)	2,13	3,83	4,3	9,1	3,04
Desplazamiento (m)	132,12	177,67	199	595	205,75
Altura de la grúa (m)	20	26,35	16,2	32,9	16,74
Prof. Máx. de operación (m)	505,91	608,35	762	1076	787
posicionamiento	4 puntos	4 puntos	4 puntos	4 puntos	4 puntos

A continuación se muestra una figura del barco con sus ubicaciones de los equipos dentro de él:

Figura 19. Embarcación para la exploración geofísica y su distribución de equipos.



1. Antena GPS DEL TAFIX.
2. Antena GPS SKYFIX.
3. Antena DGPS DELTAFIX.
4. Estructura del TRACKPOINT.
5. Estructura de ecosonda.
6. Estructura del perfilador somero.
7. Malacate del muestreador de gravedad.
8. Malacate del sonar de barrido lateral.
9. Malacate de hidrófonos del perfilador profundo.
10. Polea del sonar de barrido lateral.
11. Estructura del muestreador de gravedad.
12. Pescado (tow fish).
13. Malacate de pistola de aire.

14. Hidrófonos del perfilador profundo.

15. Compresor de aire del perfilador profundo.

Para la caracterización del lecho marino en especial el cuaternario (Resiente), se emplea la geofísica de alta resolución, compuesta de equipos que generan cuatro rangos de frecuencias diferentes, con el fin de recopilar información precisa. La interpretación de los datos se hace conjuntamente con los registros que se obtienen, los cuales serán correlacionados con las muestras que serán extraídas con el muestreador por gravedad y con los resultados de los sondeos geotécnicos.

2.3 EQUIPOS PARA LA CARACTERIZACION DEL SUELO

Ecosonda multihaz para batimetría e inspección.

Sonar de barrido lateral para una imagen detalla del fondo marino e identificación de riesgos originados por el hombre como estructuras submarinas y objetos que impidan el tendido de la línea, como desperdicios y chatarra.

Perfilador somero para definir la geología estructural y estratigráfica del área, definir la presencia de gas, y la actividad relativa de las fallas geológicas una evaluación de la geología del subsuelo.

Perfilador profundo básicamente hace lo mismo que el perfilador somero, solo que este me define algunas características del subsuelo a mayor profundidad.

2.3.1 Ecosonda multihaz

Un ecosonda multihaz es un equipo de medición y reconocimiento que obtiene de manera simultánea las características batimétricas, geomorfológicas, y la caracterización de la textura de una zona. Hay que calibrar el ecosonda con la velocidad del sonido en el agua y además se debe conocer los datos de oleaje corregidos. La velocidad del sonido en el agua se obtiene con un DIGIBAR PRO de la ODOM, y la corrección de las olas se realiza con un dispositivo TSS DMS 05. Los datos de las mareas son proporcionadas por el centro de Predicción Oceánica de DIMAR (SPOD) o centro de investigaciones geográficas e hidrográficas (CIOH), de Colombia. Se debe tener en cuenta la fecha y la hora del levantamiento.

Figura 20. Ecosonda GPSMAP 178C SOUNDER.



Figura 21. Triducer de popa P58 modelo VE66062.



El equipo DIGITAR PRO de la ODOM, es un instrumento que ofrece un método rápido y seguro para la calibración de la velocidad del sonido, Independientemente del estado del mar o la corriente. La unidad no solo toma muestras, presenta y almacena valores para la velocidad del sonido en el agua, sino que además relaciona cada valor recogido con una profundidad específica. Este robusto instrumento está compuesto por un controlador de mano (a prueba de salpicaduras, según IP-65), un cable reforzado de Kevlar (con una resistencia a la rotura de 400 lb nominales) y un sensor de acero inoxidable marino.

Figura 22. DIGITAR PRO.



Un sistema TSS DMS 05. Es un equipo que proporciona medidas de movimiento precisas en todas las condiciones marinas, este sistema es ubicado generalmente en la popa del barco.

Figura 23. Equipo que proporciona medidas del movimiento de la embarcación TSS DMS 05.



2.3.2 Sondeo de barrido lateral

Para conocer las características principales del lecho marino, se utiliza un sistema de sonar de barrido lateral (SIDE SCAN SONAR), Permite ver con imágenes digitales la variación del lecho marino como la presencia de rocas, tuberías, buques, anclas, arrecifes coralinos, manifestaciones de gas, etc. Es capaz de proporcionar una comprensión de las diferencias en el tipo de material y las texturas de los fondos marinos. Además se utiliza para cartografiar el fondo marino con el propósito de incluir la creación de la carta náutica.

Figura 24. Sonar de barrido lateral.

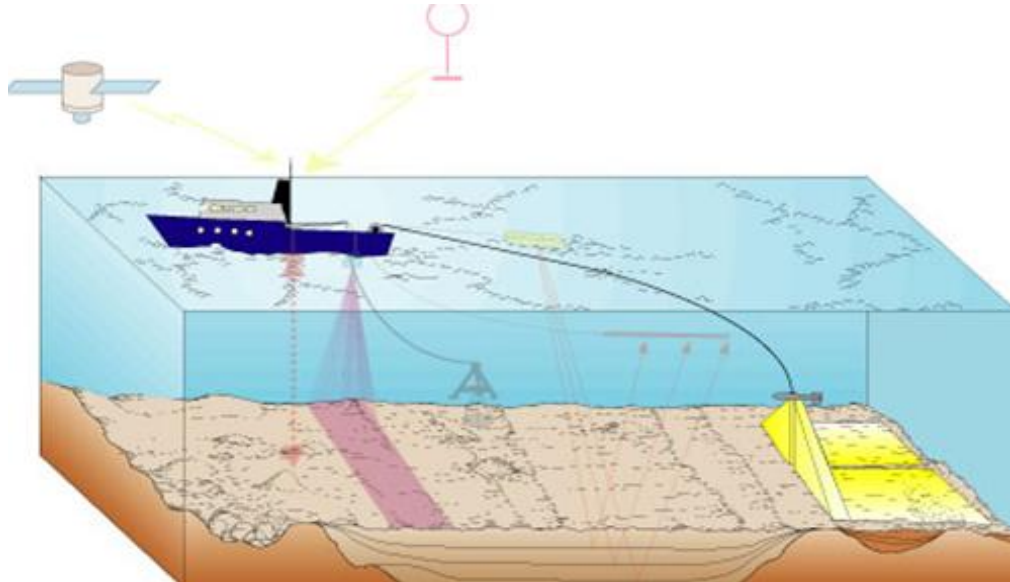
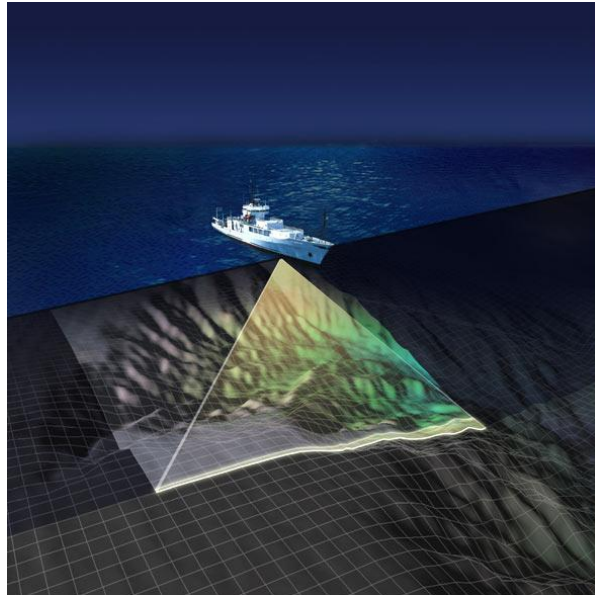


Figura 25 SIDE SCAN SONAR (Model SS981).



Básicamente el barrido registra las características principales a 100 metros a cada lado de la embarcación a través del lecho marino con respecto al eje principal del mismo (ver fig. 19), tiene una frecuencia de operación que puede cambiarse de 114 kHz a 410 kHz y puede trabajar a una profundidad de 1000 metros como se muestra en la siguiente figura.

Figura 26. Barrido lateral con un sistema de sonar.



Cuando el lecho marino se encuentra a mayores profundidades lo que suele hacerse es sujetar al SIDE SCAN SONAR por medio de una cuerda resistente, dejándolo sumergir hasta la profundidad donde la frecuencia del aparato se adapte con respecto a la distancia requerida para comenzar hacer el respectivo barrido.

2.3.3 Perfilador electromecánico o somero

El perfilador somero, determina la distribución y características de los sedimentos no consolidados, presencia de emanaciones de gas en los sedimentos y presencia de arrecifes coralinos y tuberías enterradas por medio del registro acústico continuo. La penetración de este tipo de registro es de 0 m hasta 30 m, según lo permitan las características acústicas de los sedimentos. Los registros se graban con una frecuencia de 3.5 kHz y escala de 25 m por división. Con esta información se generan los Planos de Riesgos Potenciales y el de espesores de los estratos o Plano de Isopacas. (Johnson, S. 1999).

Figura 27. Perfilador somero.



2.3.4 Perfilador profundo

Para determinar la distribución de las características de los sedimentos no consolidados, la presencia de gas, presencia de arrecifes coralinos, tuberías enterradas, las fallas geológicas y para generar el perfil del subsuelo se utiliza un perfilador somero DATASONICS BENTHOS ó (Tow fish), por medio de señales acústicas.

Figura 28. Perfilador profundo DATASONICS BENTHOS (Model. C3D SARA CAATI).



Los registros se pueden grabar con frecuencias de 200 kHz con rango de escaneo lateral de 25 a 300 metros por lado y establece la seguridad de trabajar en profundidades desde 3 metros hasta más de 3000 metros. Finalmente este sistema arroja información que generará los planos de riesgos potenciales y además los planos de espesores en los estratos, llamados planos de Isopacas.

Tabla 2. Equipo de exploración geofísica.

Sistema Emisor	frecuencia de Emisión	Resolución máxima operacional	Objetivos
Ecosonda	210 kHz	2-1 m	medir tirante de agua y trazar mapas batimétricos.
sonar de barrido lateral	105 kHz	1-2 m	Vistas en planta del fondo marino para localizar estructuras, tuberías, desechos para determinar la topografía del fondo. Los afloramientos y depresiones.
Perfilador electromecánico o somero	0,3-5,0 kHz	Variable: generalmente 1 m, pero depende de su aplicación.	Medir tirante de agua, detectar acumulaciones y emanaciones de gas, proporciona perfil del suelo.
Perfilador profundo	0,04-0,15 kHz	> 9m	Proporciona perfil del suelo hasta una penetración de 2 segundos.

2.3.5 Hidrófonos

Instrumento utilizado en las comunicaciones a través del agua, en el mar. Convierte las ondas sonoras transmitidas, en señales acústicas. Se basa en la escasa dispersión que experimentan las ondas ultrasónicas, debido a su pequeña longitud de onda.

Figura 29. Hidrófono (P-44A 10Hz).



Figura 30. Equipos usados en la exploración geofísica (P-44A 10Hz).

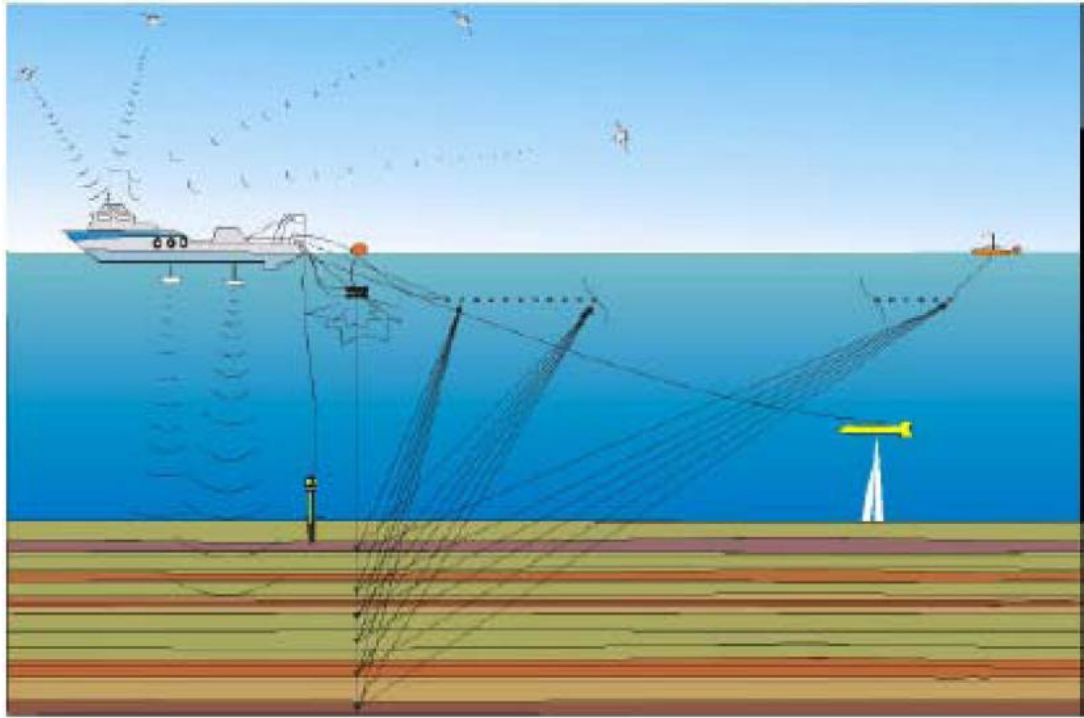
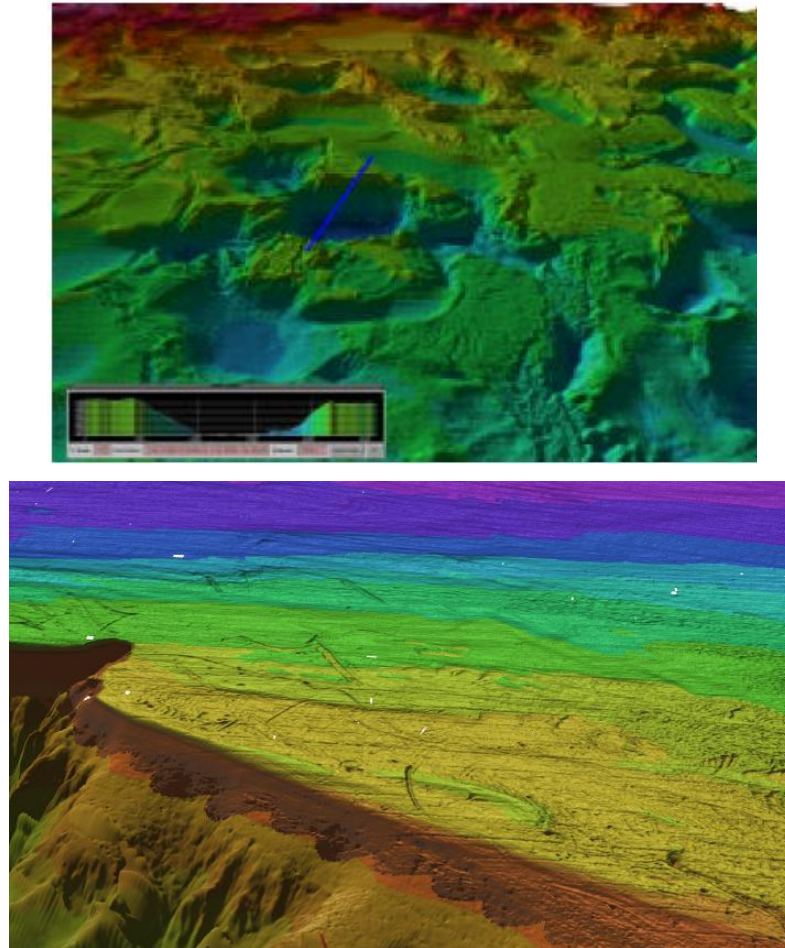


Figura 31. Velocidades de la onda P (Km/s).

MATERIAL	VELOCIDAD DE LAS ONDAS P (Km/s)							
	0	1	2	3	4	5	6	7
Aire	█							
Agua		█						
Hielo			█					
Suelo	█							
Arenas		█						
Arcillas			█					
Esquistos				█				
Areniscas					█			
Calizas						█		
Dolomías							█	
Sal								█
Yeso								
Anhidrita								
Granito								
Gneiss								
Basalto								

Básicamente estos equipos usados me permiten generar imágenes con altas resoluciones las cuales serán vitales para la selección de la zona donde se ubicará la plataforma.

Figura 32. Imágenes a color de la batimetría realizada.



Una vez que se ha estudiado la zona completamente, es necesario realizar un plano en el que se identifique los sitios más favorables y desfavorables para la instalación de una cimentación.

2.4 SISTEMAS DE POSICIONAMIENTO Y CONTROL DE LA NAVEGACION

Los equipos de navegación deben cumplir los requerimientos emitidos en el convenio SOLAS, capítulo V, que se refiere a la seguridad de la navegación de

todos los buques en el mar. Cumpliendo las normas y regulaciones internacionales pertinentes como por ejemplo la OMI, la UIT-R, CEI.

2.5 EQUIPOS NECESARIOS

La embarcación debe estar construida especialmente para hacer exploraciones geofísicas en zonas profundas mayores a 700 metros, teniendo en cuenta las condiciones oceanográficas del sitio. Para el posicionamiento de la embarcación se utiliza un mini modulador con antena receptora GPS y diferencial satelital integrada y un programa de navegación, que procesa la información satelital y controla la navegación de la embarcación durante las operaciones geofísicas, así como la posición de las muestras de sedimentos extraídas del fondo marino, con el equipo necesario que se empleará. El sistema deberá contar con el siguiente equipo:

Sistema de posicionamiento.

Antena de recepción de correcciones diferenciales.

Receptor GPS con un mínimo de 8 canales.

Antena de GPS.

Software requerido.

Impresora.

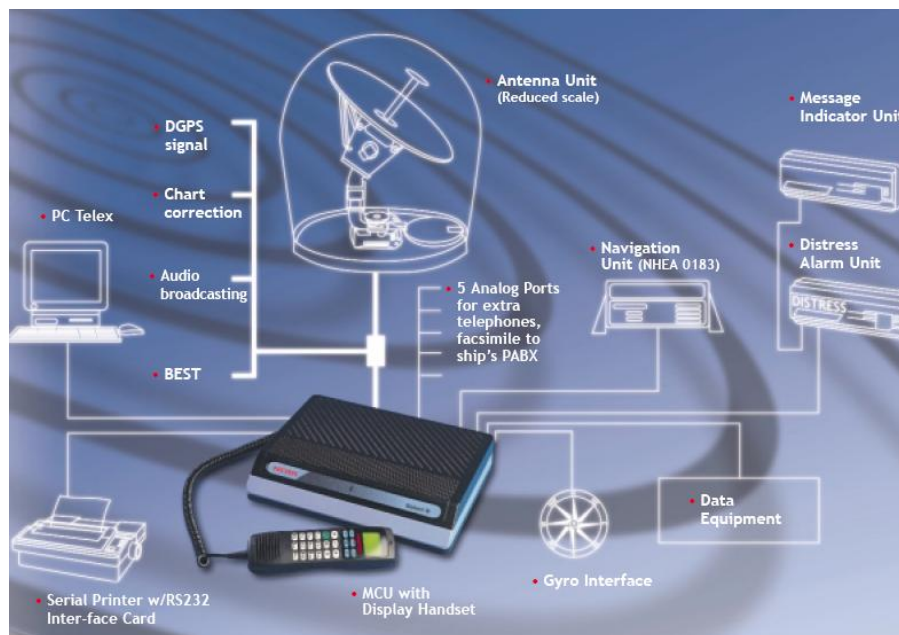
Debe tener un sistema de posicionamiento satelital de largo alcance y de alta precisión ($\pm 3m$) con monitoreo las 24 horas. El sistema de posicionamiento debe estar compuesto por un minidemodulador MCA C-NAV con antena receptora GPS, satélites y un programa de navegación QINSY, que procesa la información satelital y controla la navegación de la embarcación durante las operaciones de exploración.

Figura 33. Sistema de radio enlace Nera Saturn B.



El sistema de enlace de radio permite la comunicación marítima y terrestre utilizando el sistema mundial de satélites de Inmarsat, proporcionando el ingreso de correos electrónicos, informes de posición, internet y la comunicación del buque o barco.

Figura 34. Sistema de comunicación entre la embarcación- tierra.



3. EXPLORACION GEOTECNICA

INTRODUCCION:

Las exploraciones geotécnicas mar adentro serán la prioridad en el diseño de cimentaciones de cualquier sistema de plataforma petrolera, es por eso que nos dedicaremos a conocer algunos equipos, y algunas de las características principales de las exploraciones geotécnicas con el fin de comprender mejor estas técnicas.

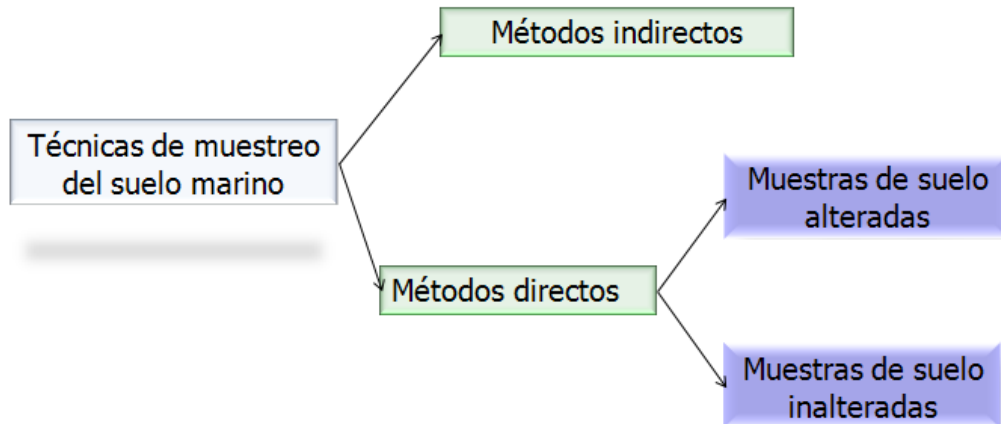
Básicamente lo que se hace después de recolectar la información geofísica, es llevar a cabo un programa de muestras de gravedad con la finalidad de investigar las condiciones cercanas a la superficie. Además se harán ensayos in situ a profundidades mayores tratando de caracterizar los suelos y subsuelos, recogiendo especímenes por medio de muestreadores seleccionados previamente dependiendo de la condición del suelo.

Definición:

La ingeniería geotécnica es la disciplina que se ocupa de estudiar la mecánica de suelos y su aplicación en la ingeniería. Se basa en la investigación del terreno por medio de perforaciones, muestreo y pruebas de los estratos del suelo para establecer su compresión, fuerza, y otras características que pueden influir en un proyecto de construcción.

3.1 MUESTREO DEL FONDO MARINO

Figura 35. Métodos directos para muestreos de suelos.



Las técnicas de caracterización en el suelo marino deben realizarse por medio de métodos directos e indirectos. Los métodos indirectos son aquellos donde hay una alteración del material para ser estudiado en laboratorios como por ejemplo la extracción de muestras con el pistón de gravedad que lo explicaremos en este capítulo. Mientras que los métodos directos utilizan equipos que extraen muestras y realizan los ensayos directamente del lecho marino obteniendo resultados (Ensayos In Situ).

3.1.1 Que me entrega el estudio geotécnico?

Generan información sobre las condiciones del lecho y subsuelo marino.

Revelan peligros para la perforación o construcción.

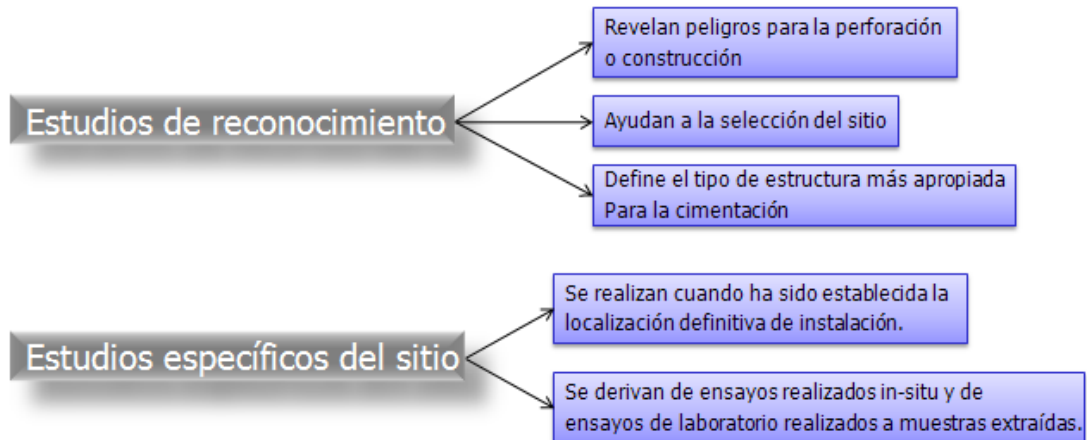
Proporcionan datos que ayudan a seleccionar el sitio

Ayudan a seleccionar el tipo de estructura más apropiada.

3.1.2 Estudios que se realizan

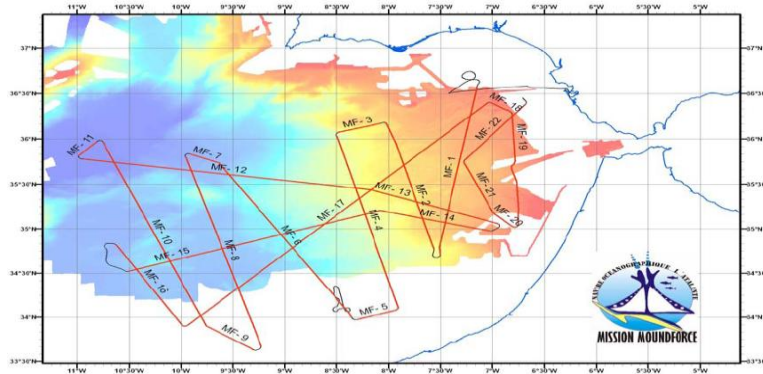
Este tipo de trabajos se dividen en dos categorías:

Figura 36. Estudios que se realizan.



Se realizarán trabajos de campo donde especifique la zona de estudio o de trabajo, dichas áreas se proyectará en función de la profundidad donde se esté trabajando, de este modo cuando estemos en tirantes de agua menores a 250 m. se ejecutará un mapeo del área, el cual será delimitado por cuadrículas de 2.1 Km x 2.1 Km aprox. Cada cuadrícula estará dividida por 15 líneas espaciadas a intervalos de 150m en una dirección, y 5 líneas espaciadas a intervalos de 525m en la otra dirección.

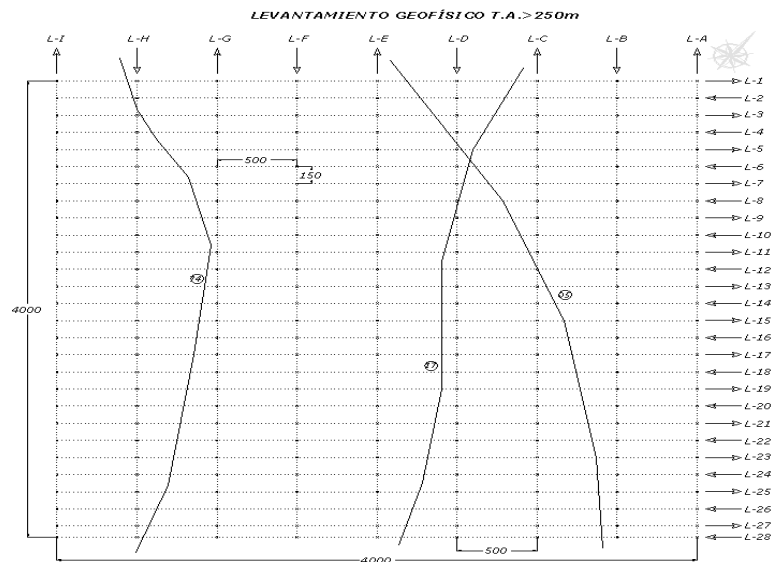
Figura 37. Selección de las rutas de exploración



Después de conocer el área de delimitación se procede a seleccionar las rutas donde se harán exploraciones geotécnicas.

Para tirantes mayores a 250 m. El mapeo del área será delimitado por cuadrículas de 4 Km x 4 Km aprox. Cada cuadrícula estará dividida por 15 líneas espaciadas a intervalos de 150m en una dirección, y 9 líneas espaciadas a intervalos de 500m en la otra dirección.

Figura 38. Mapeo del área por cuadrículas de 4x4Km.



3.1.3 Obtención de muestras

Como segunda actividad o segunda etapa se llevará a cabo un programa de obtención de muestras de los suelos del lecho marino y específicamente de los sedimentos no consolidados, con el fin de investigar las condiciones cercanas a la superficie.

Se obtendrán como mínimo un total de 9 muestras de gravedad en cada cuadrícula de levantamiento.

Los puntos a muestrear se toman con base a la homogeneidad de los sedimentos no consolidados.

- Cuando el suelo es muy blando se utilizan sistemas de caída libre o de peso propio (pistón corer).
- En suelos cohesivos se utiliza sistemas a presión (Dolphin).
- En suelos granulares se utilizan técnicas de percusión.
- Y para suelos duros o bien cementados se utiliza un sistema rotatorio.

3.1.4 Método de muestreo indirecto:

El muestreo por el método indirecto en el suelo marino debe realizarse con tubos de acero de paredes delgadas de aproximadamente 6.3 centímetros de diámetro exterior para tirantes de agua menores a 250 metros.

Tubos de pared delgada (Shelby, pistón, Laval, Sherbrook).

El método se utiliza donde las muestras a extraer sean de características cohesivas.

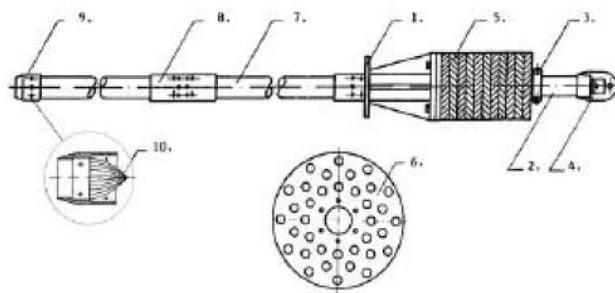
El equipo comúnmente empleado para muestrear los suelos marinos en tirantes de agua menores a 250m es un “muestreador de pistón de 6 a 15 metros tipo Benthos con revestimiento”.

Figura 39. Muestreador de gravedad.



Muestreador de gravedad

Tubos de muestreo



- 1.-Sección de muestreo
- 2.-Sección de contrapesos
- 3.-Seguros de contrapesos
- 4.-Grillete
- 5.-Contrapesos de 25 Kg.
- 6.-Placa base
- 7.-Secciones del muestreador
- 8.-Tubo conector
- 9.-Zapata de hincado
- 10.-Canastillas de muestreo

3.1.5 Muestreador de gravedad Pistón Corer

La extracción de muestras se hace desde una embarcación, en la cual se realizan investigaciones geotécnicas. La embarcación deberá tener espacio suficiente para alojar los equipos requeridos para exploraciones geotécnicas incluyendo energía eléctrica.

Estas pruebas que se realizan en el lecho marino consisten en hincar un tubo cortado longitudinalmente. El tubo se va hincando por el peso de una masa que varía entre 30 a 1000Kg para tirantes de agua menores a 250 metros, dicha masa se ubica en el extremo superior del equipo ayudando a que se hincue por medio de caída libre, permitiendo que el muestreador se introduzca en el suelo. Y así,

finalmente se logra extraer una muestra de material no consolidado o de material granular.

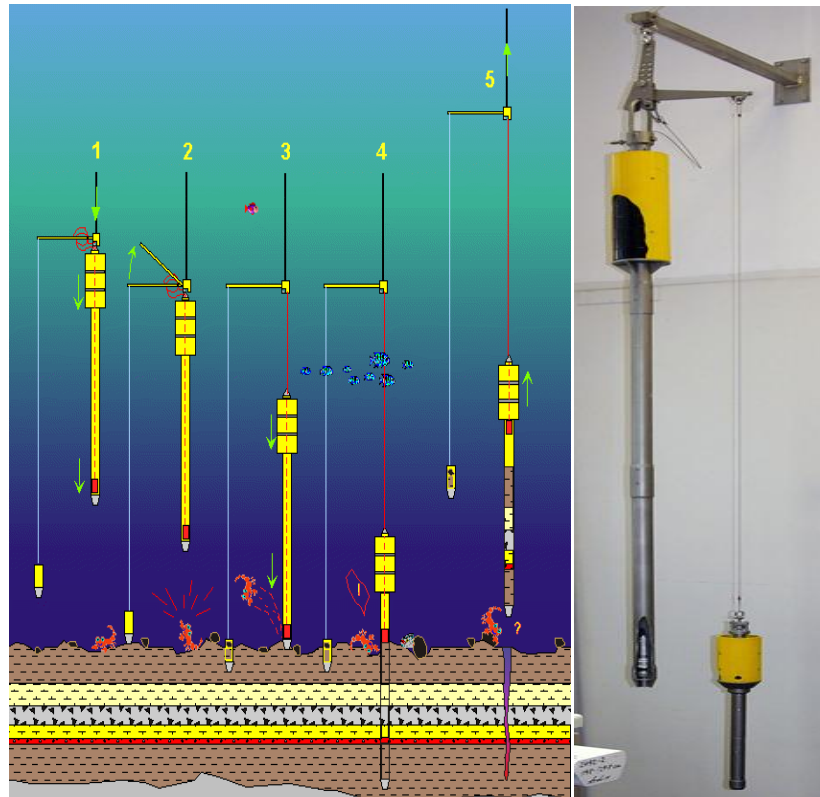
Las profundidades de muestreo varía de acuerdo al tipo de suelo, estos tipos de suelos se identifican con los registros obtenidos en la exploración geofísica. Se recomienda utilizar como base un muestreo a 3 metros para suelos granulares y 4 metros para suelos cohesivos. A partir de estos muestreos base, se selecciona la profundidad de muestreo adecuada. También debe tenerse cuidado en controlar la velocidad con la cual será sumergido el equipo siendo de aproximadamente 1m/seg hasta que se detenga el muestreador ver fig. 30.

Figura 40. Muestreador de gravedad pistón corer



- Hecho de acero inoxidable AISI 304.
- Altura máxima del tubo central: 6-15 metros, unidas por segmentos de tubo de 1.5 o 3 metros para T.A>250m.
- Los tubos de perforación están unidos a un peso que varía de 1-6 toneladas de plomo para tirantes de agua >250 metros, y 30-1000 Kg para tirantes de agua <250 metros
- La caída libre es de 1-3 metros del lecho marino.
- Está equipado con revestimiento de plástico para extracción de muestras inalteradas de los fondos marinos.

Figura 41. Pistón corer



La extracción de muestras en el lecho marino por medio del pistón corer consiste básicamente en introducir un dispositivo desde una embarcación y dejarlo hincar por medio de gravedad hasta una profundidad adecuada. El equipo se detiene faltando unos 3 metros para que toque el lecho marino, y finalmente se deja caer por gravedad haciendo que se entierre en los sedimentos no consolidados y obteniendo una muestra inalterada. El dispositivo estará sujeto por un cable en su extremo superior permitiendo recuperar el equipo con la muestra extraída.

3.2 RECUPERACION DE MUESTRAS DEL LECHO MARINO.

Después de recuperadas las muestras se removerá el revestimiento plástico del tubo que la contiene y se cortan en secciones de 1 metro. Se realizan pruebas a

los suelos a bordo del barco, entonces si el suelo es arcilloso se realiza (descripción visual, contenido de humedad, % de carbonatos, resistencia al esfuerzo cortante, penetrómetro de bolsillo, Torcómetro). Y si el suelo es arenoso (clasificación visual. % de carbonatos, veleta miniatura). Estos muestreos solo se refieren a la obtención de muestras de suelos marinos específicamente de sedimentos no consolidados.

Figura 42. Después de extraídas las muestras.



Las pruebas mencionadas deben ser anotadas en un registro de campo donde se describirá la localización, la profundidad del muestreo, masa, densidad media del muestreador, altura de caída libre, tirante de agua y diámetro interior del muestreador. Este registro se anexara al reporte preliminar.

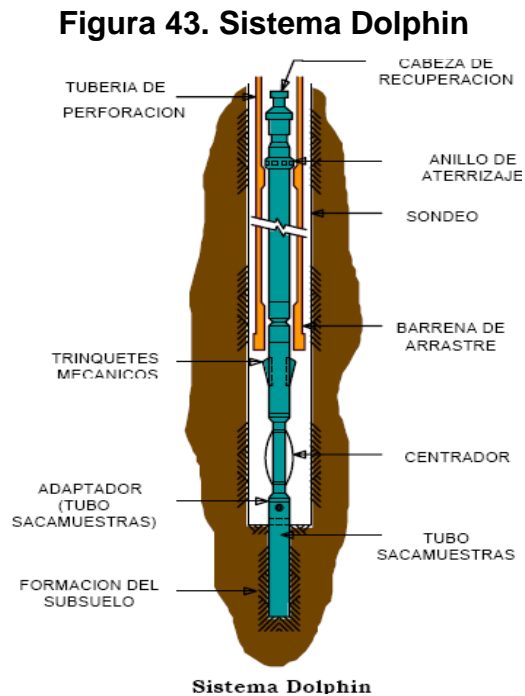
3.2.1 Empaque y envío de muestras al laboratorio en tierra

Al extraer el tubo de plástico del muestreador el espécimen queda empacado y únicamente habrá que sellar los extremos del tubo para evitar pérdidas de material y humedad, entonces antes de sellar los extremos se deberán realizar las pruebas mencionadas. Las muestras se mantendrán verticales sobre un armazón de madera donde quedarán fijas durante su transporte se les colocara una etiqueta de

reconocimiento a cada muestra donde se especifique la información básica del registro.

3.2.2 Métodos de muestreo indirecto:

Se harán muestras directamente in situ con equipos destinados a trabajar a mayores profundidades dependiendo del tipo de suelo, para determinar las características del suelo y del subsuelo marino.



Estos sistemas son utilizados para realizar pruebas directamente in situ y además para extraer muestras, son usualmente usados en suelos cohesivos. Trabajan por medio de presión haciendo que se introduzcan en el subsuelo marino a profundidades mayores que los sistemas por gravedad. La perforación del sistema consiste en bajar el muestreador por medio de una sarta luego encajar el muestreador a la broca de perforación que luego será bajada hasta que el tubo de muestreo se encuentre completamente empotrado en el suelo debajo del fondo.

Se introduce el muestreador por presión en la formación usando el peso mismo de la sarta. Una vez alcanza la profundidad deseada la broca es levantada del fondo, dejando caer el muestreador a través de la tubería hasta llegar al anillo de aterrizaje permitiendo que se acople con los trinquetes mecánicos. Ahora la sarta se conecta con los trinquetes mecánicos y el peso propio empuja el tubo de muestreo. Finalmente el muestreador es recuperado y levantado hasta la cubierta de la embarcación usando un enchufe o aparato recuperador.

Una vez recuperado se repite la operación hasta completar en su totalidad el sondeo.

Al empujar el tubo de muestreo en el suelo usando presión para tener un movimiento rápido y continuo da por resultado una mejor calidad de muestras.

Consta de los siguientes componentes:

- Sistema de adquisición de datos.
- Ganchos para alimentación hidráulica.
- Sistema compensador de movimiento de la sarta de perforación.
- Ensemble de la sarta de perforación e impulsador.
- Masa de reacción.
- Cono penetrómetro.
- Veleta remota.

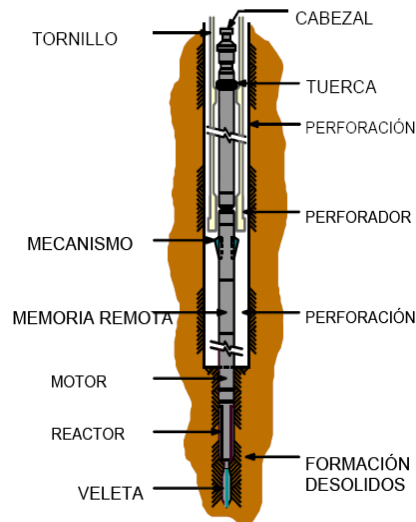
La tubería de perforación se deposita en la unidad de empuje. La penetración de la unidad inicia aumentando la presión de lodo, y se termina cuando la presión de lodo alcanza un nivel predeterminado. Finalmente un enchufe de pesca recupera la unidad con ayuda de un malacate y los resultados se transfieren a una computadora personal. La obtención de las muestras debe realizarse de 0 a 12 m. de profundidad con intervalos de 1 m. luego de 12 a 24 m. de profundidad con

intervalos de 1.5m. Y para profundidades mayores a 24 m. se hacen intervalos de 3m. Hasta obtener la profundidad final del sondeo.

3.2.3 VELETA REMOTA (sistema de pozo)

Básicamente la veleta remota me genera datos sobre la resistencia al corte in-situ correspondiente al suelo por medio de la torsión máxima que generan las aspas de la veleta. Se realizan pruebas cada 1000 metros a profundidades con intervalos promedio de 4 m en suelos cohesivos y de 3m en suelos granulares, haciendo coincidir los puntos para las mediciones con los del sistema de muestreo. El sistema realiza pruebas a profundidades hasta donde el terreno lo permita o hasta generar la información suficiente que se requiere.

Figura 44. Sistema de veleta remota.



La veleta es conectada al extremo de la tubería de perforación o a una estructura de armazón de soporte estabilizante que descansa en el fondo marino llamada Halibut.

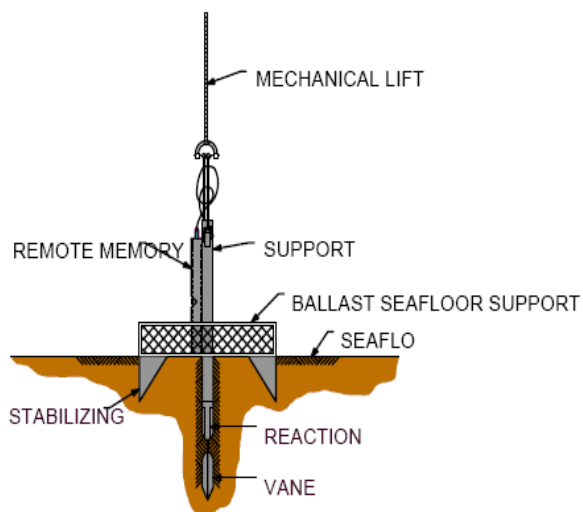
Figura 45. Veletas.



Estos ensayos se realizan In situ mediante control remoto. Los ensayos se realizan a intervalos de cada 3 metros de profundidad hasta la penetración final. La veleta está programada para lograr una penetración fija, haciendo que los resultados sean más precisos. Estos resultados de resistencia al corte y de torsión máxima además de los registros del sondeo son recolectados y computados en la base de datos.

3.2.4 Veleta remota con marco de carga (sistema de fondo) in-situ

Figura 46. Veleta remota con marco de carga.



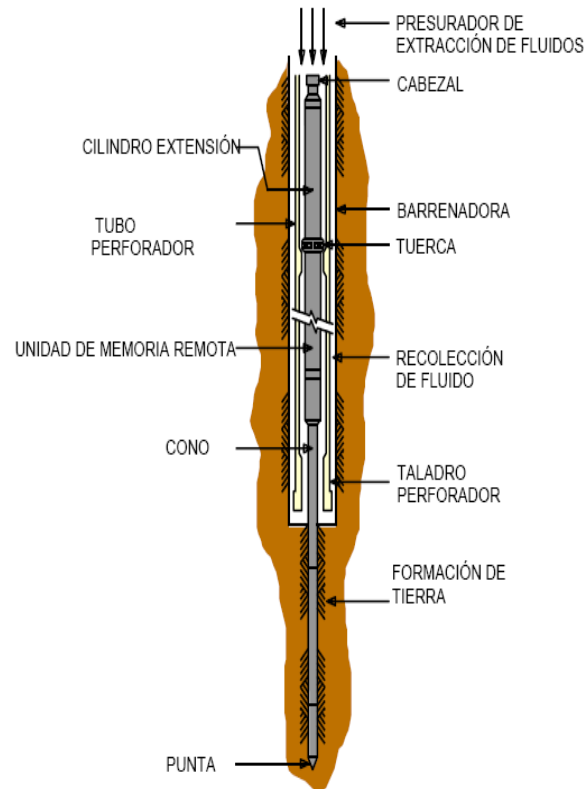
Es utilizada para determinar la resistencia al corte de los suelos superficiales en el diseño de las placas temporales de la cimentación y básicamente genera una mayor estabilidad al realizar el ensayo. Se sugiere que las penetraciones se realicen de 0,6m 1,2m 2,4m 3,7m 4,9m 6,1m por debajo del fondo marino.

El marco de carga es un sistema suspendido que se baja al fondo marino y que suele tener una base cuadrada de 1,2m X 1,2m. A este montaje se le conoce con el nombre de Halibut. El Halibut tiene un peso de 181 Kg y cuando se baja hasta el lecho marino es necesario agregarle 8 pesas de plomo cada una de 145 Kg con la finalidad de asegurar la penetración total de la veleta. Cuando el marco de carga se encuentra en cubierta, la unidad remota de memoria dentro de la herramienta es conectada por un cable a la computadora en donde se genera un trazo rápido de la información para que pueda ser revisada por el operador. Después de que se tenga la información trazada se junta con los informes del laboratorio para anexar todos los registros del sondeo.

3.2.5 Cono penetrómetro

Utilizado en suelos granulares y cohesivos. Este sistema al igual que los anteriores me proporciona información del suelo y subsuelo marino a mayores profundidades en comparación al pistón por gravedad. Consiste en una sarta de perforación que se introduce en el suelo por medio de presión de lodos permitiendo realizar las pruebas directamente in situ.

Figura 47. Equipo con penetrómetro



Algunas de las características

- Detecta el espesor de los estratos superiores.
- Estima la densidad relativa de los suelos granulares.
- Obtiene la presión de poro de suelos friccionantes.
- Estima el ángulo de fricción interna de los suelos granulares.
- Estima la resistencia friccional de penetración.
- Ayuda a clasificar el suelo.

El cono penetrómetro está constituido por una punta en forma de cono con un ángulo de 60 grados, un área en la base de 1000 mm², una altura total de 2,35 m.

El empuje es proporcionado por la presión de lodos usando una bomba auxiliar de alta presión.

Para que el sistema del cono penetrómetro esté en funcionamiento hay que bajar el montaje de acción masa-abrazadera de 2,25 metros al fondo marino asegurándolo con dentro del impulsador bajo su propio peso, la broca es bajada entonces al fondo donde se realizara el sondeo y la unidad de agarre es activada hidráulicamente para conectar la sarta.

El empuje del cono es proporcionado por la presión de lodo desarrollada en la sarta usando una bomba auxiliar de alta presión. El cono es empujado a una velocidad de penetración constante y controlada de aproximadamente 2cm./seg., proporcionada por el peso de la sarta, la masa de reacción y la presión del lodo.

Figura 48. Cono penetrómetro

Equipo de cono de 60 grados	Especificaciones requeridas
Barra (Stroke)	1,5 a 3,0 m
Empuje (Thrust)	1-4 t para corredores 10-12 t para plataformas
Velocidad de penetración	2 cm/s +/- 1%
Capacidad de operación (tirante de agua)	200 m

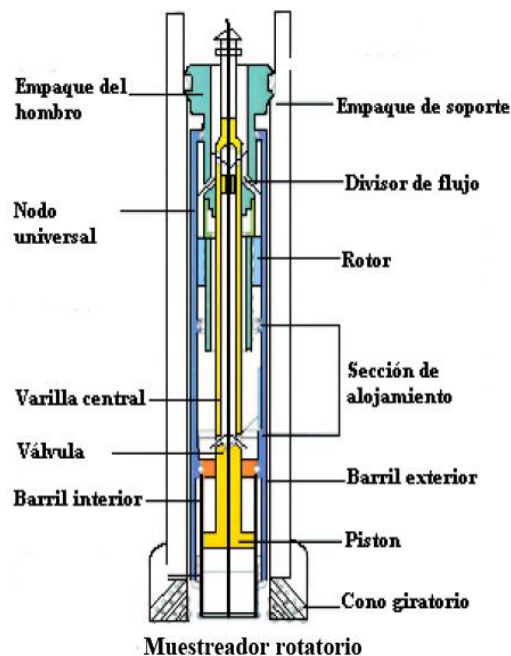


3.2.6 Sistema de muestreo rotacional

Utilizado en rocas y suelos duros. Obtiene muestras inalteradas, mediante rotación, empuje vertical y lavado. El muestreador emplea en la punta, un material más duro que el que se quiere penetrar, del tipo corona diamantada. Además necesita de un líquido lubricante, agua a presión controlada.

La calidad de la roca se puede medir relacionando el número de trozos menores de 10 cm, con el largo total: Índice de Recuperación o RQD. Existen otras alternativas de perforación por medio de Trepano.

Figura 49. Muestreador rotatorio.

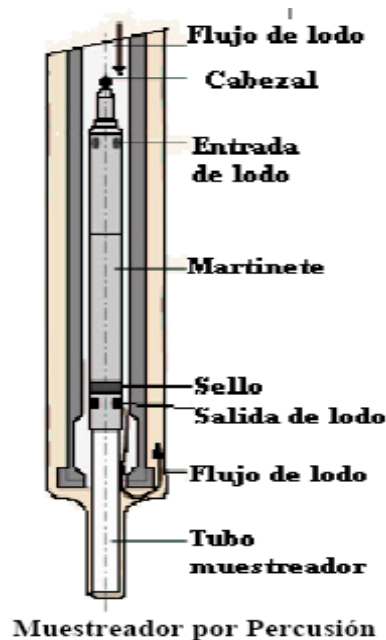


3.2.7 Sistema de muestreo por percusión

Estos sistemas realizan los sondeos en suelos con presencia de gravas o en suelos bien cementados, por medio de la percusión. Básicamente funciona con vibraciones de alta frecuencia convirtiendo el suelo alrededor de las barras de

perforación como un fluido, en una zona relativamente pequeña que oscila entre 1 y 5 mm alrededor.

Figura 50. Muestreador por percusión.



3.2.8 Aspectos generales de los sistemas muestreadores

La sarta de perforación no tiene apoyo lateral dentro de la columna de agua por tal razón debe mantenerse siempre en tensión durante las operaciones de perforación, esto se hace con el fin de evitar transmitir fuerzas de compresión.

En estudios geotécnicos normalmente es usual el uso de bentonita para la perforación, pero en el mar debido a su composición salina no es aplicable. Entonces cuando encontramos material granular como arenas no cementadas agregamos aditivos al fluido de perforación con el fin de estabilizar el sondeo. Cualquier gel para agua salada o polímeros que se conocen comercialmente pueden ser utilizados para este propósito.

En suelos donde hay presencia de sedimentos cohesivos resistentes o cementados puede ser utilizado el fluido del mar como fluido de perforación.

La principal razón por la cual se requiere el suministro constante de fluido a la perforación es para que al bombearlo arrastre los ripios producidos por la rotación de la broca, siendo circulados hacia arriba a través del anillo entre el sondeo y la tubería de perforación y finalmente descargados en el lecho marino.

El sistema de perforación tiene las siguientes características:

Un sistema de inyección de lodos con la capacidad suficiente para bombear el fluido de perforación manteniendo el pozo limpio.

Malacates o winches con la capacidad de levantar la sarta de perforación y su tubería.

Tubería de perforación usándolos de 97 mm de diámetro interno. Según las especificaciones del API. 97 mm de diámetro

3.3 PRUEBAS DE LABORATORIO A BORDO

Tabla 3. Pruebas de laboratorio a bordo del barco.

Tipo de prueba	Estándar
Para el caso de estudios para corredores y para plataformas	
<u>Pruebas índice y de clasificación</u>	
Descripción y clasificación del suelo	SUCS (sistema unificado de clasificación de suelos), ASTM D 2487 o equivalente
Límite líquido y límite plástico	ASTM D 4318 o equivalente
Porcentaje que pasa por la malla # 200 por lavado	ASTM D 1140 o equivalente
Peso unitario húmedo y seco	BS 1377 o equivalente
Contenido de carbonatos	ASTM D 4373 o equivalente
Contenido de humedad	ASTM D 2216 o equivalente
<u>Resistencia al corte en arcillas</u>	
Torcómetro	BS 1377 o equivalente
Veleta miniatura	ASTM D 4648 o equivalente
<u>Para el caso de estudio geotécnico para plataformas</u>	
Triaxial no consolidada no drenada	ASTM D 2850 o equivalente

Tipos de prueba	Estándar
<u>Prueba índice y de clasificación</u>	
Descripción y clasificación del suelo	SUCS (sistema unificado de clasificación de suelos) ASTM D 2487 o equivalente
Límite líquido y límite plástico	ASTM D 4318 o equivalente
Porcentaje que pasa por la malla # 200 por lavado	ASTM D 1140 o equivalente
Hidrómetro	ASTM D 422 o equivalente
Peso unitario húmedo y seco	BS 1317 o equivalente
contenido de carbonatos	ASTM D 4373 o equivalente
Contenido de humedad	ASTM D 2216 o equivalente
densidad relativa de los sólidos	ASTM D 854 o equivalente
Distribución granulométrica para suelos gruesos	ASTM D 422 o equivalente
Fotografías con rayos X únicamente a tubos Shelby, conteniendo las muestras para las pruebas dinámicas	
<u>Pruebas mecánicas</u>	
Corte simple directo	ASTM D 3080 o equivalente
Compresión triaxial rápida	ASTM D 2850 o equivalente
Prueba de consolidación	ASTM D 2435 o equivalente
<u>Pruebas dinámicas</u>	
Columna resonante	ASTM D 4015 o equivalente
Corte simple cíclico (Con deformación controlada)	ASTM D 6528 o equivalente
Corte simple cíclico (con esfuerzo controlado)	ASTM D 6528 o equivalente

Mediante las pruebas de Veleta, Penetrómetro de bolsillo, y Torcómetro, podemos conocer de forma rápida la resistencia al esfuerzo cortante. Lo que permite calcular la capacidad de carga superficial de los sedimentos no consolidados.

En general los resultados de dichas pruebas nos proporcionan el tipo de suelo y sus principales propiedades de los sedimentos no consolidados.

3.3.1 Equipos en el laboratorio de la embarcación:

- Cuarto con sistema de control de humedad y temperatura para conservar las muestras
- Veleta miniatura
- Torcómetro
- Horno
- Balanza de precisión
- Extractor hidráulico de muestras
- Equipo de empaque de muestras

Estas pruebas se realizan inmediatamente después de obtener las muestras y antes de obtener el tubo Shelby.

La finalidad del cuarto húmedo es conservar la humedad natural y temperatura adecuada de las muestras, la calibración de equipos tales como veleta miniatura, Torcómetro, penetrómetro de bolsillo, el marco de carga y la balanza de precisión deben ser las más óptimas.

3.3.2 Descripción de muestras

Básicamente las muestras que se extraen se describen inmediatamente visualmente y manualmente, sus características físicas relevantes se anotarán y

finalmente se corroboraran si son sanas por medio de pruebas de rayos X. Después de la descripción es conveniente proteger las muestras contra la pérdida de agua.

3.3.3 Determinación del peso unitario

Cuando los suelos son arcillosos o cohesivos, se deberán cortar los tubos Shelby cada 12 centímetros de longitud aproximada. Seguido a esto, se prosigue a obtener inmediatamente el peso volumétrico húmedo de cada muestra cortada, relacionando el peso entre su volumen.

3.3.4 Veleta miniatura

Este ensayo se realiza cuando las muestras se encuentran aún dentro del tubo, y la finalidad es evaluar directamente la resistencia al corte en una muestra de suelo inalterada o moldeada. Básicamente el equipo consta de una pequeña veleta de 4 espas que se introduce en la muestra, entonces se aplica una fuerza de torsión a la veleta por medio de un resorte calibrado, activando un sistema motorizado de polea y banda, causando que la veleta rote lentamente hasta que ocurra la falla por corte en la muestra.

3.3.5 Resistencia al corte

La resistencia al corte es calculada multiplicando la rotación neta en grados por el factor de calibración del resorte. La resistencia máxima al corte sin drenaje que puede ser medida por la veleta miniatura es de 2.2 Kg/cm^2 .

Es importante tener en cuenta que cuando la fuerza de torsión aplicada a la veleta a través del resorte alcance un valor constante, el ensayo será suspendido inmediatamente. Algunos de los equipos que más se utilizan para obtener la

resistencia al corte en suelos granulares y suelos cohesivos son la veleta miniatura y el Torcómetro respectivamente.

Figura 51. Equipos para evaluar la resistencia al corte.



La figura de la izquierda es una Veleta miniatura motorizada, la figura del centro es un Torcómetro y la figura de la derecha son alguno de los accesorios del Torcómetro

3.4 PRUEBAS DE CAMPO

Una vez extraídas las muestras de campo serán examinadas y clasificadas por técnicos de suelos e ingenieros muestreadores llevando a cabo simultáneamente las operaciones de perforación muestreo y pruebas insitu. Las muestras serán selladas por ambos extremos y será transportada a un laboratorio.

Se realizaran varios tipos de pruebas de resistencia a bordo del barco, las mediciones de resistencia al corte en suelo cohesivo se hace con un aparato llamado veleta miniatura motorizado, en el tubo de muestreo. Además se realizaran pruebas triáxiales no consolidada no drenada (UU) en suelos cohesivos.

Adicionalmente se realizarán pruebas como resistencia al corte por medio de un Torcómetro y un penetrómetro de bolsillo. Se determinará el contenido de humedad natural en todas las muestras de suelos cohesivos y en no cohesivos en caso de ser posible.

Se hace una evaluación de sedimentos superficiales conseguidos en el muestreo del fondo y a los cuales se les realizan las siguientes pruebas a intervalos pequeños:

3.4.1 Suelos arcillosos

Descripción visual
Contenido de humedad
Porcentaje de carbonatos
Resistencia al esfuerzo cortante
Penetrómetro de bolsillo
Torcómetro

3.4.2 Suelos arenosos

Clasificación visual
Porcentaje de carbonatos
Veleta miniatura

Los datos arrojados nos proporcionan datos como tipo de suelo y sus principales propiedades. La capacidad de carga superficial de los sedimentos no consolidados se puede obtener de forma rápida y aproximada conociendo la resistencia al esfuerzo cortante, a bordo del barco.

Para su envío al laboratorio en tierra, se deben mantener las muestras siempre en posición vertical y además se recomienda que se lleven a bordo del mismo barco hasta el muelle y para luego ser llevadas directamente al laboratorio en tierra.

3.4.3 Pruebas de laboratorio en tierra

Estas pruebas se realizan en tierra porque en el barco exploratorio no se encuentra la totalidad de los equipos adecuados para hacer los respectivos laboratorios a las muestras extraídas del lecho marino. Algunas pruebas requieren de un estudio más exigente que no pueden ser realizadas a bordo del barco. Las siguientes pruebas se realizan a el laboratorio en tierra.

3.4.3.1 Prueba índice. Los materiales que se encuentren en los sitios de extracción serán probados para identificar la estratigrafía del suelo, con respecto a la profundidad. Se verificara la descripción litológica por medio de las pruebas índice que se realicen en el laboratorio en tierra. Serán incluidos pruebas como contenido de humedad, porcentaje de carbonatos, peso volumétrico seco y sumergido, y limites de consistencia. La graduación de las partículas encontradas en las muestras extraídas será determinada por análisis de tamiz completo.

Si una porción de los suelos encontrados es de origen granular carbonáceo se requerirá de un análisis de difracción con rayos X en la muestra seleccionada para determinar su composición mineral.

3.4.3.2 Limite de Atterberg. La profundidad de un suelo formado por partículas finas, como es el caso de una arcilla no estructurada, depende en gran parte de la humedad. Entonces el espesor y la cantidad de agua que hay alrededor de los granos puede ser determinante en el comportamiento del material. Cuando el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada sin resistencia estática al esfuerzo cortante, al perder agua va

aumentando esa resistencia hasta alcanzar el estado plástico donde el material es fácilmente moldeable, entonces si el secado continua el suelo puede llegar a adquirir las características de un sólido llegando a resistir esfuerzos de compresión y tensión considerables.

Atterberg marco las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, fijando los siguientes límites:

Límite Líquido

Límite plástico

Límite de contracción

La primera es la frontera entre el estado líquido y el plástico, el segundo entre el estado plástico y semisólido, y el tercero separa el estado semisólido del sólido, a todos los límites se les conoce como límite de consistencia o Atterberg. No se describirán a detalle su desarrollo.

3.4.3.3 Peso específico. Básicamente es la relación que hay entre el peso y el volumen, o la relación que hay entre el peso con sus distintas fases y su correspondiente volumen.

3.4.3.4 Análisis granulométrico. Consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. Según su composición la granulometría puede determinarse por medio de mallas en arenas y gravas y por medio de hidrómetro para los finos que se basa en la aplicación de la ley de Stokes. A partir de la distribución de los granos en el suelo, es posible formarse una idea aproximada de otras propiedades del mismo.

3.4.3.5 Carbonatos de calcio. El contenido de carbonatos de un material es determinado por ensayos de solubilidad en ácido clorhídrico, por lo general el

contenido de carbonatos para los suelos marinos es mayor al 10% llegando a encontrar valores hasta del 90%, los valores bajos indican un medio silíceo, y los valores altos reflejan la presencia de microorganismos y desechos de los mismos en la muestra. Es recomendable utilizar análisis de difracción de rayos X para confirmar el contenido de carbonato.

3.4.4 Pruebas mecánicas

3.4.4.1 Prueba de corte simple directo. Consiste en una probeta de suelo contenida por una caja de corte, la cual está separada horizontal en dos partes. Una parte se mantiene fija respecto a la otra mitad que se desliza horizontalmente, una carga nominal P se aplica a la probeta a través de una placa rígida.

Durante la prueba se mide: La carga horizontal, la deformación horizontal y la deformación vertical; dividiendo la carga vertical y la carga horizontal entre el área inicial de la probeta, se obtiene el esfuerzo normal y el cortante en el plano de falla. La prueba de corte directo se puede realizar en arcillas.

3.4.4.2 Consolidación unidimensional. Cuando un suelo saturado se somete a un incremento de carga, la acción de esta se transmite, en un principio, al agua que llena los poros del material, por ser el líquido incompresible comparado con la estructura que forman las partículas sólidas del suelo. Debido a la presión inducida en el agua, esta fluye hacia las fronteras permeables en las cuales dicha presión se disipa, produciendo variación en el volumen del material y la transferencia de la carga a la estructura sólida. La velocidad con la que se produce este fenómeno conocido como consolidación, depende de la permeabilidad del suelo, al igual que de otras condiciones geométricas y del espesor del estrato impermeable.

3.4.4.3 Corte simple. Básicamente se le aplica una carga axial vertical a una muestra de suelo en forma cilíndrica cuya altura sea de 2 o 3 veces su diámetro,

entonces se medirán sus deformaciones correspondientes de acuerdo a la carga aplicada, con lo que se puede dibujar la grafica esfuerzo-deformación con el fin de determinar el esfuerzo máximo de falla σ . El ángulo de falla α se mide directamente de la probeta ensayada con respecto a la horizontal.

3.4.4.4 Pruebas dinámicas. Las principales pruebas dinámicas de interés se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4. Pruebas dinámicas según API.

PROPIEDAD	TIPO DE ENSAYO	TIPO DE SUELO	METODO DE PRUEBA RECOMENDABLE
Modulo de cortante G	Campo	Cualquiera	Geofisico (columna resonante)
Modulo de cortante G	laboratorio	Cualquiera	Triaxial ciclica, columna resonante
Amortiguamiento	laboratorio	Cualquiera	Triaxial, columna resonante
Relacion de poisson	Campo- Laboratorio	Cualquiera	Geofisico triaxial normalmente se estima

3.4.4.5 Columna resonante. Para realizar la prueba se requerirá de muestras inalteradas a las cuales se les aplica torsión, cuyo principal objetivo es determinar el modulo de rigidez al corte G, y al amortiguamiento D. Esta prueba recibe también el nombre de Cámara de Drnevich.

Se analizarán la influencia que tiene el estado de esfuerzos en la muestra, se realizara lo mismo con la magnitud de deformación angular y la relación de vacios. La deformación angular impuesta varia en rangos de 10^{-4} a 10^{-3} pudiendo sobrepasar los límites de acuerdo a la presión confinante aplicada y al material.

Las deformaciones que sobrepasan estos límites son comprendidas por suelos que están sujetos a esfuerzos vibratorios con gran amplitud de deformación, llegando a producir cambios en la estructura del suelo analizado. Normalmente estas deformaciones se pueden presentar en las cercanías al epicentro de un sismo o durante explosiones.

3.4.4.6 Corte simple directo cíclico. Se trata de un sistema que contiene un espécimen de suelo confinado, el cual está sujeto a cargas verticales y horizontales. El sistema es controlado por medio de un gato neumático permitiendo tomar mediciones de cambios volumétricos por medio de instrumentación y adquisición de datos.

El confinamiento de la muestra consiste en una base y una tapa, una membrana de hule, un resorte plano, tres barras biarticuladas y extensibles, las cuales están colocadas alrededor del resorte a 120 grados permitiendo que la muestra conserve una forma cilíndrica regular durante el ensayo.

La carga vertical aplicada consta de un gato neumático colocado en posición vertical, soportado por dos piezas que van ligadas a la placa de transmisión de la fuerza lateral, el vástago del gato neumático permite transmitir la carga a través de una barra guiada por dos rodamientos longitudinales y atornillada en un extremo inferior a la tapa de la muestra, esta barra lateral transmite la fuerza lateral al espécimen.

La deformación horizontal se mide por medio de un transductor de desplazamiento, la fuerza vertical aplicada a la probeta se mide con un transductor de fuerza y la deformación vertical del suelo durante la consolidación se mide con un deformímetro de caratula.

3.4.4.7 Corte simple directo rápido (consolidado sin drenaje). La muestra es colocada en una membrana rodeada de anillos de acero inoxidable con la finalidad de restringir el movimiento lateral del espécimen durante la consolidación, después de la consolidación primaria (t_{100}) la muestra es fallada con una deformación constante de 5% / hora.

Esta prueba no es una prueba dinámica, sin embargo los parámetros obtenidos con esta prueba permiten hacer algunas correcciones con las pruebas dinámicas.

Las pruebas en suelos granulares se consolidan a presiones efectivas verticales estimadas in situ, una vez terminada la consolidación primaria se puede permitir la consolidación de cada muestra por aproximadamente un ciclo logarítmico.

Las pruebas en suelos arcillosos se consolidan y ensayan a una presión efectiva vertical igual a dos veces la presión efectiva vertical estimada in situ.

3.4.4 Presentación de datos geotécnicos

La interpretación de los resultados proporciona los parámetros para poder analizar las cimentaciones por medio de los equipos de campo y los laboratorios. Básicamente se obtendrá la clasificación del suelo, la resistencia máxima y los demás parámetros de diseño, luego se obtendrá un reporte Geotécnico donde nos muestre por medio de datos, antecedentes y/o advertencias para poder analizar y diseñar las cimentaciones en la plataforma marina. Además estas interpretaciones Geofísicas serán utilizadas para evaluar posibles variaciones en las cimentaciones.

Entonces conociendo los perfiles de resistencia al corte se pueden derivar las consideraciones de diseño para la capacidad axial y lateral. Serán revisadas las características del suelo en cuanto a consideraciones de hincabilidad del pilote, diseño del pilote y diseño de las placas temporales de apoyo. Por medio de toda la información recopilada, medidas de resistencia al corte remoldeadas, relación entre prueba índice, contenido de humedad, y resistencia remoldeada. Se discutirá el potencial de socavación en términos generales basándose en la observación de las condiciones del fondo marino.

3.4.5 Reportes

Después de la terminación de la perforación se entregara un reporte preliminar de campo para cada localización de plataformas. En el reporte deben ir los resultados de las pruebas de laboratorio, de campo, y curva preliminar de capacidad de los pilotes.

4. ASPECTOS GENERALES EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA PLATAFORMAS FIJAS.

INTRODUCCION:

Una vez detectadas las características geológicas y las propiedades del suelo en el fondo marino se puede proponer la localización final de la estructura. Se detectan estas características y propiedades del lecho marino con el fin de evitar inestabilidades en el fondo marino, estas inestabilidades se clasifican como movimientos de taludes, flujos de arena y lodo, migración de arenas, socavación, y asentamientos.

Es muy importante conocer las cargas que estarán presentes sobre la construcción durante su tiempo de operación.

La migración de las arenas y la socavación ocurre cuando el fondo marino está formado por material granular flojo no cohesivo, y donde los fenómenos naturales de marea o de tormenta pueden crear grandes velocidades en el lecho marino arrastrando lodos. Los principales problemas que se generan con estos fenómenos son: erosión alrededor de pilotes cambiando las características de soporte de la estructura y acumulación de arena alrededor de las piernas de la plataforma, afectando el comportamiento dinámico de la misma.

El oleaje es un factor determinante en el diseño de plataformas, por lo que es de vital importancia conocer y definir sus características para asegurar que la estructura podrá resistir las condiciones más severas aún en condiciones como tormentas o huracanes. Para esto entonces se deben llevar a cabo registros de oleaje en periodos largos de tiempo en el sitio preciso donde se pretende instalar

la plataforma marina. Se pueden hacer predicciones del oleaje usando datos meteorológicos de cartas de tiempo o suponiendo un modelo.

La finalidad de estos métodos es poder definir la máxima altura de las olas que se utilizará en el proyecto utilizando una probabilidad de ocurrencia de entre 10 a 15 años.

En el diseño de estas estructuras se debe tener en cuenta que se inducen en el suelo no únicamente cargas estáticas, sino también cargas cíclicas producidas por el oleaje, vientos, corrientes marinas, flujos de lodos, efectos de sismos, etc. Los efectos de sismos que provoca a la estructura deben ser considerados en todos los diseños.

Se utilizarán pilotes de acero A-36 con diámetros de 1.2 metros o más según el tipo de plataforma y la configuración que se utilice. Los espesores usuales en pilotes van de 3 a 6 centímetros, su longitud varia también según el tipo de plataforma y por las condiciones del lecho marino. Los pilotes que constituyen las cimentaciones de las plataformas marinas pueden alcanzar profundidades entre los 77 y los 125 metros dentro del subsuelo marino y son instalados por las patas de la subestructura mediante un proceso de hincado por tramos los cuales son unidos mediante soldadura.

Normalmente los pilotes en plataformas marinas se dividen en pilotes interiores, pilotes de esquina, pilotes de prueba.

Lo primero que se debe hacer es introducir un primer tramo de pilotes de prueba en una de las patas de la plataforma, cuya finalidad es apoyar la subestructura en el lecho marino. Los pilotes se dejan caer por peso propio hasta la profundidad donde el suelo alcanza a desarrollar la resistencia que lo equilibra.

En zonas donde predominan las formaciones arcillosas superficiales, la profundidad del primer tramo de pilotes puede llegar a alcanzar fácilmente los 40 o 50 metros.

Seguido de introducir los pilotes de prueba, se procederá a la preparación de su contacto en la parte superior o donde estará el siguiente tramo. Se recortará la zona que se considera dañada debido a la acción del martillo que aplica energía de hincado. La longitud de esta zona está en función de la energía proporcionada por el martillo y puede ser del orden de 1 metro. Finalmente se unen los tramos mediante soldadura y se reinicia el procedimiento de hincado hasta el nuevo tramo de pilote. Este procedimiento se realiza hasta llegar a la posición final marcada.

Para las maniobras de hincado se utilizan martillos de vapor, con peso inferior a 130 toneladas y normalmente generan un rango de energía que va de 30000 a 300000 Lb-ft. La cantidad máxima de golpes permitida para martillos no debe exceder de 250 golpes por cada 1.5 metros de penetración.

La inclinación vertical de los pilotes hincados en el subsuelo marino debe ser del orden de 7 a 8 grados, esto debido también a la inclinación de las patas de la subestructura. Estas patas constituyen una guía inclinada para la trayectoria de los diferentes tramos de pilotes.

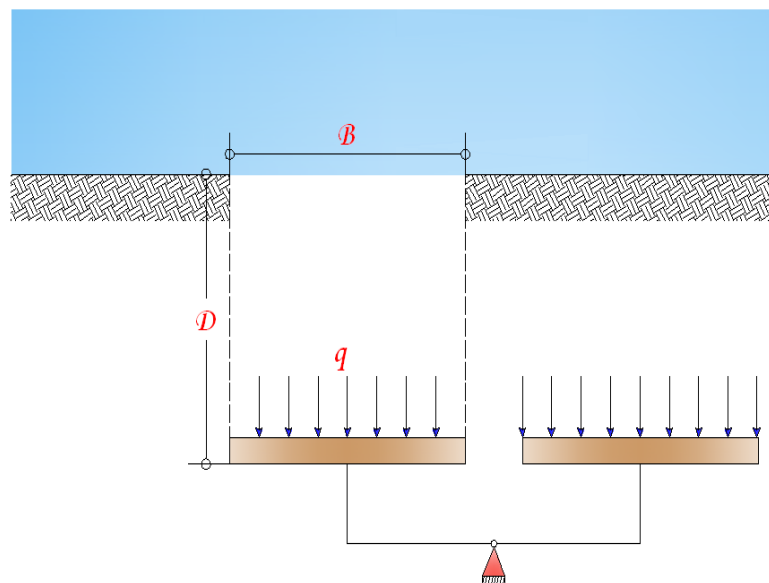
En base a los registros de hincado, se grafica el número de golpes por unidad de penetración del pilote en función de la profundidad y de esta manera, se puede conocer el comportamiento del pilote durante su instalación, y todos los eventos importantes que se produzcan durante el desarrollo como los cambios de martillo, los tiempos de unión, etc.

En las plataformas de perforación los pilotes se hincan con tubos de acero A-36, los diámetros comúnmente usados son de 24, 36, 42, 48, y 54 pulgadas, la variación de las paredes de los tubos usadas está entre 0.63 hasta 3 pulgadas.

La capacidad de carga del pilote está en función de la resistencia que oponga el terreno, ya sea por fricción o por punta.

El principio básico para cimentaciones de khristanovich se basa en una balanza y dice que si a un suelo en equilibrio lo excavan, el peso original es desplazado y el plato tiende a subir, viéndose impedido por la resistencia propia del suelo (c , Φ). Es decir que se puede quitar una cantidad de material proporcional a la resistencia del suelo.

Figura 52. Correspondencia de una cimentación con la balanza de khristanovich



4.1 CONDICIONES DE CARGA

Es muy importante realizar pruebas de carga, con el fin de verificar si el pilote soportará las cargas a las cuales estará sujeto y también verificar si los asentamientos no son excesivos.

Debido a que el comportamiento mecánico del suelo no se puede definir confiablemente es recomendable hacer pruebas de carga, sin embargo existe un problema al realizar esta prueba por ser tan costosa, pero si la obra por construirse es de gran importancia deberán realizarse para tener un mayor factor de confiabilidad y seguridad.

Estas pruebas se realizan a escala natural, se le aplica una carga al pilote llevándola hasta la falla donde se observa cual es la máxima capacidad que puede soportar y se controla que los asentamientos no sean excesivos.

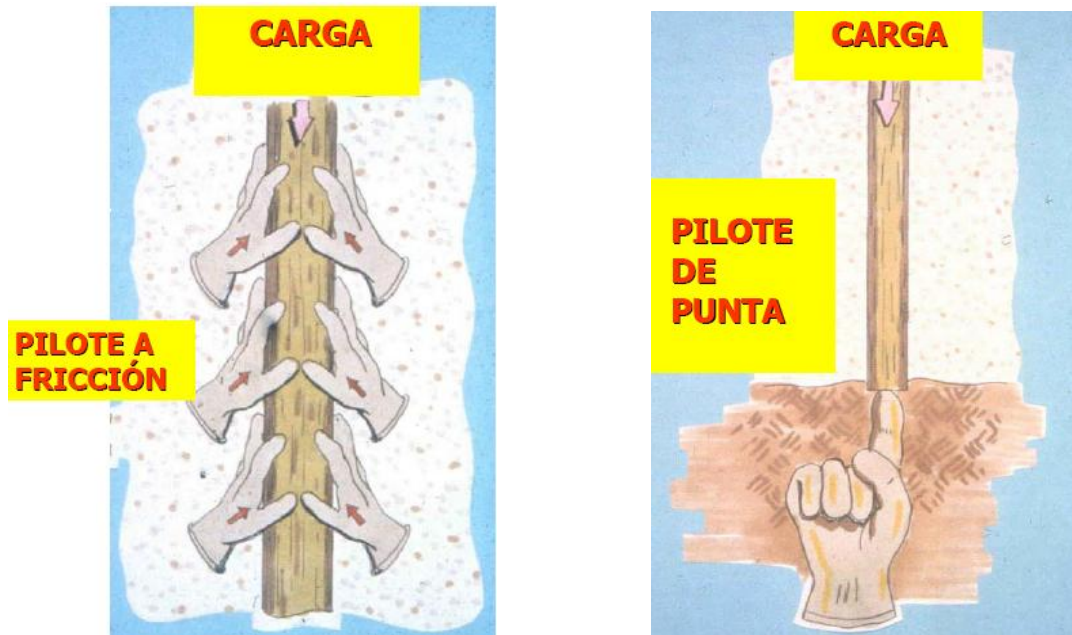
El análisis de cimentaciones requiere del conocimiento de dos aspectos principalmente: la capacidad de carga bajo cargas axiales y el análisis del comportamiento bajo cargas cíclicas horizontales y verticales. El primer concepto determina el diámetro y la longitud del pilote, el segundo determina también el diámetro y los espesores de las paredes del pilote.

Al análisis de cimentaciones se adiciona finalmente la capacidad de carga del lecho marino con el fin de asegurar su estabilidad durante el proceso de hincado de pilotes.

4.1.1 Expresiones para analizar cada concepto

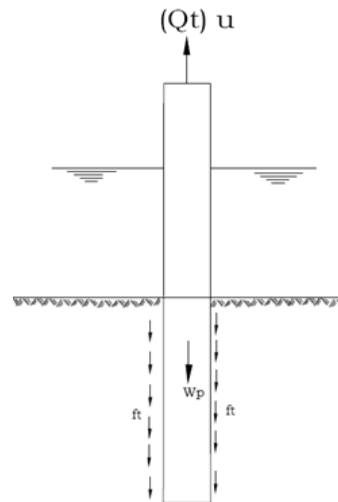
La máxima capacidad de carga de un pilote o pilar es la suma de la resistencia por la punta y por la fricción lateral en el instante de la carga máxima:

Figura 53. Resistencia por punta y por fricción lateral.



4.1.2 Capacidad de carga axial

Figura 54. Pilote a tensión



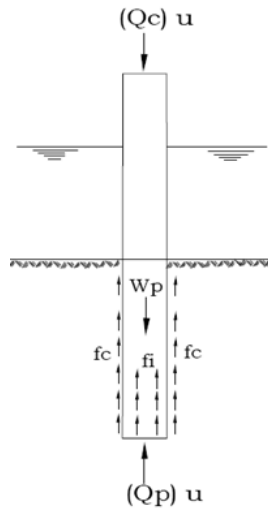
$$(Q_t)_d = \frac{(Q_t)u}{F.S.}$$

Donde:

$(Q_t)_d$ –Capacidad de carga axial a tensión, de diseño.

$F.S.$ –Factor de seguridad.

Figura 55. Pilote a compresión



$$(Q_c)_d = \frac{(Q_c)_u}{F.S.}$$

Donde:

$(Q_c)_d$ –Capacidad de carga axial a compresión, de diseño.

$F.S.$ –Factor de seguridad.

3. Capacidad bajo carga axial última a tensión:

$$Q_t U = A_L F_T + W_p$$

Donde:

A_L –Es el área de la cara exterior del pilote.

F_T –Fricción unitaria a tensión en la pared.

W_p –Peso propio del pilote (con o sin tapón de suelo).

4. Capacidad bajo carga axial última a compresión:

$$(Q_c)_U = A_S * f_c + A_i * f_i + A_p * q_p - W_p$$

Donde:

A_S –Superficie de la cara exterior del pilote

f_c –Es la fricción unitaria a compresión en la pared externa del pilote.

A_i –Superficie interior del pilote, en contacto con el suelo.

f_i –Fricción unitaria en el interior del pilote.

A_p –Es el área total de la punta del pilote.

q_p –Es la capacidad de carga unitaria en la punta.

W_p –Es el peso del pilote exclusivamente.

El método de análisis usado para calcular la capacidad de carga axial de pilotes establece que la carga axial Q o carga ultima en un pilote dentro de un suelo marino, es la suma de la capacidad por fricción lateral superficial y la correspondiente a la punta

El valor de la fricción lateral “ f ” en suelos cohesivos, usualmente se define mediante ensayos de resistencia al corte de compresión no confinada, triáxiales rápidas (UU), pruebas de veleta miniatura. Se hacen ensayos de consolidación y se observa el grado de consolidación de la muestra con respecto al esfuerzo efectivo actuante.

4.2 SUELOS COHESIVOS

4.2.1 Fricción unitaria sobre las paredes del pilote para suelos cohesivos

El valor de la fricción “ f ” puede ser menor que “ c ” para arcillas plásticas en proceso de consolidación o normalmente consolidadas.

En arcillas pre consolidadas se reduce el valor de la resistencia al esfuerzo cortante de la siguiente forma; cuando la resistencia al corte es menor que 2.5 Ton/m², entonces el valor de “f” se considera igual al de “c”.

Para valores de la resistencia al esfuerzo cortante comprendidos entre 2.5 y 7.5 Ton/m², el valor de “f” varía en forma proporcional en el rango de 2.5 a 3.7 Ton/m². Finalmente para valores de la resistencia al esfuerzo cortante mayores de 7.5 Ton/m², el valor de “f” se tomará igual a la mitad del valor de la resistencia al esfuerzo cortante determinado en laboratorio.

Para definir la resistencia al esfuerzo cortante en suelos preconsolidadas se puede determina su resistencia en muestras remoldeadas y posteriormente consolidadas al esfuerzo cortante.

Criterio 1

Criterio de Terzaghi y peck:

Ellos encontraron por medio de experimentos, una relación empírica entre la resistencia al corte no drenada y la fricción unitaria sobre el fuste del pilote (F), entonces:

	F (Kg/cm ²)
Arcillas blandas y limos	0.1 – 0.3
Limo arenoso y arcilla firme	0.2 – 0.5
Arcilla dura a muy dura	1.0 – 0.4

Donde la consistencia del suelo se puede determinar con base a la siguiente tabla:

[1]

Número de golpes en PSD	$q_u \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)$	Consistencia
< 2	< 0.25	MUY BLANDA
2 a 4	0.25 a 0.5	BLANDA
4 a 8	0.5 a 1	POCO FIRME
8 a 15	1 a 2	FIRME
15 a 30	2 a 4	DURA
> 30	> 4	MUY DURA

Criterio 2

Criterio de factor α

Tomilson estableció la siguiente ecuación empírica:

$$F = \alpha * c \quad [2]$$

Donde:

α = Es un factor empírico de adhesión que se determina con la siguiente grafica:

c = Resistencia al corte no drenada promedio

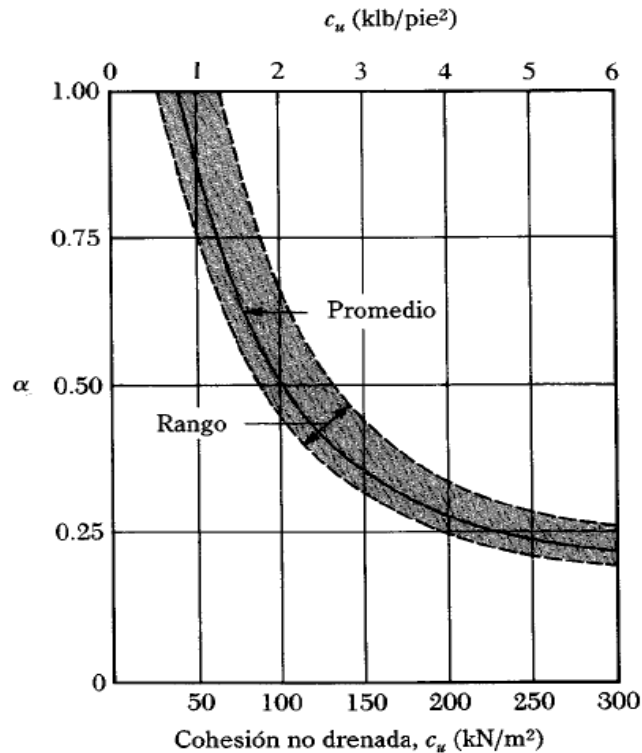
Tomilson especifica tres casos, los cuales se mencionan en la siguiente tabla.

Tabla 5. Factores de fricción para diferentes tipos de suelos

caso	condiciones del suelo	relación de penetración (PR)	factor de fricción (α)
1	Grava arenosa y arenas sobre mantos cohesivos rígidos y muy rígidos	< 20	1.25
		> 20	Usar la grafica
2	Limos y arcillas blandas sobre mantos cohesivos y muy rígidos	$8 < PR < 20$	0.4
		> 20	Usar la grafica
3	Suelos cohesivos rígidos y muy rígidos	$8 < PR < 20$	0.4
		> 20	Usar la grafica

En donde $PR = \frac{\text{profundidad del pilote dentro del suelo cohesivo}}{\text{diametro del pilote}}$

Figura 56. Grafica según Tomilson.



4.2.2 Suelos granulares

La contribución a la capacidad de carga debida a fricción desarrollada en estratos de suelos arenosos se puede determinar utilizando la siguiente expresión: [3]

$$f = K_0 \sigma v_z \tan \delta$$

Donde:

K_0 –Coeficiente de presión de tierra en reposo.

$K_0 = 0.4$ para arenas sueltas

$K_0 = 0.6$ para arenas compactas.

Generalmente $K_0 = 0.5$ para pilotes a tensión y $K_0 = 0.7$ para pilotes a compresión.

σv_z –Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z .

δ –Angulo de fricción desarrollado entre el suelo de cimentación y el pilote de acero.

Generalmente se considera como $\frac{2}{3} \phi$, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo. El factor de seguridad que normalmente se utiliza en la aplicación de este criterio se considera como un valor entre 3 y 4.

En la siguiente tabla se presentan valores que son consideradas según el API, los cuales son aplicables a suelos granulares de compacidad media y densa.

Tabla 6. Valores de ϕ , δ , N_q , considerados según API.

Tipo de suelo	ϕ (grados)	δ (grados)	N_q
Arena Limpia	35	30	40
Arena Limosa	30	25	20
Limo arenosa	25	20	12
Limo	20	15	8

El esfuerzo vertical efectivo se calcula a partir de los valores de peso volumétrico sumergido.

La capacidad de carga última por punta se puede obtener por la siguiente expresión: ^[4]

$$(Q_p)_U = q_c * A_c$$

Donde:

q_c –Capacidad de carga unitaria en la punta del pilote.

A_c –Area del pilote en la punta.

Para calcular q_c existen varios métodos o criterios.

4.2.3 Criterios de q_c en suelos cohesivos

Teoría Skempton

Para calcular la capacidad de carga superficial de zapata. ^[5]

$$q_c = CN_c + \sigma_z$$

Donde:

σ_z –Esfuerzo vertical efectivo.

N_c –Factor de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna.

Teoría Terzaghi

$$q_c = 6.2c + \sigma_z$$

En la ecuación presentada se puede observar que el valor de $N_c=6.2$ y $N_q=1$.^[6]

Teoría Meyerhof.

$$q_c = 9c + \sigma_z$$

En esta ecuación también se puede observar que el valor de $N_c=9$ y $N_q=1$.^[7]

4.2.4 Criterios de q_c en suelos cohesivos-friccionantes

Criterio de Terzaghi

Para cimientos de sección circular aplicada para pilotes.^[8]

$$q_c = 1.2cN_c + \sigma_z N_q + 0.6$$

Criterio según Meyerhof

Aplicada a pilotes la expresión es:^[9]

$$q_c = cN_c + \sigma_z N_q$$

4.2.5 Suelos friccionantes

Para pilotes instalados en suelos granulares, la expresión con la que se obtiene la capacidad de carga unitaria se reduce a:^[10]

$$q_c = \sigma_z N_q$$

Donde:

σ_z –Esfuerzo vertical efectivo.

N_q –Factor de capacidad de carga (adicional) en función del ángulo de fricción interna

Estas teorías hacen referencia a pilotes cuyas puntas son de sección transversal llena y no como en los pilotes tubulares usados en plataformas marinas por lo que, la capacidad de carga en la punta se considera limitada por la resistencia de fricción que se genera entre el tapón de suelo y la pared interna del pilote.

4.3 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL EN PILOTES SUJETOS A TENSION

La capacidad de carga ultima a tensión Q_t , se considera menor o igual que la fricción desarrollada en la cara exterior del pilote: [11]

$$Q_T < f_s * A_s$$

El peso propio del pilote se tiene en cuenta para analizar los pilotes a tensión. Cuando se toma el menor peso posible de la estructura y las cargas horizontales máximas que se puedan presentar durante la vida útil, se utilizará un factor de seguridad para diseñar los pilotes que estarán sujetos a esta carga, de 1.5.

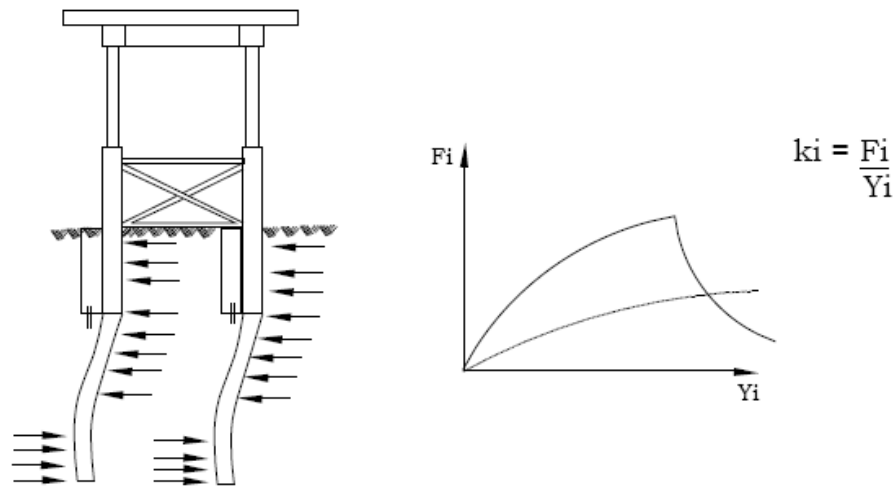
Este factor de seguridad se recomienda solo cuando hay un nivel promedio de confianza de los datos empleados del subsuelo y de los criterios de cálculo y análisis que se utilicen.

Este factor se puede incrementar a 2 o ser mayor cuando la incertidumbre sobre los datos del subsuelo y los criterios de análisis quedan claramente por debajo del nivel promedio razonable.

4.3.1 Pilotes sujetos a cargas laterales.

Según American Petroleum Institute la reacción del suelo sujeta a cargas laterales se define de la siguiente manera

Figura 57. Reacción del suelo sujeta a cargas laterales.



Los suelos arcillosos se comportan como un material plástico bajo cargas laterales, lo que hace necesario relacionar la deformación del conjunto “suelo-pilote” con la resistencia del suelo. Se construye una curva de resistencia lateral del suelo contra su deflexión (P-Y), esta curva se hace usando los datos de esfuerzo y deformación encontrados en las muestras del suelo que se analizaron previamente en el laboratorio.

Lo que se busca determinar es la forma cómo interactúan el suelo y el pilote. Entonces la resistencia lateral del suelo (P), se expresa como una función no lineal de la deflexión del pilote (Y). Esta relación está en función de las características esfuerzo-deformación del suelo, la profundidad, el diámetro del pilote y la resistencia al corte del suelo.

En suelos arcillosos se determina la capacidad de carga lateral aplicando la teoría tradicional, pero distinguiendo dos zonas diferentes de acuerdo a su mecanismo de falla, una superior en donde se genera una cuña de desplazamiento y otra inferior en donde predomina un efecto de flujo de suelo alrededor del pilote.

4.3.2 Diseño por carga lateral

4.3.2.1 Capacidad de carga lateral para arcillas blandas. La capacidad de carga última se define como ^[12]

$$P_U = N_C * C$$

Para arcillas blandas P_U varia en pilotes de $8C$ y $12C$. Las cargas cíclicas causan mayor deterioro en la capacidad de carga lateral. Esto solo se cumple para cargas estáticas laterales.

Entonces: ^[13]

$$P_U = 9C \text{ para } Z \geq Z_r$$

Donde:

P_U – Resistencia ultima. (Lb/plg²)

Z – Profundidad bajo la superficie del suelo (Pulgadas).

Z_r – Profundidad bajo la superficie hasta la base reducida de resistencia (pulgadas).

Por tanto Z_r queda definida de la siguiente manera: ^[14]

$$Z_r = \frac{6d}{\frac{\gamma * d}{C} + J}$$

Donde:

J –Constante empírica 0.5 en arcillas blandas y 0.25 en arcillas firmes.

d –Diámetro de los pilotes (pulgadas).

γ –Peso volumétrico sumergido del suelo (Lb/plg³)

4.3.2.1 Carga vs. deformación en arcillas blandas. La relación que hay entre carga lateral y su deformación para pilotes en arcillas blandas generalmente tiene un comportamiento no lineal. A corto plazo se puede emplear la siguiente tabla: ^[15]

P/Pu	Y/Ya
0	0
0,5	1
0,72	3
1	8
1	infinito

Donde:

P- Resistencia lateral existente, (Lb/plg²).

Y- Deflexión lateral existente, (pulgadas).

$$Y_a = 2.5 * S_c * D_f$$

Donde:

S_c –Deformacion unitaria que ocurre a la mitad del máximo esfuerzo en laboratorio bajo prueba de compresión no drenada de las muestras inalteradas.

D_f –Diámetro del pilote (pulgadas)

Cuando el equilibrio ha sido alcanzado bajo cargas cíclicas, la curva de carga Vs. Deformación se puede elaborar mediante la siguiente tabla: [16]

Z>Zr		Z<Zr	
P/Pu	Y/Ya	P/Pu	Y/Ya
0	0	0	0
0,5	1	0,5	1
0,72	3	0,72	3
0,72	infinito	0,72 Z/Zr	15
		0,72 Z/Zr	infinito

4.3.2.2 Carga vs. Deformación (P-Y) en arcillas rígidas. En este tipo de suelo se presenta también un comportamiento no lineal entre el esfuerzo Vs, La deformación, sin embargo son más frágiles que las arcillas blandas.

4.3.2.3 Carga vs. Deformación (P-Y) en arcillas rígidas. La capacidad de carga ultima de carga lateral en los suelos granulares se puede determinar mediante la siguiente expresión. [17]

$$P_{us} = A \frac{\gamma' H}{D} \frac{K_0 * h * \tan \phi \operatorname{sen} \beta * d + H \tan \beta \operatorname{Tan} \alpha}{\tan \beta - \phi \operatorname{cosec} \alpha} + \frac{K_0 * H \tan \beta \operatorname{Tan} \phi \operatorname{sen} \beta - \operatorname{Tan} \alpha - K_a * d}{\tan \beta - \phi}$$

Esta ecuación es utilizada en pocas profundidades por debajo de la superficie marina.

Y para profundidades mayores se utiliza la siguiente expresión: [18]

$$P_{ud} = A K_a * \gamma' H * (\operatorname{Tan}^8 \beta - 1 + K_0 * \gamma' H * \operatorname{Tan} \phi * \operatorname{Tan}^4 \beta)$$

Donde:

P_u – Resistencia ultima, s=Superficial, d=profunda, (Lb/plg²).

A – Factor de ajuste empírico, diferencia entre el comportamiento estático y cíclico.

ϕ – El ángulo de fricción interna del suelo.

H – Profundidad (pulgadas)

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

$$\alpha = \phi/2$$

d – Diametro exterior del pilote, (pulgadas)

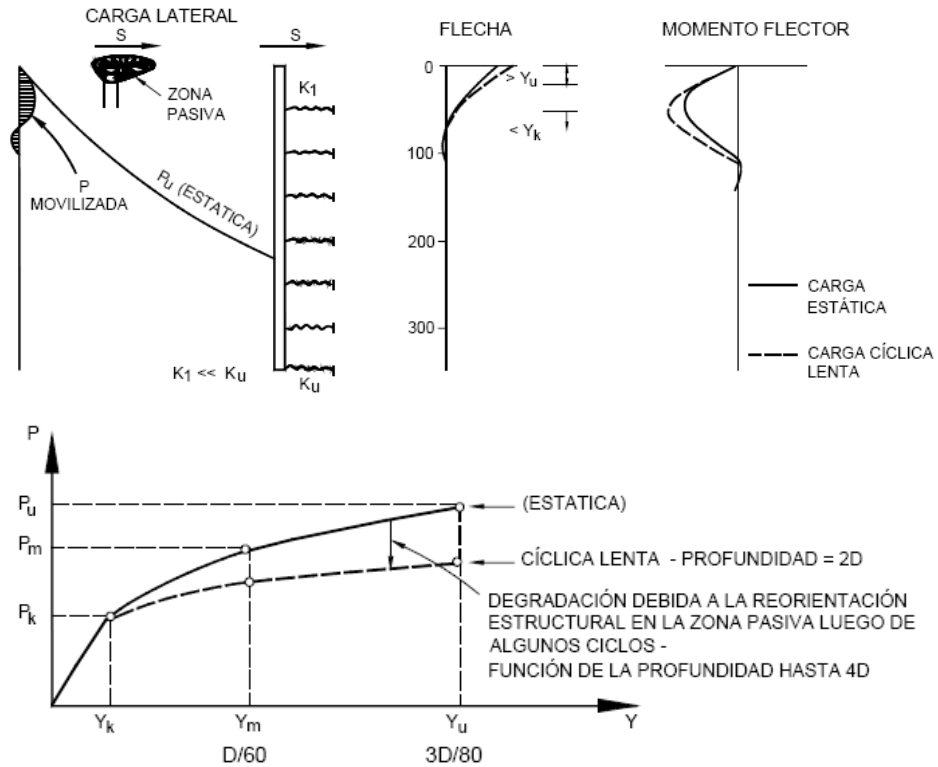
A = Factor de ajuste empírico, de la diferencia entre el comportamiento estático y cíclico.

K_a – Coeficiente de presión de tierra, empuje activo de Ranking $(\tan^2 45^\circ - \frac{\phi}{2})$

K_0 – Coeficiente de presión de tierra en reposo (0.4).

4.3.2.4 Curvas de carga vs. deformación (p-y) en arenas. Esta relación generalmente tiene un comportamiento no lineal en pilotes con cargas laterales para las arenas. ^[19]

Figura 58. Curva de carga Vs. deformación en Arenas.



En la figura "P" es la resistencia a la carga lateral, y "Y" es la deformación lateral del pilote. También se ilustran las características generales del análisis del API para el caso de arenas. Bajo grandes cargas, cerca de la cabeza del pilote se desarrolla una zona de falla pasiva. Datos de ensayos indican que la resistencia última, P_u , para carga lateral se alcanza cuando las flechas del pilote, Y_u , son de aproximadamente $3d/80$, siendo d el diámetro del pilote.

Debido a la ausencia de información definitiva los valores de la grafica pueden ser calculados aproximadamente para cada profundidad específica por los segmentos de la curva P - Y . Los valores de los puntos u , m , k , pueden ser calculados así: [20]

Punto U:

$P_U = P_{cs}$ Para pequeñas profundidades debajo de la superficie del suelo marino.

$P_U = P_{cd}$ Para grandes profundidades debajo de la superficie del suelo marino.

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

Punto m:

$$P_m = \frac{B}{A} * P_u$$

Donde:

B= Factor de ajuste empírico no dimensional que lleva la diferencia de comportamiento estático y cíclico.

$$Y_m = \frac{D}{60}$$

Punto k:

$$P_k = \frac{H}{D} * K_1 * Y_k$$

$$Y_k = \frac{d * P_m}{K_1 * H * Y_m^{n/m-1}}$$

Donde:

$$n = \frac{P_m * (Y_u - Y_m)}{Y_m * (P_u - P_m)}$$

K_1 –Modulo inicial del suelo. Para arenas sumergidas sujetas a cargas estáticas o cíclicas se recomienda la siguiente tabla.

Tabla 7. Valores de Ki en arenas sumergidas.

Densidad relativa	$k_i \left(\frac{Lb}{plg^2} \right)$	$k_i \frac{Kpas}{mm}$
SUELTO	20	5.43
MEDIANO	60	16.28
DENSO	125	33.93

Las partes de la curva (P-Y) entre los puntos *K* y *M* es una parábola con los puntos intermedios calculables mediante la siguiente expresión: [21]

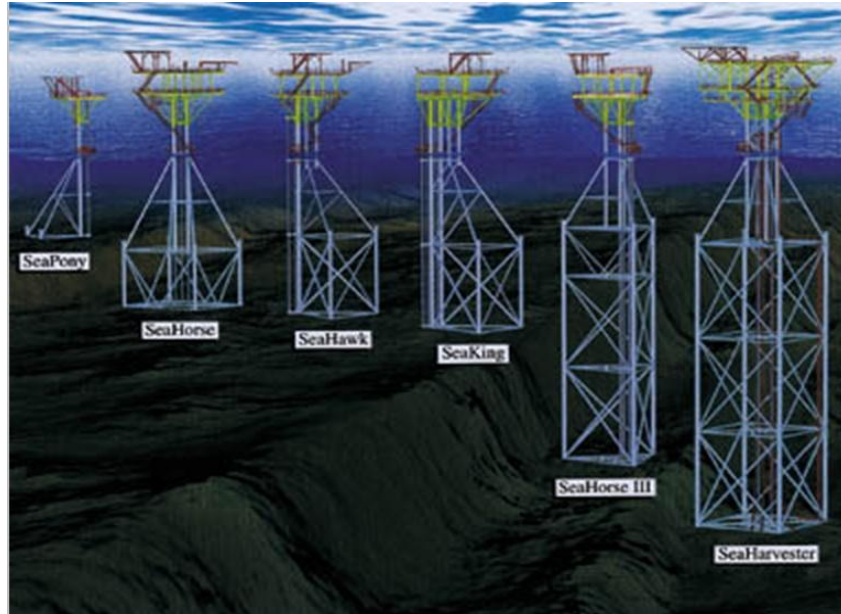
$$P = \frac{P_m}{Y^{1/n}} Y^{1/n}$$

La influencia del efecto de grupo sobre la rigidez de los pilotes es un tema bastante controversial. Las soluciones que se basan en la teoría de la elasticidad pueden llevar a resultados equivocados cuando ocurre fluencia cerca de la cabeza del pilote. La evidencia experimental tiende a sugerir que el efecto de grupo no es significativo si las separaciones son mayores que 4d a 6d. Donde “d” es el diámetro del pilote.

Bajo las condiciones en que se realizan procesos de hincado, se concluye que es necesario tener un óptimo estudio del lecho marino mediante estudios geofísicos y geotécnicos, con el fin de reducir los peligros de inestabilidad que enfrentan las instalaciones de plataformas Jacket.

4.4 DIBUJOS DE SECUENCIA PARA UN PLAN PREESTABLECIDO DE UNA PLATAFORMAS FIJA.

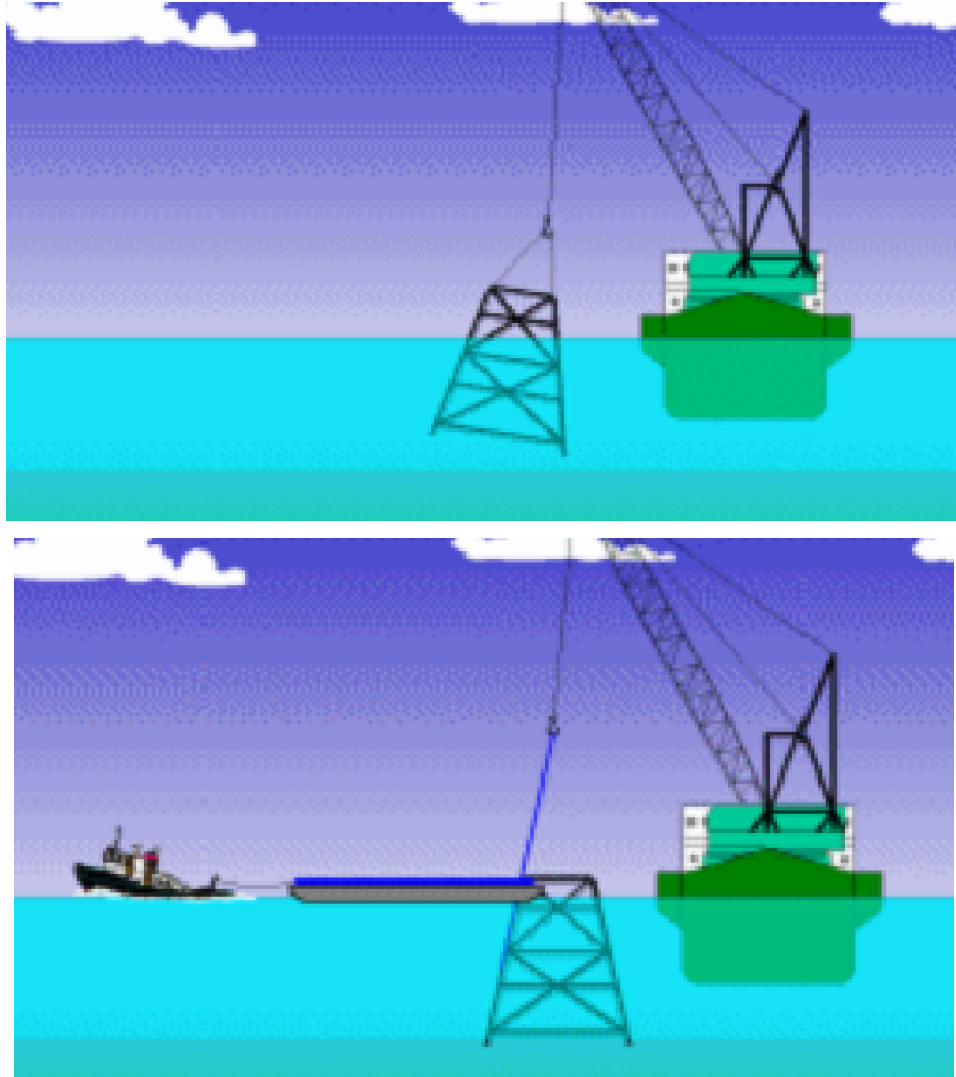
Figura 59. Familia de plataformas fijas.



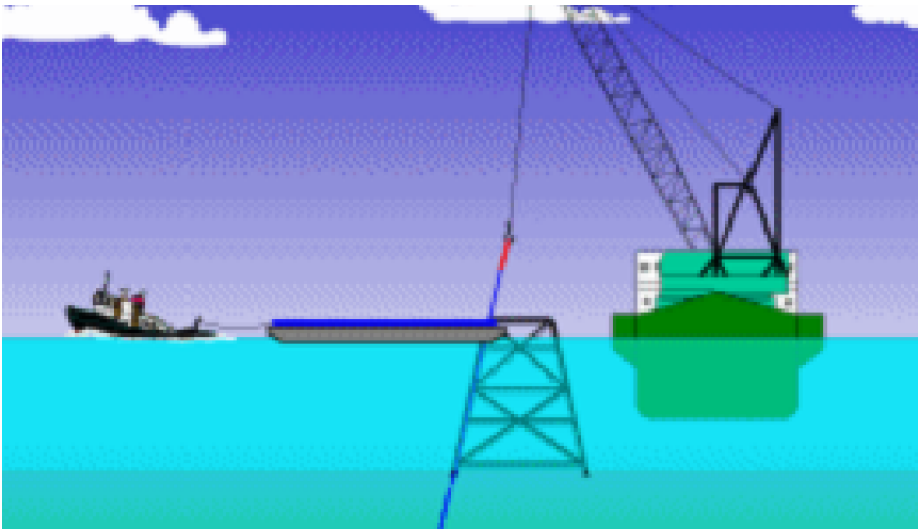
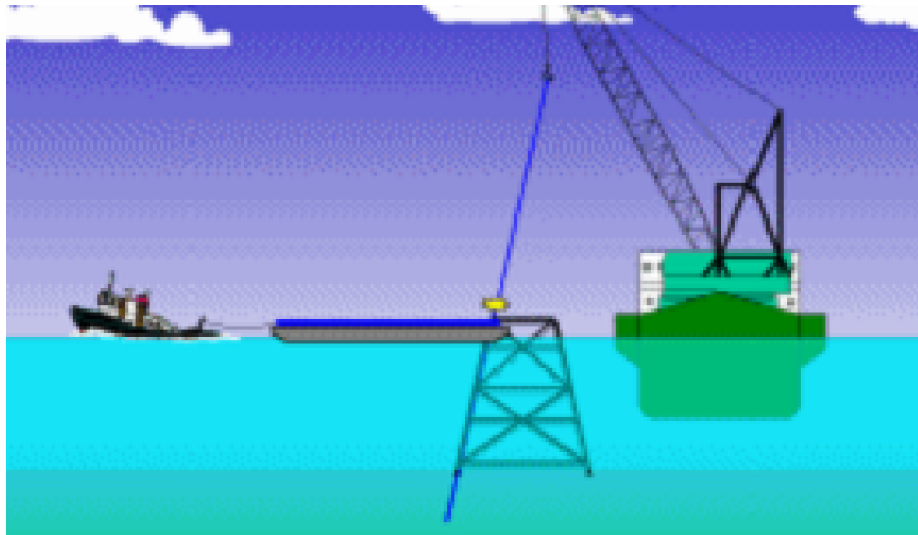
Las plataformas fijas se construyen en tierra y se trasportan al sitio previamente establecido por medio de remolcadores o plataformas flotantes como buques,



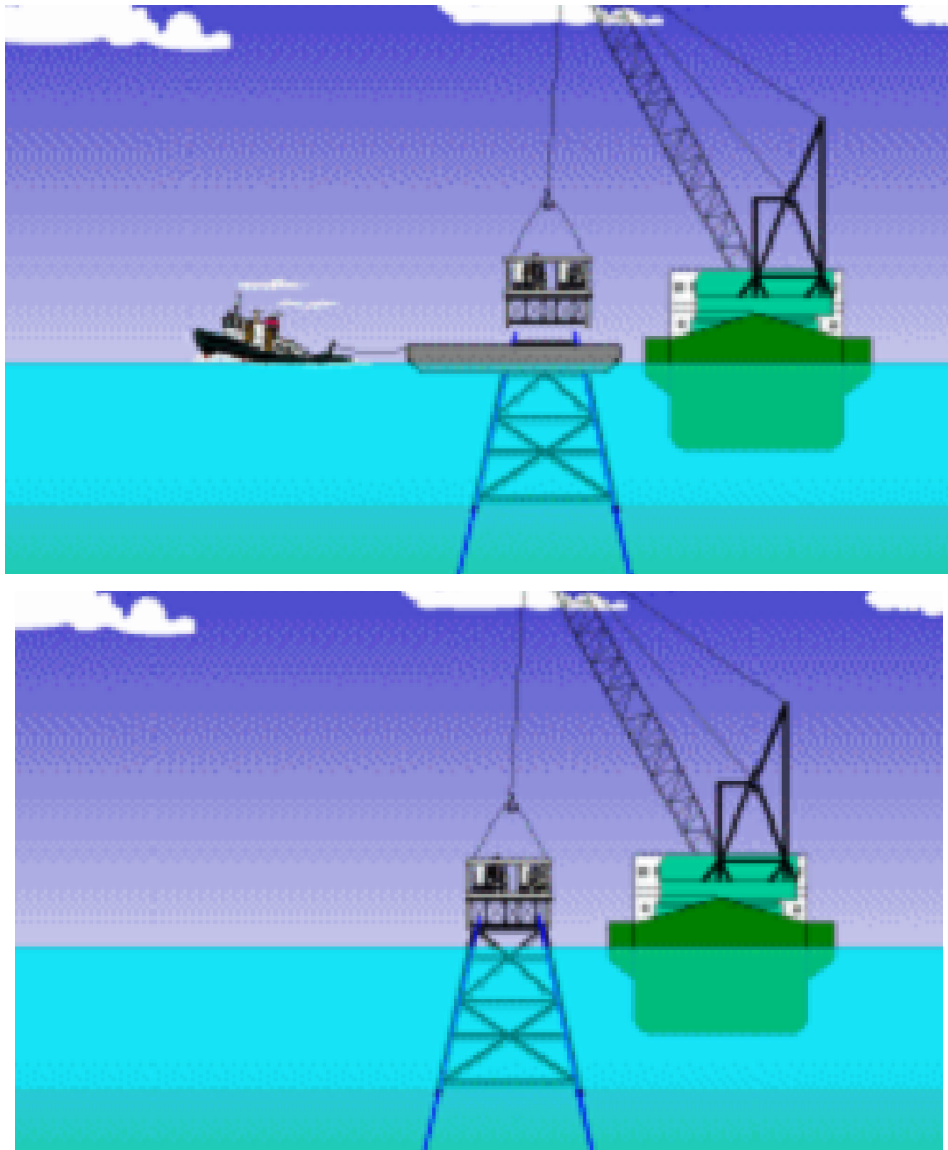
La plataforma es acomodada de tal manera que su infraestructura quede en su debido lugar sobre el lecho marino.



Después de ubicada la infraestructura se procede a hincar los pilotes por medio de un martillo hidráulico o neumático. Los pilotes serán unidos mediante soldadura, y se repite el procedimiento hasta donde la profundidad de los pilotes sea la adecuada para que la plataforma pueda resistir condiciones medioambientales extremas.



Finalmente se ubica la superestructura sobre la estructura anclada al suelo o sobre la infraestructura.



Para realizar una simulación a la hora de diseñar la cimentación, es necesario utilizar un software que cumpla con los requerimientos impuestos por el API.

Después de conocer la información arrojada por la exploración geofísica y geotécnica, se efectuara el análisis y diseño de los pilotes donde se aconseja ayudándonos por cualquiera de estos programas para pilotes profundos:

- GRLWEAP, PDA, CAPWAP, FB-Multipier.

5. SISTEMAS DE AMARRE EN PLATAFORMAS PETROLERAS FLOTANTES

INTRODUCCION:

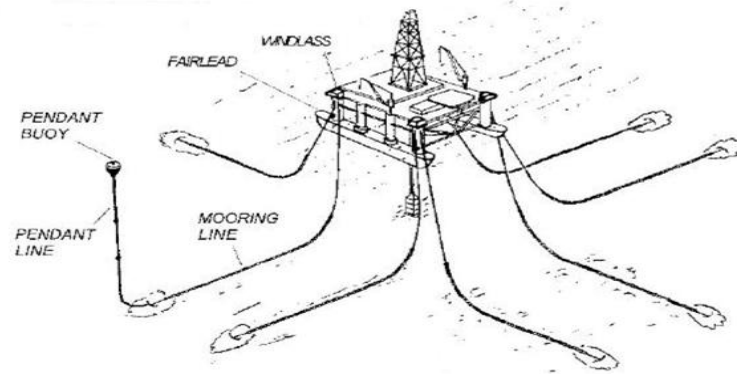
Los sistemas de amarre actúan como un resorte para resistir las fuerzas ambientales de compensación, y como el clima empuja el sistema flotante fuera de lugar, entonces las líneas de amarre proporcionarán una fuerza de resistencia que aumentará con el desplazamiento del buque. La embarcación se desplazará hasta que la carga de medio ambiente se equilibre por una fuerza igual pero opuesta a la del sistema de amarre. Estos sistemas son utilizados para asegurar plataformas flotantes (FPSO).

La principal función de los sistemas de amarre es mantener la plataforma petrolera flotante o buque en su ubicación, conservándolos dentro de un rango aceptable al movimiento horizontal incluso en condiciones meteorológicas extremas, permitiendo las operaciones de perforación y producción.

Las plataformas flotantes son equipadas normalmente con ocho anclajes, la finalidad de esta distribución es permitir las operaciones de exploración y producción, además para poder hacer el respectivo mantenimiento en cada ancla. Estas anclas son regulables para permitir las operaciones en los tres tipos de suelos marinos:

- Barro o limo.
- Arena.
- Roca.

Figura 60. Numero de anclajes para plataformas flotantes.



5.1 SISTEMAS DE AMARRE MÁS UTILIZADOS

Existen varios tipos de sistemas de amarre utilizados en los sistemas flotantes de exploración y perforación hoy en día:

- Sistemas de amarre por cadenas.
- Sistemas de amarre por cables.
- Combinación de cables y cadenas.
- Sistemas de amarres sintéticos (cuerda de nylon).
- Sistemas de aspiración de anclaje (tensión en las piernas de amarres).

Tradicionalmente, las anclas de Fluke se han diseñado con el requisito obligatorio de que la línea de anclaje tiene que ser horizontal (ángulo de elevación cero) a nivel de los fondos marinos durante la instalación para el funcionamiento de las anclas. Este requisito impone limitaciones significativas en el uso de las anclas de Fluke en aguas más profundas, y una investigación sobre los efectos del levantamiento en el comportamiento de un ancla de Fluke ha servido de base para la evaluación de un ángulo de elevación aceptable.

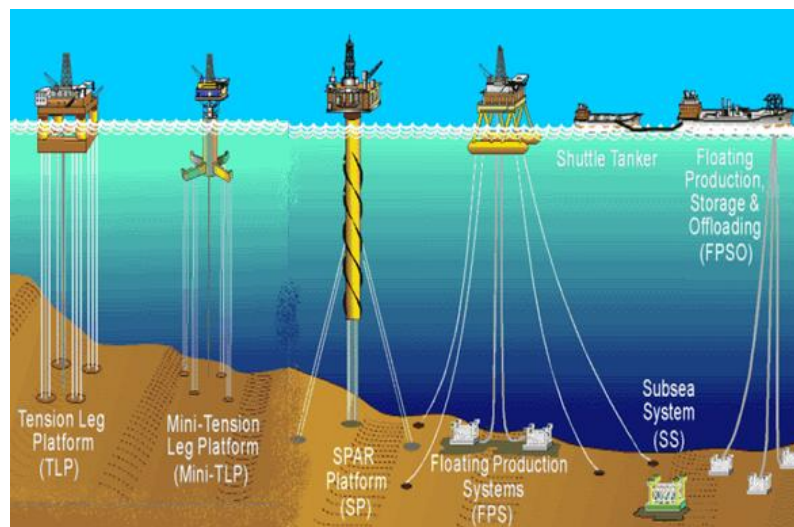
El ángulo de Fluke es el ángulo definido por el plano de Fluke y una línea que pasa por la parte posterior de la aleta y el ancla grillete. Es importante tener una definición clara (aunque arbitraria) de cómo el ángulo de Fluke Normalmente se fija dentro del rango de 25 ° a 50 °.

Al excavar en un suelo duro (arena) donde hay mucha resistencia, suele utilizarse un ángulo de Fluke o uña de 25 a 30° para que el anclaje se pueda enterrar a sí misma y para generar la capacidad de retención adecuada.

En suelos blandos (lodos o limos) se utiliza un ángulo mayor, de 30 a 50° (hasta donde las aletas tengan mayor área superficial en la dirección vertical). La ventaja de utilizar el ángulo más grande en la arcillas blandas normalmente consolidada es que el ancla penetra más profundo, donde la fuerza del suelo y la componente normal del Fluke es mayor, dándole una mayor resistencia. En suelos rocosos su único activo será su peso propio.

5.2 PLATAFORMAS CON SISTEMAS DE AMARRE

Figura 61. Tipos de plataformas con sistemas de amarre.



En la imagen se presentan algunos casos de plataformas que utilizan sistemas de amarre anclados al lecho marino, existen varios sistemas de amarre dependiendo la configuración de la plataforma, entonces los sistemas de amares pueden ser costosos dependiendo el tipo de material y del volumen de la plataforma flotante. Se mostraran algunos aspectos generales para una plataforma “tipo” (FPS). Con el fin de poder entender el procedimiento a seguir de manera global o muy general.

5.3 ANCLAS:

DEFINICIONES:

Dip-down point: Punto donde la línea de anclaje comienza a integrarse.

Fluke: Principal componente de la carga.

Ángulo de Fluke: Ángulo entre el plano de casualidad y una línea que pasa por la parte posterior de la aleta y el grillete (arbitraria definición).

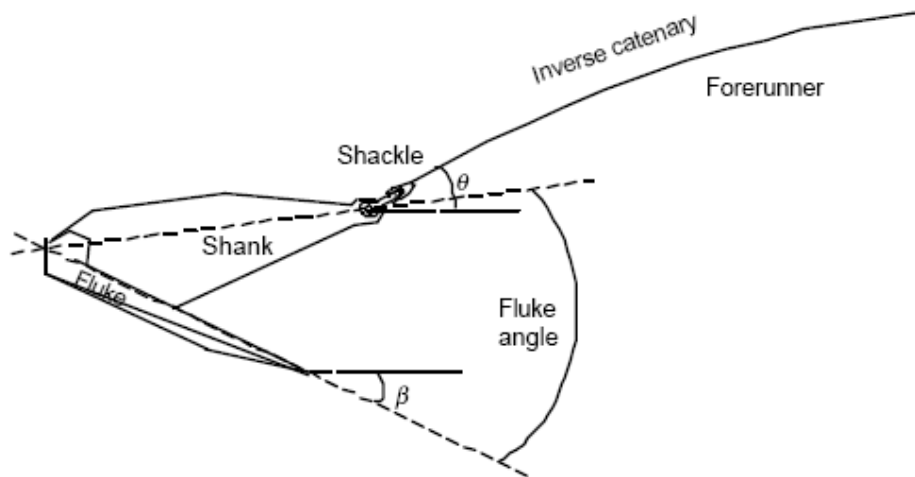
Forerunner: Segmento de línea de anclaje que va incrustado en el suelo (preferentemente de alambre, pero también puede ser una cadena).

Catenaria inversa: La curvatura de la parte incrustada del precursor.

Shank: Punto de unión con el Forerunner (en la parte delantera de la caña). Rígidamente unido al Fluke.

Shank Touch-down point: Punto donde la línea de anclaje toca por primera vez el fondo marino.

Figura 62. Partes del ancla.



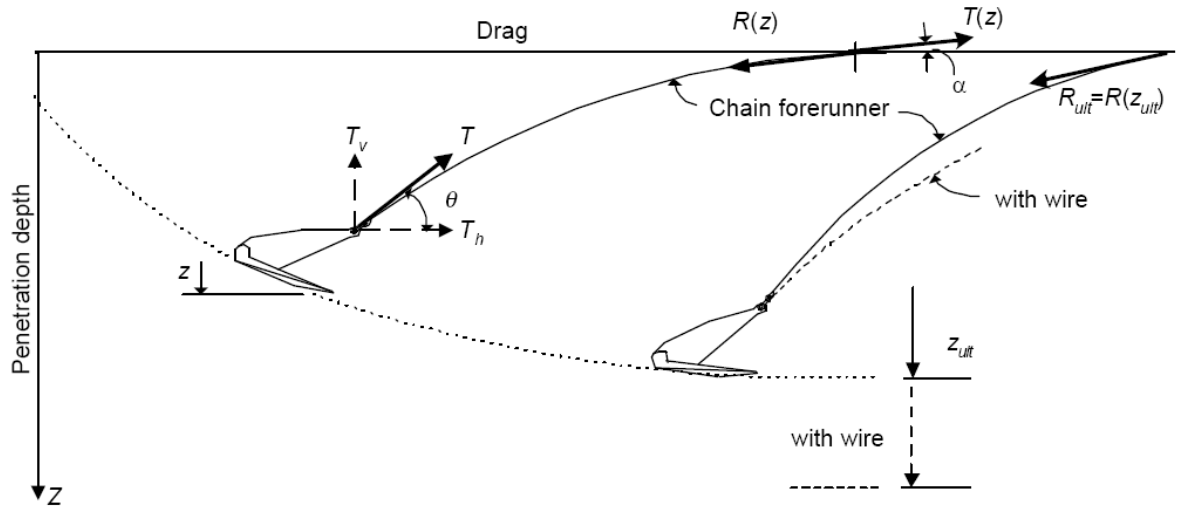
La resistencia de un anclaje depende de la capacidad del ancla para penetrar y para llegar a la tensión de instalación de destino (T_i).

La ruta de penetración y la profundidad de penetración en última instancia es una función de:

- Las condiciones del suelo (capas del suelo, la variación de la resistencia al corte).
- El tipo y el tamaño de ancla.
- Ángulo de Fluke del ancla.
- El tipo y el tamaño del conductor precursor del anclaje (de cable o cadena).
- El ángulo α de elevación en el nivel de los fondos marinos.

En una arcilla sin grandes espesores, el Fluke de un ancla normalmente penetra a lo largo de un camino, donde la relación entre la penetración gradual y arrastre disminuye con la profundidad.

Figura 63. Variables para la penetración del ancla en el lecho marino.



En la profundidad de penetración Z_{ult} en última instancia el ancla no penetra más allá. El ancla penetra hasta donde el Fluke del ancla sea horizontal (o casi horizontal), en esa posición la tensión en la línea es constante. En este punto la profundidad de penetración es la adecuada para alcanzar su máxima capacidad de retención.

En la mayoría de los casos hay una incertidumbre en los datos suministrados, por ejemplo, la estratigrafía del suelo, los puntos fuertes del suelo, la tensión de instalación de anclaje, la contribución de la resistencia al deslizamiento a lo largo del segmento de línea de anclaje en el lecho marino, la profundidad de penetración en el ancla, los posibles efectos de volteo del ancla durante la penetración, etc.

Por tanto, es de interés general que en el futuro de las pruebas de anclaje, y la vigilancia de las instalaciones de anclaje comerciales, sean cuidadosamente planificados y ejecutados de manera que la base de datos de estas pruebas poco a poco mejore.

Un sistema de anclaje adecuadamente diseñado conserva el buque dentro de un rango aceptable de movimiento horizontal. Los sistemas de amarres están diseñados para permitir desplazamientos horizontales de plataformas flotantes y buques en aguas profundas normalmente del 2-3% de la profundidad del agua. Y en climas extremos el sistema de amarre debe limitar generalmente del 5-6% de la profundidad del agua, para permitir que el elevador de perforación permanezca conectado sin daños

En el caso de condiciones meteorológicas extremas, es decir, los huracanes, tifones y otros acontecimientos de carácter tropical, el sistema de anclaje estará diseñado para mantener la integridad y la bodega del sistema flotante en su lugar. En este punto se desconectará el elevador de perforación. La figura muestra la integridad física de esta plataforma antes y después de soportar el cruce del huracán catrina.

Figura 64. Sistemas de amarre en condiciones meteorológicas extremas.



Un diseño de anclaje adecuado puede dar la capacidad de retención entre 10-34 veces el peso del ancla, depende de la composición del fondo marino

5.4 TIPOS DE ANCLAS MÁS UTILIZADAS:

5.4.1 Ancla de prueba

Cuando la información del suelo marino no se conoce se puede tirar un ancla de prueba de 3000 Lbs. Dando una indicación de gran potencia para seleccionar el anclaje apropiado de la plataforma flotante.

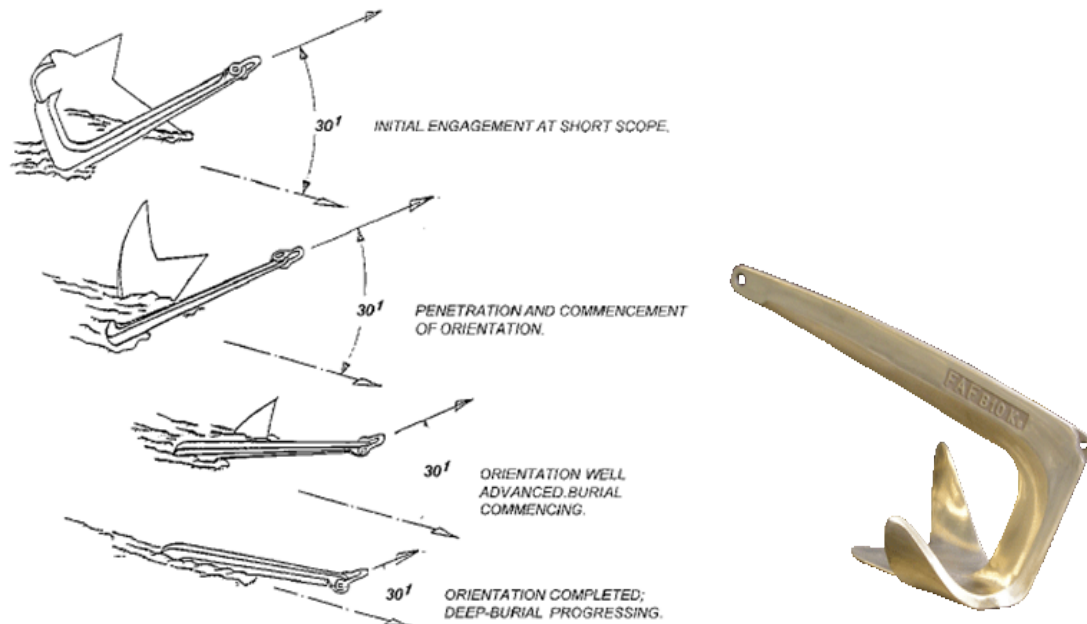
Figura 65. Anclas de prueba.



5.4.2 Ancla bruce:

El ancla Bruce es especialmente ventajosa en suelos blandos. Esta ancla ha reemplazado a muchos de los sistemas más convencionales, ya que ofrece una estabilidad absoluta, alcance corto, y alta capacidad de retención.

Figura 66. Ancla Bruce.



5.4.3 Ancla Stevpris

Estos sistemas son utilizados en suelos arenosos o duros, donde hay mucha resistencia. Para su diseño y ejecución se utilizan software como el DeepC y DIGIN.

Figura 67. Ancla Stevpris.



Características para tener en cuenta en anclas

- La capacidad de retención aumenta cuando el ancla penetra a mayor profundidad.
- Para que aumente la penetración, la sección frontal del ancla debe ser tan pequeña como sea posible.
- Cuando la caña es muy corta y el ángulo de uña es muy grande puede causar que el ancla se gire causando que salga del suelo.
- Cuando la caña es muy larga hace que el ancla resista el vuelco, pero a menudo dobla la caña.
- Un diseño de ancla adecuado puede dar una capacidad de retención de 10 a 34 veces el peso del ancla.

5.4.4 Sistemas de amarre.

En aguas poco profundas se suelen utilizar los siguientes sistemas de amarre:

Sistema de amarre de cables.

Sistema de amarre de cadenas.

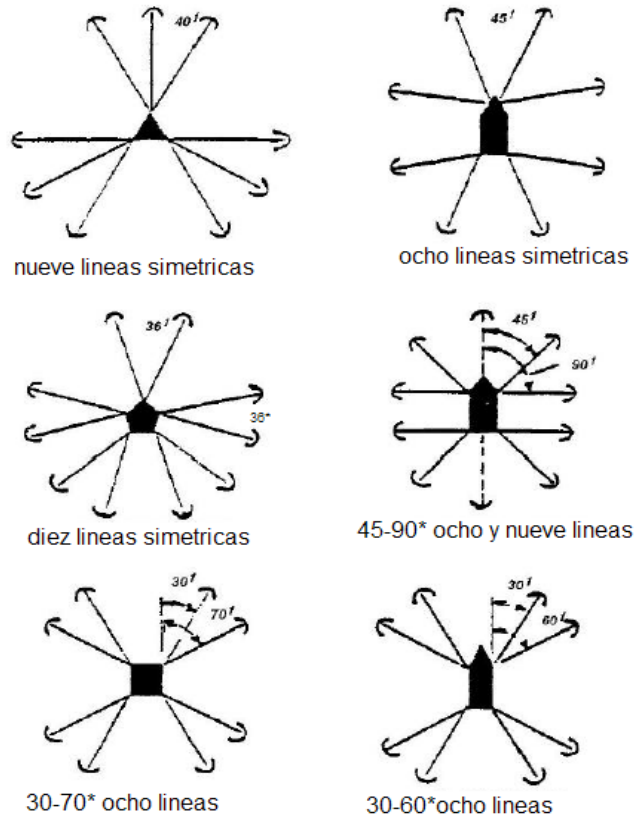
Combinaciones de cables y cadenas.

A 300, 600 y 1000 pies de profundidad se pueden utilizar sistema de cables o cadenas y para profundidades entre 1000- 2000 pies de profundidad se recomienda utilizar combinaciones de cables con cadena.

En la actualidad, la profundidad máxima de los sistemas combinados se ha desplegado en más de 5800 pies de profundidad del agua.

Configuraciones en sistemas de amarres para plataformas flotantes:

Figura 68. Configuración de los sistemas flotantes.



5.4.5 Sistema de amarre de cadenas

Tres tipos de cadena se adaptan a las operaciones de perforación en plataformas flotantes. Están las cadenas con taco y eslabones soldadas en el extremo, y la cadena de Di-Lok con capacidad de carga regular y alta.

Figura 69. Cadenas con eslabones soldadas en el extremo.

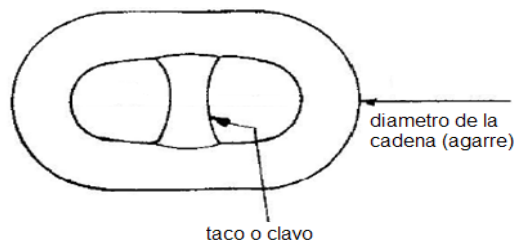


Se fabrican en tamaños de 3 / 4 pulgadas hasta 6 pulgadas de diámetro. Los tamaños más utilizados en la perforación flotantes son de 3 a 3,25 pulgadas de diámetro. No existe un procedimiento establecido para la inspección de estos sistemas, pero se recomiendan los siguientes:

- Si el diámetro de agarre se convierte en el 20% gastado, la cadena debe ser desechada.
- Asegúrese de detectar grietas causadas por fatiga, corrosión, soldaduras agrietadas o sueltas, etc. Hay que quitar vínculos defectuosos.

- API Spec. 2F dice, “no será permitido hacer más de dos enlaces de reemplazo por cada 1000 pies de cadena.” Este es un requisito para cadenas nuevas y deben seguirse durante la inspección.
- Cuando se mide cinco eslabones con menos del 10% de la carga de la prueba, la longitud máxima será de 22,55 veces el diámetro de la cadena.

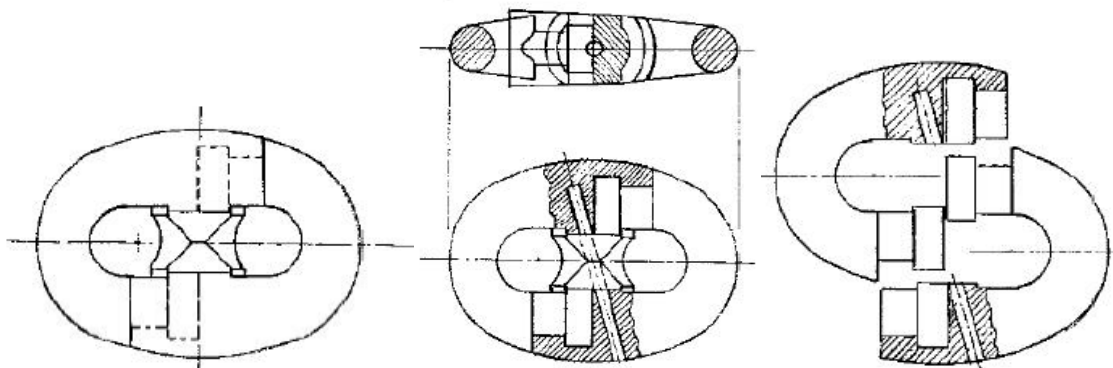
Figura 70. Nomenclatura de la cadena.



Las conexiones de eslabones de la cadena y los grilletes están sujetos a altos esfuerzos, por esta razón deben cumplir las siguientes especificaciones:

- Componentes de acero forjado de alta resistencia.
- Magnéticamente inspeccionados una vez al año.
- Realizar prueba de carga en la cadena.
- Reemplazo en caso de tener más del 10% de desgaste o después de 10 años de servicio. Por lo tanto, debe mantenerse un registro preciso de cuando y donde fue colocado cada conexión en la cadena.

Figura 71. Enlace de conexión Kenter.



Normalmente se usa el sistema de amarre de cadena para añadir peso. El peso de fondo equivale a obtener capacidad de retención, ayudando a la que genera el ancla. La capacidad de retención de la cadena se estima por la siguiente ecuación: [22]

$$P_c = F * L_c * W_c$$

Donde:

P_c = Es la capacidad de carga del cable metálico.

F = Es el coeficiente de rozamiento entre el cable y el fondo del mar.

L_c = Es la longitud de la cadena en el lecho marino.

W_c = El peso unitario sumergido.

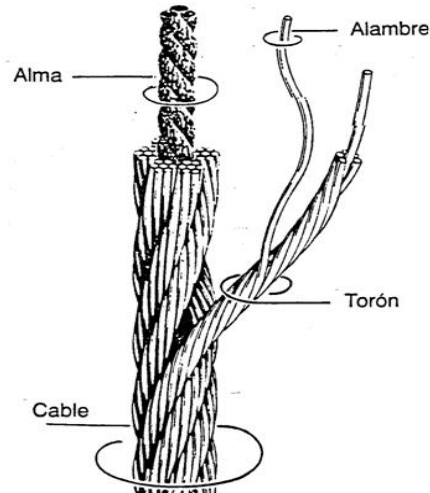
Los factores de fricción para la cadena son las siguientes (de API RP2):

Fondo del océano	Factor de fricción	
	Comienzo	Deslizado
Arena	0,98	0,74
Barro con arena	0,92	0,69
Barro firme	1,01	0,62
Barro blando	0,9	0,56
Arcilla	1,25	0,81

5.4.6 Sistema de amarre de cables metálicos.

El cable metálico se utiliza a menudo en combinación con la cadena o en lugar de la cadena para el amarre de los sistemas flotantes. Los tamaños de línea de amarre son de 2 pulgadas a 3 ½ pulgadas de diámetro.

Figura 72. Partes del cable metálico.



Las ventajas: El peso del cable es ligero, fácil de almacenar, y de ejecución rápida en comparación con la cadena. Sin embargo, la capacidad de retención es mucho menor y se calcula por la siguiente expresión: [23]

$$P_w = F * L_w * W_w$$

Donde:

P_w = Es la capacidad de retención del cable metálico.

F = Es el coeficiente de fricción entre el cable y el suelo del mar.

L_w = Es la longitud del cable en el fondo del mar.

W_w = Es el peso unitario sumergido.

Fondo del océano	Factor de fricción	
	Comienzo	Deslizado
Arena	0,98	0,25
Barro con arena	0,69	0,23
Barro firme	0,5	0,21
Barro blando	0,45	0,18
Arcilla	0,63	0,27

2000 pies de cable de 2 - $\frac{3}{4}$ pulgadas de diámetro en la arena, genera un poder de retención de 23.900 lb., mucho menor que el poder de retención que genera la cadena con la misma longitud igual a 127.400 lb.

Los cables deben ser lubricados con un buen grado de lubricante que penetra y se adhieren a la cuerda, además debe estar libre de ácidos o álcalis.

En los cables metálicos se deben realizar una inspección visual la cual incluye:

- Rotura de los hilos - Sustituir la línea Cuando el 10% de los hilos de los cables se rompen en la longitud de la línea.
- Reducción de diámetro - Sustituir la línea Cuando el diámetro se reducen en un 6%.
- Doblado o cortado - A menos que el problema está cerca del final de la longitud y se pueda quitar, La Línea debe ser reemplazada.
- Conectores de línea-
Reemplazar los últimos 15 pies cada 18 meses para el clima normal.
Reemplazar los últimos 15 pies cada que ocurra movimiento en la plataforma debida al clima severo.

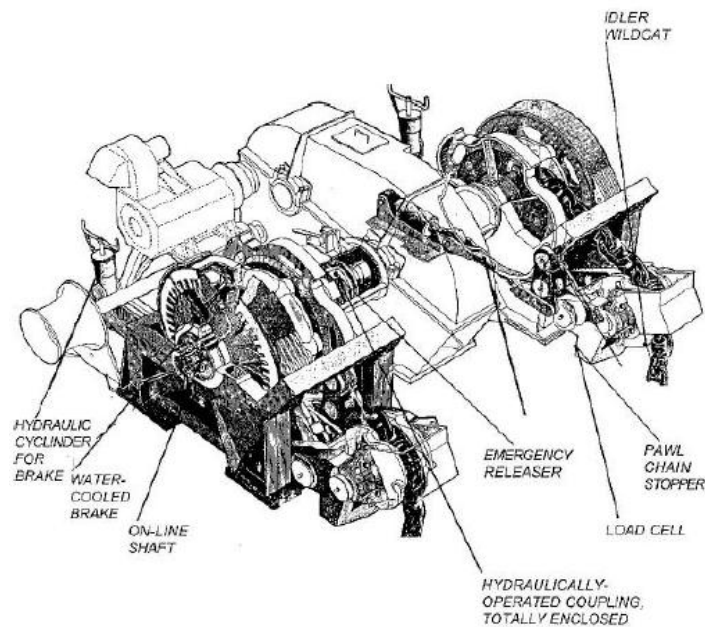
La resistencia al corte de la cadena será mayor que la resistencia de un alambre de acero, con la diferencia que la cadena tendrá una curvatura más cerrada (catenaria inversa), es decir, el ángulo θ en el grillete es más grande. Esto aumenta la componente vertical ascendente de tensión T en el grillete, lo que conlleva a que un ancla con un sistema de cadena penetre menos que uno con un sistema de alambre.

La siguiente tabla muestra la carga nominal de rotura para cables según Chevron.
[24]

Diámetro en pulgadas	Resistencia nominal en Toneladas			Peso aproximado en libras por pie	
	Carga de acero mejorado		Carga adicional de acero mejorado	Núcleo de fibra	IWR C
	Núcleo de la fibra	IWRC			
3/16	1,55	1,67	-	0,059	0,065
1/4	2,74	2,94	3,4	0,105	0,116
5/16	4,26	4,58	5,27	0,164	0,18
3/8	6,1	6,56	7,55	0,236	0,26
7/16	8,27	8,89	10,2	0,32	0,35
1/2	10,7	11,5	13,3	0,42	0,46
9/16	13,5	14,5	16,8	0,53	0,59
5/8	16,7	17,9	20,6	0,66	0,72
3/4	23,8	25,6	29,4	0,95	1,04
7/8	32,2	34,6	39,8	1,29	1,42
1	41,8	44,9	51,7	1,68	1,85
1-1/8	52,6	56,5	65	2,13	2,34
1-1/4	64,6	69,4	79,9	2,63	2,89
1-3/8	77,7	83,5	96	3,18	3,5
1-1/2	92	98,9	114	3,78	4,16
1-5/8	107	115	132	4,44	4,88
1-3/4	124	133	153	5,15	5,67
1-7/8	141	152	174	5,91	6,5
2	160	172	198	6,72	7,39
2-1/8	179	192	221	7,59	8,35
2-1/4	200	215	247	8,51	9,36
2-3/8	222	239	274	9,48	10,4
2-1/2	244	262	302	10,5	11,6
2-5/8	268	288	331	11,6	12,8
2-3/4	292	314	361	12,7	14
2-7/8	317	341	393	13,9	15,3
3	-	370	425	-	16,6
3-1/8	-	399	458	-	18
3-1/4	-	429	492	-	19,5
3-3/8	-	459	529	-	21
3-1/2	-	491	564	-	22,6

El molinete tiene una unidad de potencia, eléctrica o hidráulica, y una rueda dentada, o gato montés, con ranuras diseñadas para arrastrar varios tamaños de cadena. Normalmente, la cadena se almacena en las columnas y se desplegará según sea necesario. Las características comunes es que los frenos son refrigerados por agua, tienen un sistema de liberación en caso de emergencia, un sistema para detener la cadena, y la célula de carga para determinar la tensión de la cadena.

Figura 73. Molinete.



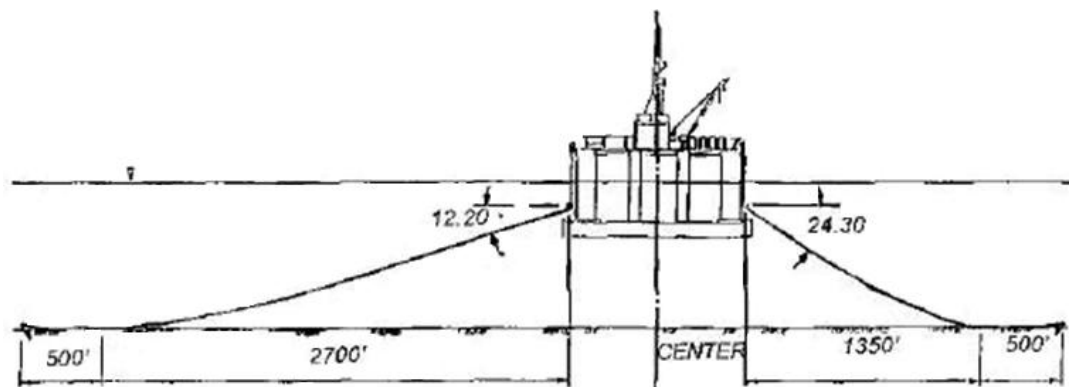
Actualmente se utilizan estos sistemas de amarre en plataformas Semi-sumergibles, donde se efectúan las maniobras de tensión desde el mismo sistema flotante.

La mayoría de plataformas Semi-sumergibles tienen taquillas en las cuatro columnas ultra periféricas justo debajo de los molinetes. Es una bodega grande donde la cadena se puede mantener seca y en orden. Muchos Drill-ship con sistemas de anclaje de cadena no tienen cajas de cadenas. Básicamente es un

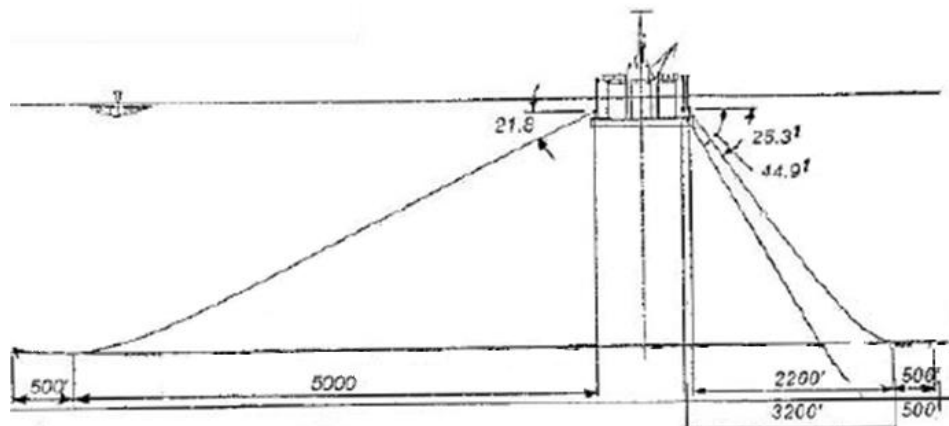
barco que contiene cajas a bordo las cuales transportan la cadena durante la instalación a las ubicaciones especificadas.

A continuación se ilustrarán una secuencia de aspectos generales sobre los amarres en los sistemas flotantes a diferentes profundidades.

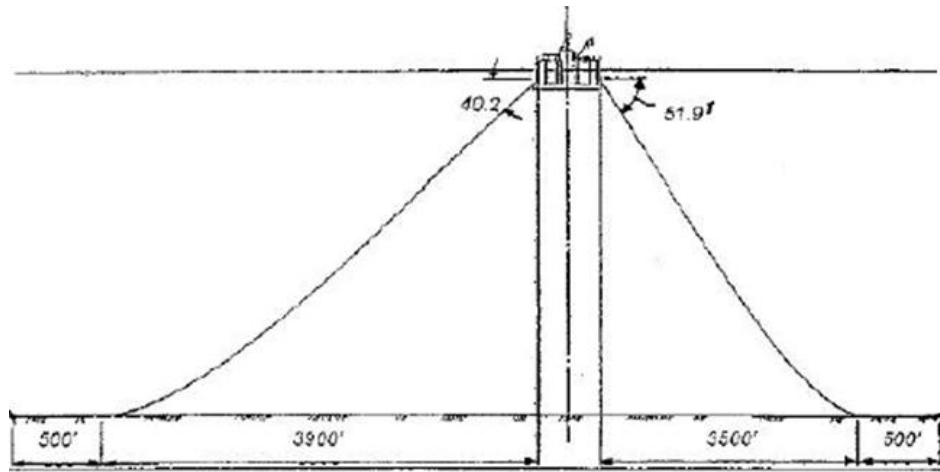
Sistemas de amarres a 300 pies de profundidad:



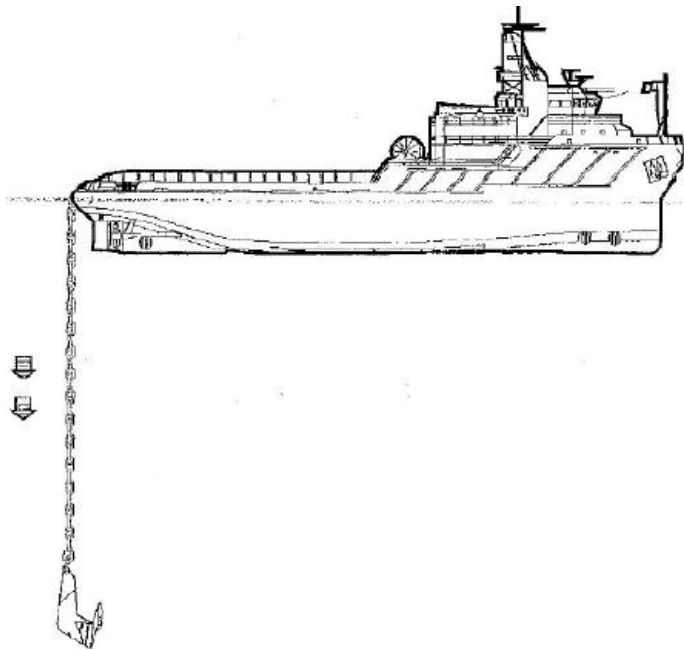
Sistemas de amarres a 1000 pies de profundidad:



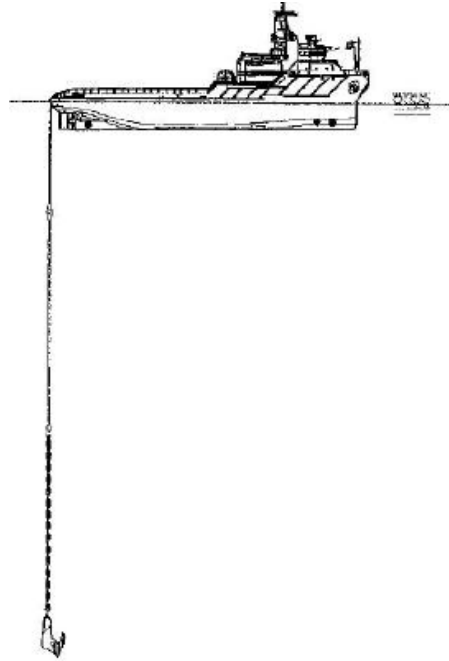
Sistemas de amarres a 2000 pies de profundidad:



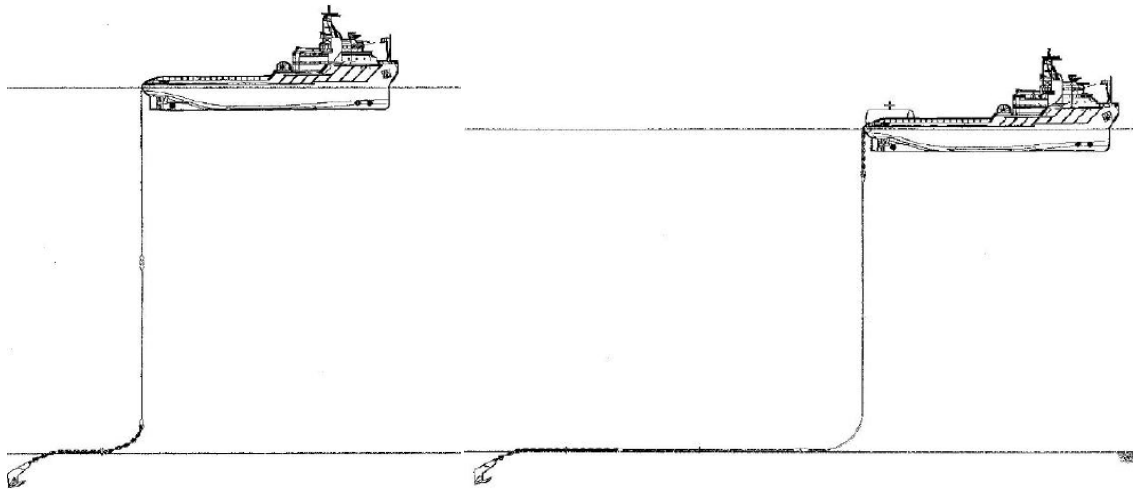
5.4.7 Dibujos de secuencia para un plan preestablecido de amarres combinados.



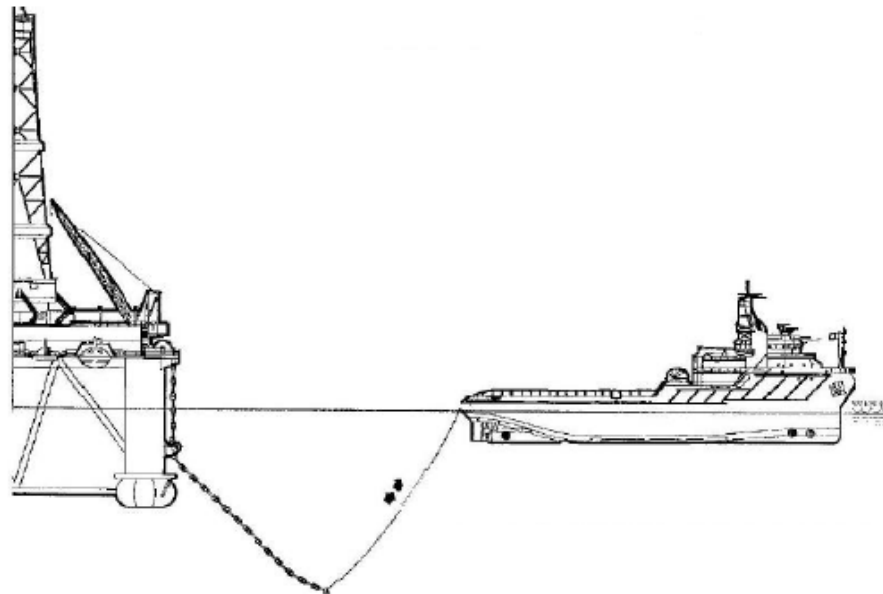
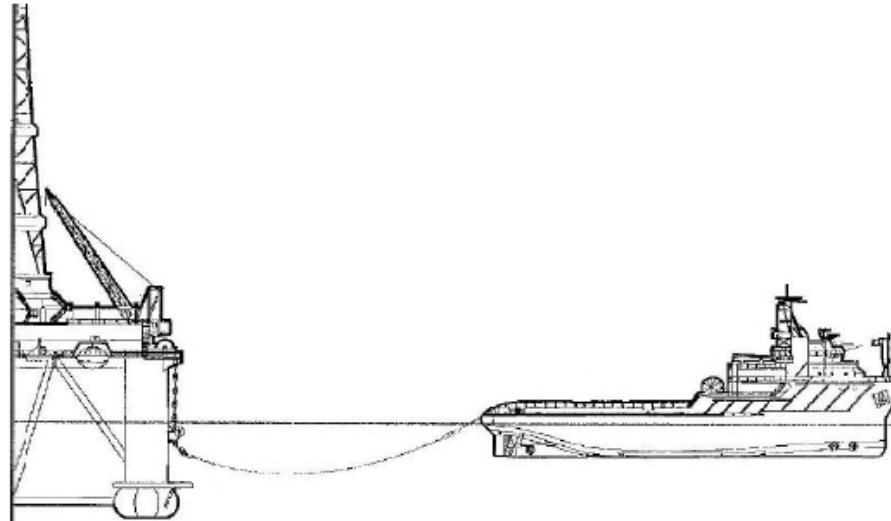
Se deja caer una cadena con la respectiva ancla hasta el lecho marino, desde un barco.



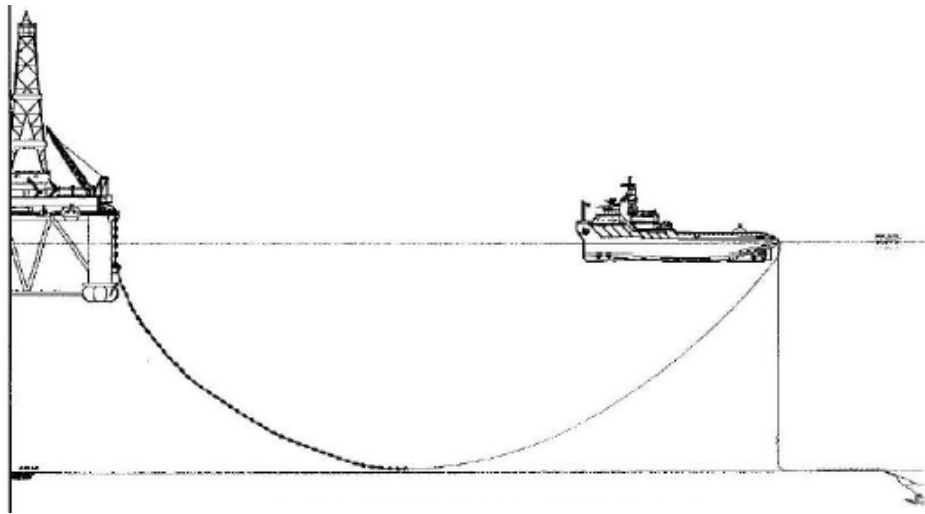
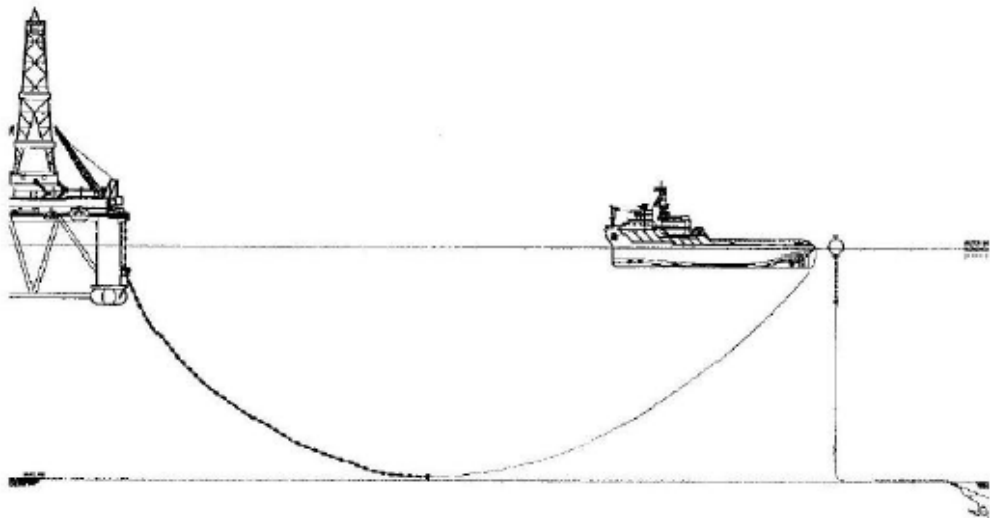
Luego se incrusta el ancla en el lecho marino como se expuso anteriormente, según el tipo de suelo. Puede notarse que la cadena se conecta a un cable acerado. Posteriormente este cable será sujetado temporalmente por una bolla que se encuentra en la superficie del agua.

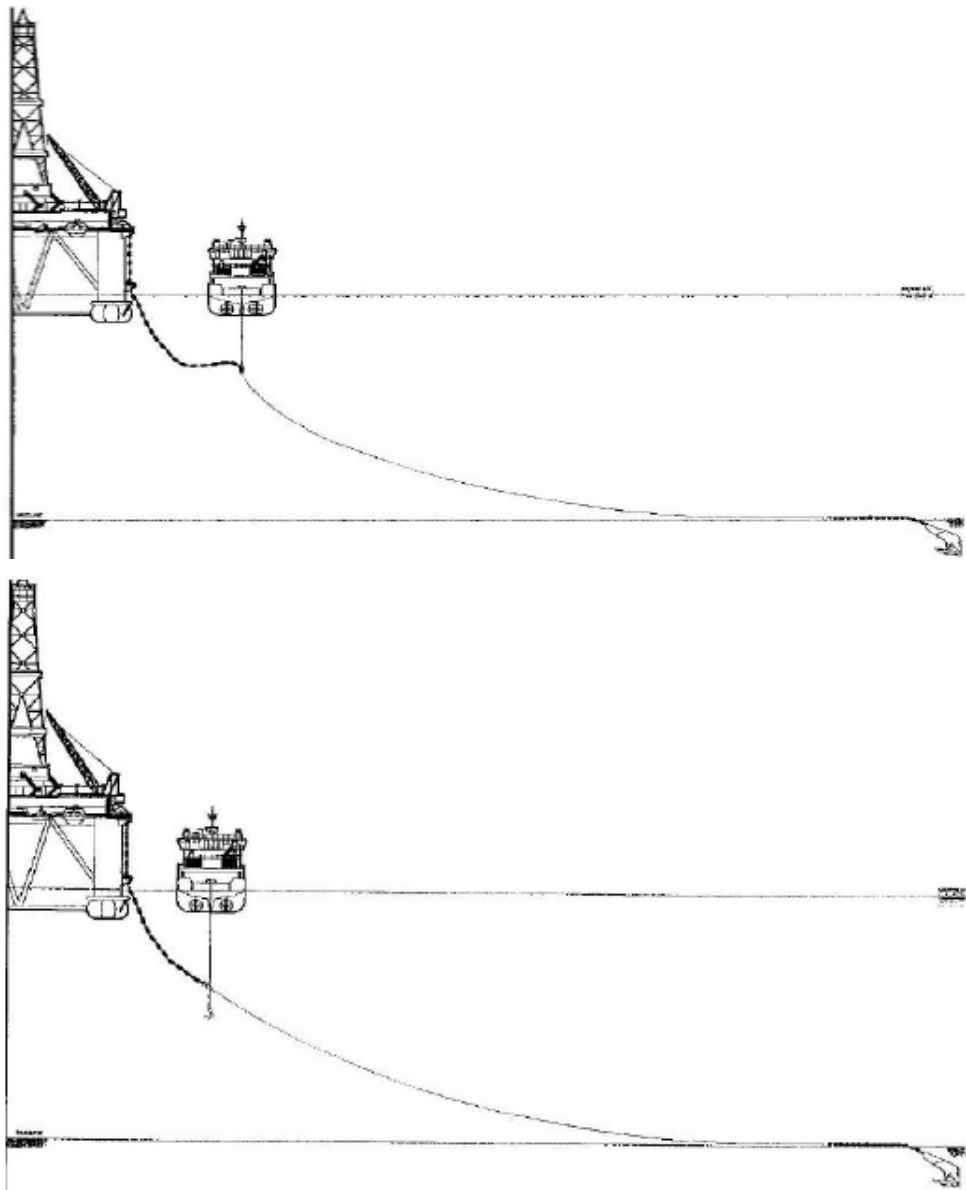


Después de fijar el ancla en el subsuelo, la embarcación se dispone a recoger la cadena que se encuentra en la plataforma flotante.



La cadena conectada al sistema flotante se lleva hasta una bolla la cual permanece sujeta con el extremo contrario de la cadena que conecta con el ancla. Donde finalmente serán unidas o ensambladas.





6. PILOTES O ANCLAS A SUCCIÓN.

INTRODUCCION

El reto principal geotécnico offshore es el manejo de las grandes cargas cíclicas de las olas y el viento que las plataformas flotantes están expuestas.

Desde el comienzo la exploración de petróleo y gas ha acumulado amplios conocimientos en materia geotécnica en alta mar. La Vigilancia con instrumentos ha proporcionado valiosa información y verificación de las plataformas mar adentro y de cómo se comportan durante el día a día las operaciones

Plataformas de acero / Jacket han sido tradicionalmente fundadas sobre pilotes enterrados a gran profundidad, y las plataformas de base de gravedad de hormigón armado que se basan en las faldas (cimientos) que penetran muy abajo en el fondo marino. La experiencia que se utiliza hoy en día en la ingeniería de cimentaciones para los terminales de gran tamaño que se colocan en las plataformas petroleras frente a la costa, y para la ingeniería de cimentaciones en los molinos de viento offshore.

La instalación de faldas circulares usando la presión de poros negativa (succión) condujo al desarrollo de las fundaciones cúbicas como una alternativa a los pilotes, y más tarde a las anclas de succión utilizada para asegurar plataformas flotantes (FPSO).

6.1 INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO

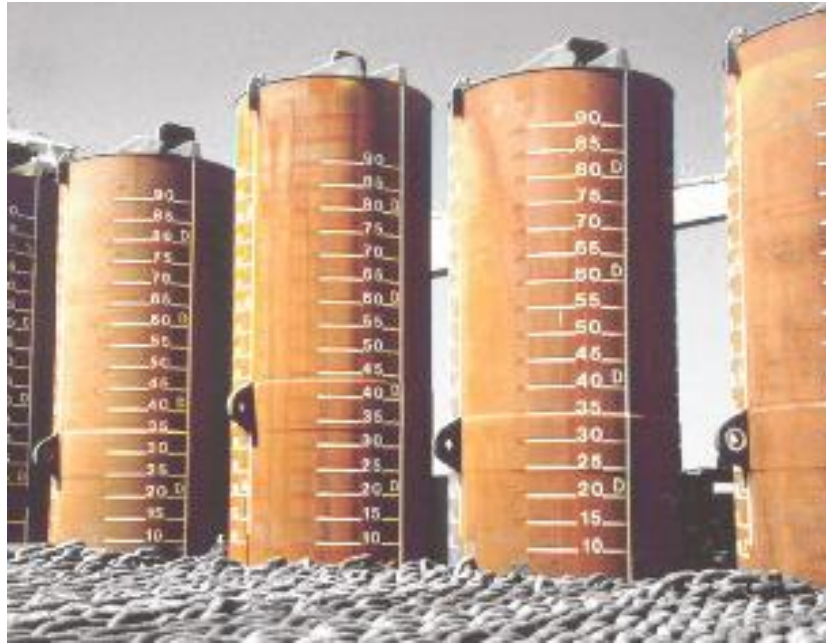
Los retos y la investigación en ingeniería en fundación offshore están relacionadas con:

- el desarrollo de software - por ejemplo el cálculo de la capacidad de mantenimiento de las fundaciones faldas / anclas de succión, y la interacción con la estructura del suelo (SSI).
- El análisis de modelos y el comportamiento de tuberías y tubos flexibles en arcilla blanda.
- La supresión definitiva de las instalaciones en alta mar.
- Los aspectos geotécnicos de los parques de energía eólica marítima.
- Nuevos retos en las profundidades del mar con mayores sedimentos blandos.
- Evaluación de riesgos en relación con los riesgos geológicos.

6.2 GENERALIDADES

Hay una gran diferencia entre los anclajes de succión que se instalaron para la Shell en el campo de Gorm en el Mar del Norte y los anclajes de succión que se instalaron para la plataforma de Diana en el Golfo de México en 1999. Las anclas de succión en el campo de Gorm eran relativamente pequeños en tamaño y se trataba de conseguir una carga simple con un dispositivo de boya a una profundidad de 40 m, mientras que la instalación de anclajes de succión para la plataforma de Diana fue un récord mundial en ese momento en cuanto a la profundidad del agua y el tamaño de las anclas.

Figura 74. Anclas a succión.



La extracción de petróleo y gas a grandes profundidades podría haber sido una tarea muy difícil sin la tecnología de anclajes de succión que se utilizaron por primera vez en el Mar del Norte hace unos 25 años.

La altura de estas anclas de succión fueron de 30 m, su diámetro y 6,5 m que se instalaron a una profundidad de alrededor de 1500 m en los depósitos de arcilla blanda. Desde entonces, las anclas de succión se han instalado a profundidades de más de 1500 metros, pero la instalación de la plataforma Diana fue un avance tecnológico para el siglo 20.

El uso de las anclas de succión se ha convertido en práctica común en todo el mundo y las estadísticas a partir de 2002 ha revelado que un total de 485 anclajes de succión se han instalado en más de 50 localidades diferentes en todo el mundo, en profundidades de hasta aproximadamente 2000 m.

Las anclas de succión tienen muchas similitudes con los principios de diseño de la cimentación de gravedad para las plataformas petroleras de gravedad, cuando la recuperación de petróleo en el mar comenzó a principios de 1970 años. La primera plataforma petrolera de gravedad en el campo de Ekofisk tenía un área de la base que era tan grande como un campo de fútbol y fue colocado en un fondo marino sobre arena muy densa.

La plataforma fue diseñada para soportar olas de hasta 24 m de altura. Como la instalación de plataformas de petróleo continuó en el Mar del Norte, en áreas con pobres condiciones del terreno, tales como las arcillas blandas, que fueron diseñados para sobrevivir a las olas de tormenta aún mayor.

6.3 PLATAFORMAS FIJAS CON SISTEMA DE ANCLAS DE SUCCIÓN

Estas plataformas tienen en su base un sistema de faldas cilíndricas que se penetra en el suelo bajo la combinación de carga gravitacional y la falta de presión. La plataforma de petróleo en el campo de la C Gullfaks estaba equipada con 22 m de largo faldas. La plataforma Troll que se basa en 330 m de profundidad, tiene 30 m de largo faldas y la gravedad es la plataforma más grande del mundo

Figura 75. Anclas de succión en una plataforma jacket.



Un ancla de succión se puede comparar con un enorme cilindro el cual puede que esté completamente abierto desde el lado que mira hacia abajo y el otro extremo cerrado. Este se coloca en el fondo del mar. Mientras que el agua atrapada dentro de la lata es bombeada se disminuye la presión dentro de la lata, lo que resulta en la penetración de la lata en el fondo marino.

Figura 76. Instalación de un ancla de succión



El concepto de tecnología de succión se ha desarrollado para el caso de la carga de gravedad suficiente que necesitan las faldas de la Fundación para quedar prensada en el suelo. También se desarrolló cuando las anclas de succión están sujetas a las fuerzas de tensión debido a las olas y el tiempo tormentoso.

La tecnología de anclaje por succión, funciona muy bien en un fondo marino con arcillas blandas u otros sedimentos de baja capacidad o potencia, las anclas de succión en muchos casos son más fáciles de instalar que las pilas hincadas, que debe ser conducido (martillo) en el suelo.

Figura 77. Estudios realizados en Anclas de succión.



6.4 LÍNEAS DE AMARRE EN ANCLAS DE SUCCIÓN.

Las líneas de amarres suelen ser atadas a la parte del anclaje de succión. Una vez instalado, el ancla actúa como un sistema rígido y es capaz de resistir cargas laterales y axiales. La capacidad máxima se obtiene como explicamos en los sistemas de amarres para anclas.

Donde se generan grandes desplazamientos de traslación con una rotación mínima se considera como óptimo punto de conexión de carga. Los métodos de equilibrio límite o análisis de elementos finitos 3D se utilizan para calcular la capacidad de retención.

6.5 TEORÍA DE UNA PILOTE VERTICAL DE SUCCIÓN EN ARCILLA.

Figura 78. Pilote de succión.

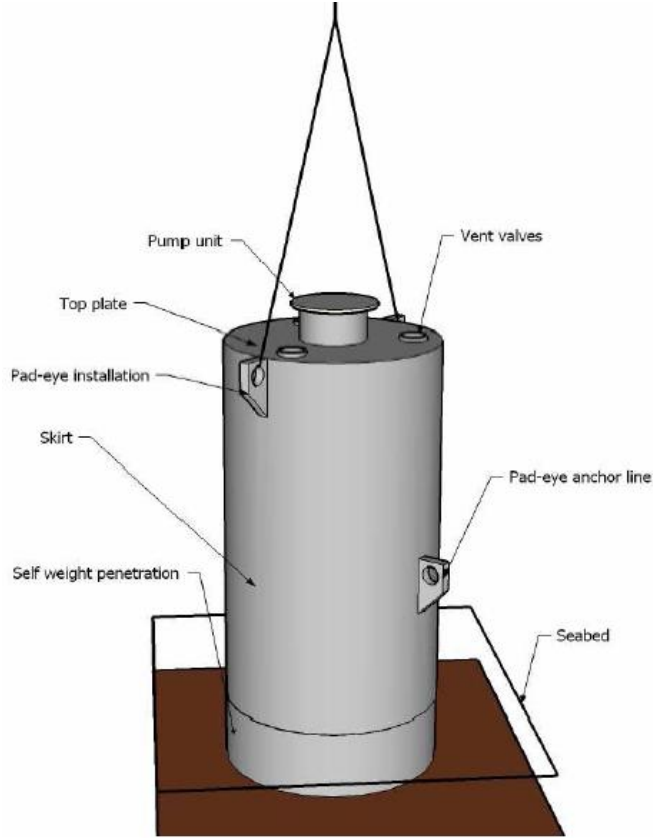
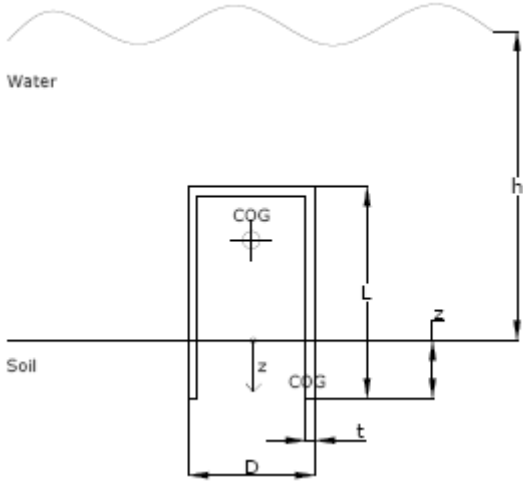


Figura 79. Pilote de succión con los principales parámetros



Las fuerzas posibles:

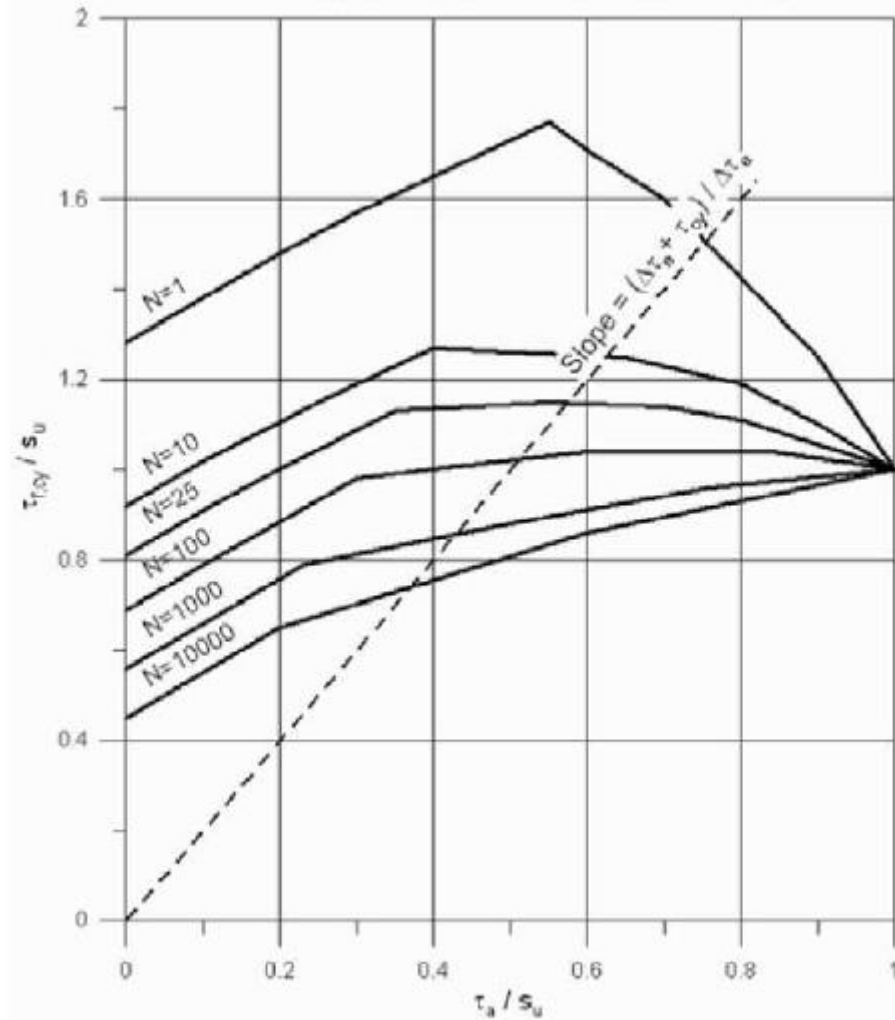
- Resistencia total del pilote de succión (R_d).
- Fuerza de carga vertical (T_d)
- peso propio del cajón (sumergido) (W')
- Sobrecarga efectiva de presión (P_0')
- Resistencia a la penetración (Q_{tot})
- Corte lateral a lo largo de la pared lateral (Q_{side})
- La capacidad de carga en la punta de la falda (Q_{tip})
- Necesaria la falta de presión (Δu_n)

Para el cálculo de la capacidad de resistencia R la variable más importante es el DSS (Direct Simple Shear test) o corte directo simple cíclico de la fuerza cortante $\tau_{f,cy}^D$. Con esto la resistencia al corte entre el pilote y el suelo puede ser determinada.

La resistencia al corte cíclico se asocia por las " características de tormenta" y el número equivalente de los ciclos que produce N_{eq} . Esto puede hacerse utilizando un gráfico el cual se determina empíricamente.

Con el gráfico el valor de $\frac{\tau_{f,cy}}{s_u}$ se puede determinarse con el esfuerzo de corte normalizado $\frac{\tau_a}{s_{u,D}}$ consistente en la relación del esfuerzo cortante promedio τ_a dividido por el esfuerzo estático al cortante no drenado.^[25]

Figura 80. DSS. Corte simple cíclico en arcilla para N_{eqv} diferentes



El esfuerzo cortante medio se calcula por:

$$\tau_a = \frac{\int_0^{-z} S_u dz}{Z_{pilote}}$$

Al haber determinado $\frac{\tau_{f,cy}}{s_u}$ de esta fuerza el DSS cíclico se puede determinar

En resumen, para el cálculo de pila de succión en arcilla en alta mar las siguientes variables son necesarias con sus gamas:

- La fuerza estática cíclica DSS de la arcilla, $\tau_{f,cy}^D$ 0-100Kpa
- Índice de plasticidad, I_p 20-100%
- Esfuerzo cortante estático no drenado, S_u 5-100Kpa
- La sensibilidad del suelo, S_t 10^{-5} - 10^{-3}
- Peso unitario efectivo de los suelos, γ' 9-11KN/m³
- Media de esfuerzos de corte, τ_a

6.6 DISEÑO EN ESTADO LÍMITE

El criterio de diseño general es la siguiente: [26]

$$R_d Z_p - T_d(Z_p) \geq 0$$

Donde R es el valor de cálculo de la resistencia de la pila y T es la tensión en la línea de amarre, en el punto de conexión entre el sistema de succión y la línea de atraque. La tensión se determinará de la siguiente manera: [27]

$$T_d Z_p = T_{c-mean} * \gamma_{mean} + T_{c-dyn} * \gamma_{dyn}$$

Donde:

T_{c-mean} = la característica de la tensión media en la línea debido a la pretensión y el efecto de la carga ambiental media en el estado del medio ambiente

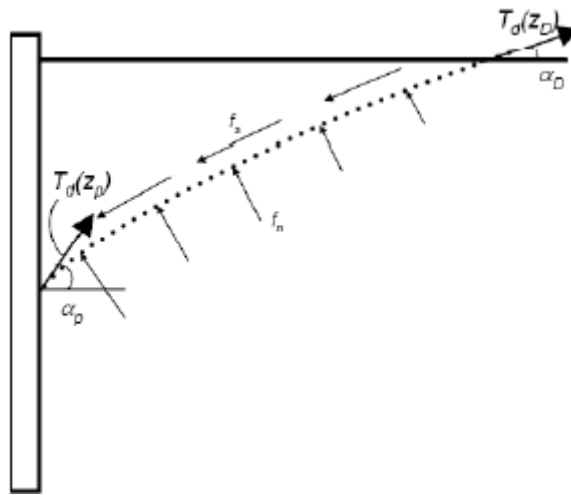
T_{c-dyn} = la característica dinámica de tensión igual al aumento de la tensión debido a la baja frecuencia oscilatoria y los efectos de frecuencia de onda

γ_{mean} = Factor de carga en los componentes de la tensión media

γ_{dyn} =Factor de carga en los componentes de la tensión dinámica

En la figura siguiente se describe el caso de que, con la carga horizontal, la tensión en la plataforma de pad-eye TD (ZD) se diferencia de la tensión en la inclinación hacia abajo el punto TD (ZP).

Figura 81. Cambio de la tensión y el ángulo de elevación entre el punto de inmersión y la profundidad Pad-eye.



La resistencia se determina como sigue: [28]

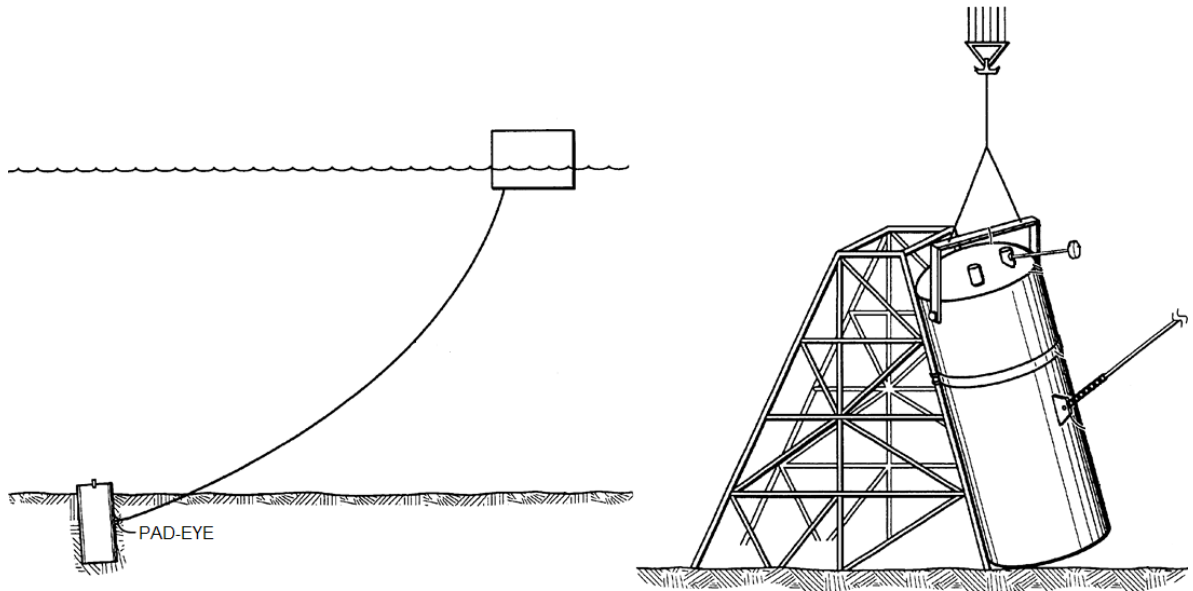
$$R_d Z_p = \frac{R_c(Z_p)}{\gamma_m}$$

Donde:

$R_c Z_p$ =La resistencia característica de anclaje *Pad-eye* actuando en la dirección α_p

γ_m =Factor de la resistencia del material en el anclaje.

Figura 82. Método para la instalación de un pilote de succión.



En esta resistencia el peso sumergido del pilote de succión está incluido y determinado por la resistencia al corte cíclico. El γ depende del estado límite, el ULS estado límite ultimo o de los estados límite de daño accidental. Estos son puestos en línea en la siguiente tabla: ^[29]

Tabla 8. Los diversos factores γ en función del estado límite

Estado Limite	ULS		ALS	
	1	2	1	2
Clase consecuencia	1	2	1	2
factor de seguridad parcial				
γ_{mean}	1,1	1,4	1	1
γ_{dyn}	1,5	2,1	1,1	1,25
γ_m	1,2	1,2	1	1,2

El diseño de estado límite es un requisito general para el cálculo de la resistencia requerida eventual. Dado que el proceso se hará por iteración, se recomienda comenzar con el diseño preliminar a través de reglas empíricas

6.7 DISEÑO PRELIMINAR

Para el diseño preliminar, hay dos reglas de oro para la determinación las dimensiones de los pilotes de succión en la arcilla: ^[30]

$$\frac{L}{D} = 3 \text{ a } 6$$

$$\frac{d}{t} = 100 \text{ a } 250$$

Donde L es la longitud total del pilote, D el diámetro y t el espesor de pared. La primera regla de oro es determinada el comportamiento de los pilotes de succión con las propiedades del suelo general de la arcilla y el segundo por la elasticidad y la rotura de las cadenas del cajón. Después de asumir las variables, la capacidad de carga se puede calcular, conociendo las condiciones del suelo, y comparado con la máxima carga de los pilotes de succión. Este es un proceso de iteración para alcanzar los resultados deseados.

6.8 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA

La resistencia puede ser calculada como la suma de la fuerza cortante a lo largo de la parte exterior de la pila y el interior de la pila. Para pilotes de succión en arcilla hay dos casos opcionales para los que la resistencia al corte y por lo tanto la resistencia total se puede calcular, en función del tipo de instalación, la resistencia al corte del pilote a succión instalada, por la penetración de peso propio y por la penetración a falta de presión. En primer lugar el Set-Up factor de los dos métodos de instalación tuvo que ser determinado.

Factor Set-up

La relación entre la resistencia al corte en la interface entre la pared de barro y fuera de la falda y la resistencia al corte original se conoce como el factor de resistencia al esfuerzo cortante o *Factor Set-up*: [31]

$$\alpha = S_{u,rr} / \tau_{f,cy}^D$$

Con este factor, la determinación de la resistencia al corte para el cálculo de capacidad de carga del pilote de succión puede ser calculada. El *factor Set-up* depende del tipo de instalación, como en la penetración por peso propio o por la falta de presión.

Para la penetración libre por peso propio, el factor se determina así:

El factor Set-up en este caso puede ser calculado por las fórmulas siguientes, con un índice de plasticidad de la arcilla de $IP > 20\%$:

$$\alpha = \frac{S_u}{P_0'}^{-0,5} \quad (\text{Para } \frac{S_u}{P_0'} \leq 1.0)$$

$$\alpha = \frac{S_u}{P_0'}^{-0,25} \quad (\text{Para } \frac{S_u}{P_0'} > 1.0)$$

Donde:

P_0' = Sobrecarga de presión efectiva

S_u = Esfuerzo cortante estático no drenado

La sobrecarga de presión efectiva es la sobrecarga de presión ($= \rho g z$) menos la presión de poros de la profundidad. [32]

$$P'_0 = \rho_{grain,wet} g z - \rho_{water} g z_{pile} = \rho_{grain,dry} g z_{pile}$$

Para los factores de penetración por la falta de presión, el Set-up se calcula así: En este caso, el factor Set-up debe ser determinado empíricamente, en función del índice de plasticidad IP y la sensibilidad del suelo de la arcilla S_t : [32]

IP	<25%	25-50%	>50%
$S_t > 3$	0,58	0,65	0,65
$S_t < 3$	0,58	0,65	$1.95/S_t$ ≤ 1.0

6.9 RESISTENCIA A LO LARGO DE LAS FALDAS AL PENETRAR POR PESO PROPIO

Con el anterior factor calculado Set-Up y conociendo el DSS corte directo simple cíclico de la fuerza cortante $S_{u,rr}$ entre la falda y el suelo puede ser calculada la resistencia a lo largo de las faldas. Si esto está integrado en la superficie A_{skirt} de la falda, la capacidad de mantenimiento o de la resistencia R se puede calcular:

$$R = S_{u,rr} * A_{skirt} = \alpha * \tau_{f,cy}^D * A_{skirt}$$

La superficie de la falda está en el exterior de la falda a la misma profundidad de penetración por peso propio. El facto Set-up que se utiliza es el calculado antes de la penetración por peso propio.

6.10 RESISTENCIA AL CORTE A LO LARGO DE LAS FALDAS PENETRADO POR LA FALTA DE PRESIÓN

Teniendo en cuenta el anterior factor set-up determinado de penetración por la falta de presión, la fórmula de la resistencia se puede aplicar de nuevo: [33]

$$R = S_{u,rr} * A_{skirt} = \alpha * \tau_{f,cy}^D * A_{skirt}$$

La superficie de la falda A_{skirt} está en el exterior de la falda sobre la profundidad de penetración.

6.11 INSTALACION

Para la instalación hay dos tipos o fases, la penetración de peso propio y la instalación por la falta de presión. En general, el sistema de succión se instalará con dos métodos combinados. El pilote puede penetrar primero en el suelo por su peso propio sumergido donde después de la instalación penetra por bombeo. En este caso la capacidad de carga se calculará por el método de la falta de presión.

6.12 PROFUNDIDAD DE PENETRACIÓN POR PESO PROPIO

La profundidad de penetración por peso propio sumergido (W') puede ser calculada suponiendo que el peso sea igual a la resistencia a la penetración Q_{tot} . Esta es la resistencia a la penetración total resultante de la fuerza cortante a lo largo de la pared lateral Q_{side} más la capacidad de carga en la punta de la falda Q_{tip} . [34]

$$Q_{tot} = Q_{side} + Q_{tip}$$

$$= A_{wall} * \alpha * S_{u,D}^{av} + N_c * S_{u,tip}^{av} + \gamma' * z * A_{tip}$$

Donde:

A_{wall} = Área de la pared de la falda (suma de interior y exterior).

A_{tip} = Área de punta de la falda

α = Factor de resistencia al esfuerzo cortante o puesta en marcha de los factores (si la pared de la falda está pintada o tratada de otra manera, esto deberá ser tomado en cuenta en el factor α).

$S_{u,D}^{av}$ = DSS promedio de resistencia al esfuerzo cortante sobre profundidad de penetración.

$S_{u,tip}^{av}$ = Promedio de resistencia al corte no drenada a nivel de la falda en la punta.

γ' = Peso unitario efectivo del suelo.

N_c = Factor de capacidad, teniendo las condiciones de deformación plana.

z = Profundidad de penetración de la falda

El factor de capacidad de carga N_c varía de 6,2 a 9, calculado por la siguiente fórmula:

$$N_c = 6.2 * (1 + 0.34 * \arctan \frac{Z_i}{D})$$

$$\text{Valido para } \frac{Z_i}{D} \leq 4.5$$

El promedio DSS de la resistencia al corte en profundidad de penetración $S_{u,D}^{av}$ y la media de la resistencia al corte no drenado a nivel de la punta de la falda puede ser calculado usando: [35]

$$S_{u,D}^{av} = \frac{\tau_{f,cy}^D dz}{Z_{swpd}}$$

$$S_{u,tip}^{av} = \frac{\tau_{f,cy}^D + \tau_{f,cy}^C + \tau_{f,cy}^E}{3}$$

6.13 INSTALACIÓN POR LA FALTA DE PRESIÓN

Para la instalación por la falta de presión, la variable más importante es la falta de presión necesaria. La falta de presión necesaria Δu_n , para la finalización de la instalación o de penetración, depende de la profundidad de penetración por peso propio y la resistencia total de la penetración Q_{tot} [36]

$$\Delta u_n = (Q_{tot} - W')/A_{in}$$

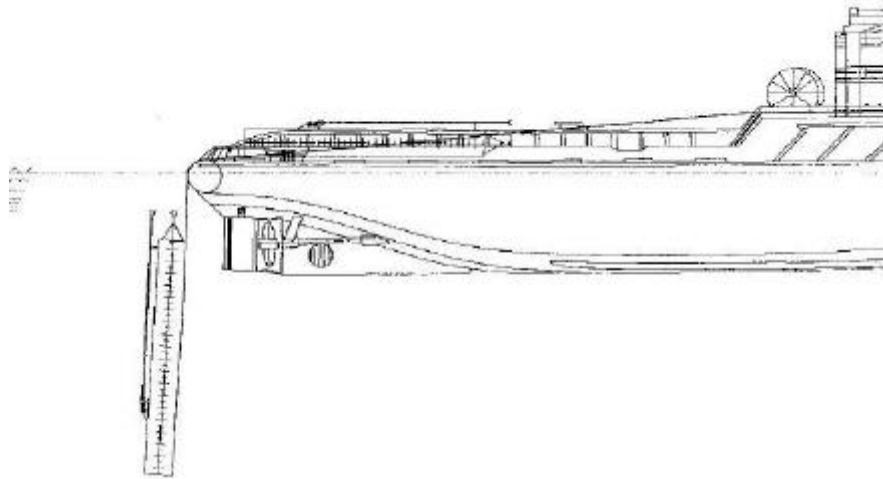
Donde:

W' = Peso sumergido durante la instalación.

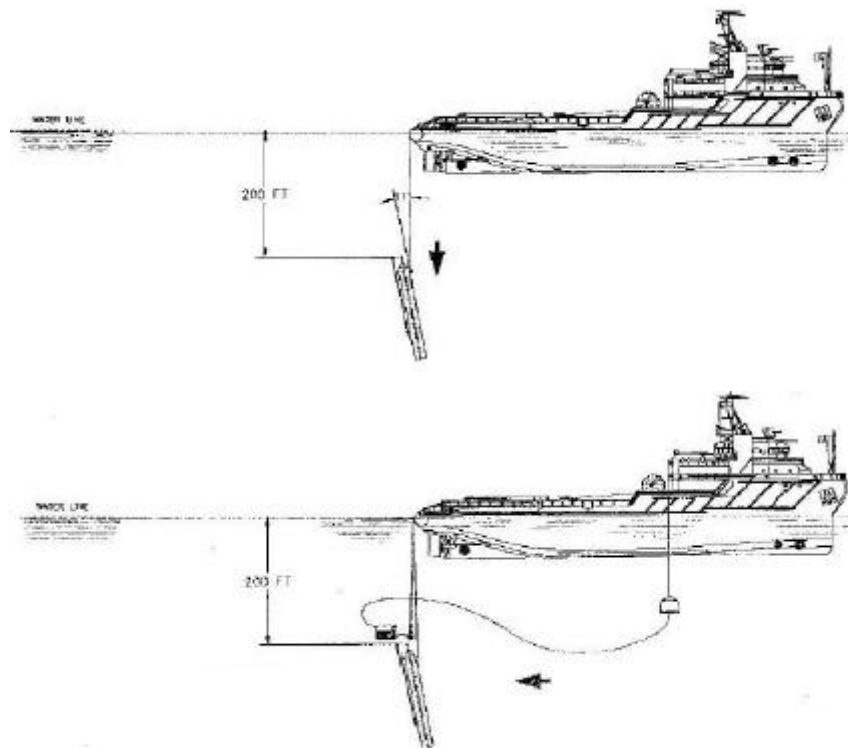
A_{in} = Vista en planta dentro del área de la pila donde la falta de presión se aplica.

6.14 DIBUJOS DE SECUENCIA PARA INSTALAR UN PILOTE A SUCCION A 6000 FT DE PROFUNDIDAD.

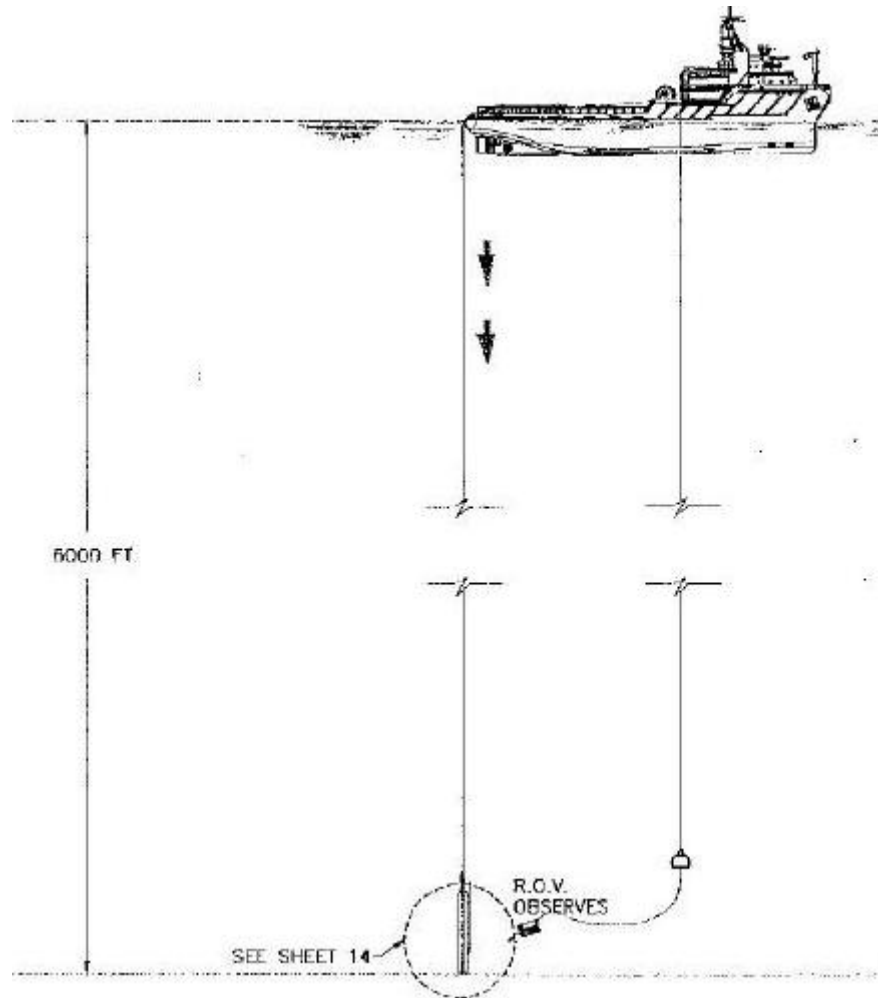
Por medio de un barco llevamos los pilotes de succión hasta la zona donde serán anclados para luego proceder a bajarlos hasta el lecho marino por medio de un cable.



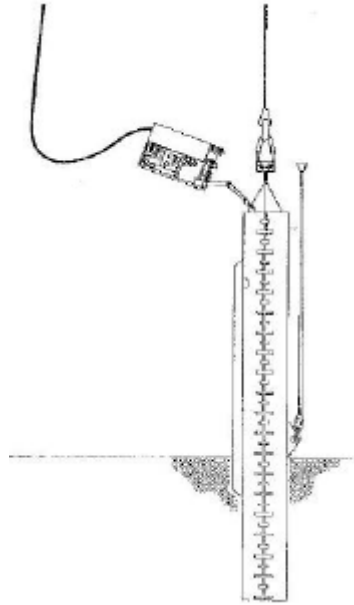
Comienza el pilote a bajar y nos detenemos cerca de los 200 ft con el fin de poder monitorear el estado del pilote y de las conexiones por medio de un ROV. Además este sistema nos ayudará a chequear la entrada del pilote en el lecho marino.



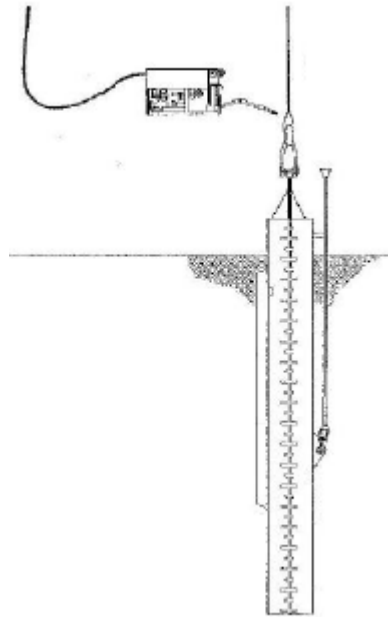
El ROV chequea que no exista ningún problema durante la instalación.



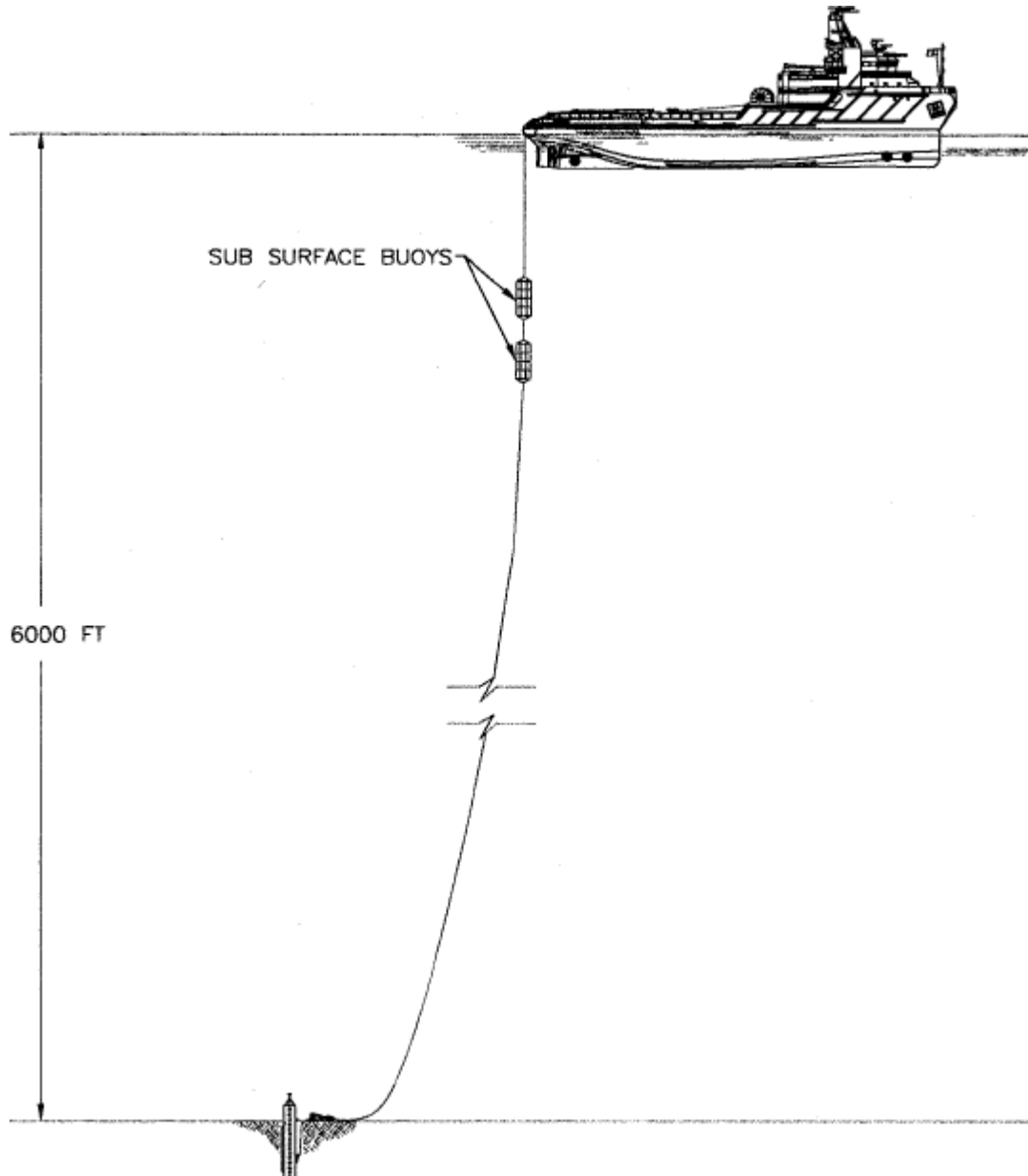
Una vez el pilote llega al lecho marino, se procede a dejar que penetre en el sedimento por peso propio. Y por medio del ROV ejecutamos una terminal en el pilote ubicado en la parte superior con la finalidad de sacar el agua atrapada dentro de las paredes internas del mismo haciendo que la presión en los poros descienda.



Cualquier imprevisto que ocurra durante la penetración, el ROV me permitirá tomar decisiones para poder establecer una solución en la instalación. A medida que el agua atrapada sale, el pilote penetra más en el lecho marino.

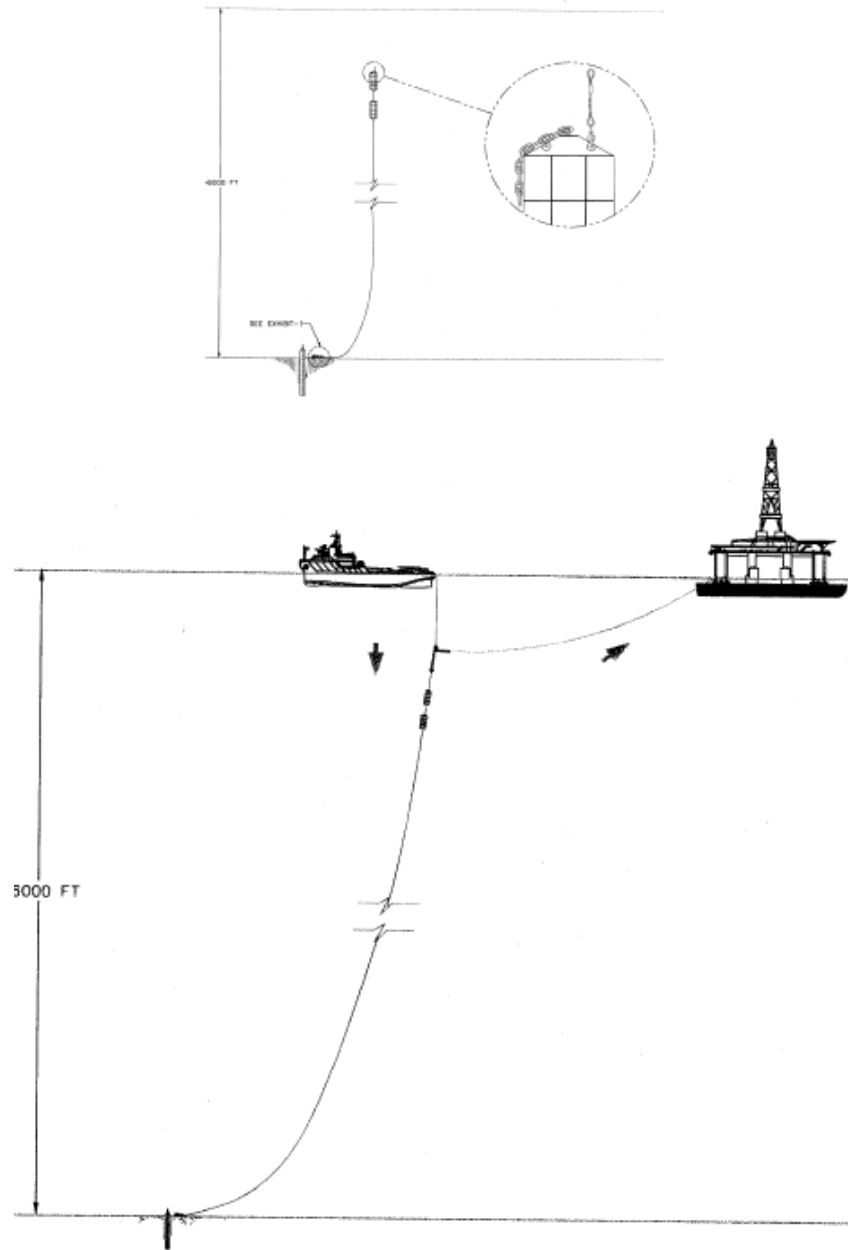


Se controla que la profundidad de penetración del pilote sea la óptima según los cálculos. Finalmente el ROV puede ser subido a bordo del barco.



Con el extremo del cable unido al pilote ahora debemos ocuparnos del otro extremo, serán ubicadas unos sistemas de boyas que básicamente su función es la de desconectar la plataforma flotante con el pilote anclado al lecho marino

cuando las condiciones medioambientales sean extremas y la plataforma salga del rango permitido al movimiento horizontal.



Finalmente el cable será unido a la plataforma flotante dejando así el primer sistema de amarre sujeto al pilote de succión.

CONCLUSIONES:

- Actualmente existe mucha incertidumbre con la veracidad de la información suministrada por estudios realizados en suelos marinos, por tal razón se tienen que utilizar factores de seguridad elevados para el diseño de cimentaciones en plataformas petroleras mar adentro.
- Los pilotes de succión son una tecnología madura y fiable, que puede utilizarse con seguridad en aguas profundas y con condiciones difíciles, siempre que se diseñen, planifiquen y se instalen con la competencia de los mejores disponibles.
- Algunos de los riesgos geológicos que pueden impedir el asentamiento de una estructura en el subsuelo marino son la presencia de corales, bolsas de agua, movimientos o fallas del suelo y canales enterrados.
- Cuando se esté diseñando una cimentación mar adentro y se requiera hacer una simulación, es necesario utilizar un software que cumpla con los requerimientos impuestos por el API.
- Los ensayos de laboratorio que se le realizan a las muestras extraídas del lecho marino, deben cumplir con los requerimientos establecidos en la actualidad de manera rigurosa.
- Es importante que en la realización de estos proyectos estén dirigidos por personal con conocimiento de los suelos marinos.

- Al término de la campaña, el contratista deberá efectuar una presentación al personal de ECOPETROL con los por menores del trabajo desarrollado, entregando asimismo un reporte final con el contenido de la misma presentación.
- En Colombia aún no se cuenta con la tecnología para la exploración de gas y petróleo en aguas profundas. Por lo tanto restan algunas decenas de años para que este ambiente sea explotado, haciendo necesario que las dependencias gubernamentales designen proyectos de inversión por medio de capacitación internacional a los ingenieros involucrados.

BIBLIOGRAFIA

- Alcántara, G. y Ochoa, C. (Sep. 2008). Exploración geofísica. Diseño de cimentaciones profundas en plataformas marinas. México
- API. Recommended practice for analysis, design, installation, and testing of basic surface safety systems for offshore e production platforms, 14c, sexta ed., EE.UU.:API Recommended practice, 1998
- Argus, D.F., Gordon, R.G., DeMets, C., Stein S. 1989. Closure of the Africa-Eurasia- North America plate motion circuit and tectonics of the Gloria fault. J. Geophys. Res., 94: 5585-5602.
- Braja, M. PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES, cuarta edición. En cimentaciones con pilotes. California State university, Sacramento. 2001.
- Behpoor L., Ghajramani A,. “Correlation of SPT to strenght and modulus of elasticity of cohesive soils” Burland, J.B., Burbidge, M.C. (1984). “Settlerment of fundations on sand and gravel”. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, part 1, 1985, 78 Dec, 1325-1381.
- Ben C.G. (2000). Construction of marine and offshore structures, second edition. *En Geotechnical Aspects: Seafloor and marine soils*. United states of America.48 p.
- Comité de normalización de petróleos mexicanos. (Julio 2008). Estudios Geofísicos y geotécnicos para la instalación de plataformas marinas y líneas submarinas, *Estudios Geotécnicos para plataformas*. México. 22-28 p.

- DESIGN OF OFFSHORE STEEL STRUCTURES, GENERAL (LRFD METHOD) OFFSHORE ESTÁNDAR DNV-OS-C101, OCTOBER 2008
- Habgood, E.L., Kenyon, N.H., Masson, D.G., Akhmetzhanov, A., Weaver, P.P.E., Gardner, J., Mulder, T. 2003. Deep-water sediment wave fields, bottom current sand channels and gravity flow channel-lobe systems: Gulf of Cádiz, NE Atlantic. *Sedimentology*, 50: 483-510.
- http://www2.petrobras.com.br/Petrobras/espanhol/plataforma/pla_plataforma_fixa.htm
- Naval Facilities Engineering command (1986). "Design Manual 7.02" Foundation and earth structures.
- Spagnoli Giovanni (2006). "An Empirical Correlation Between different Dinamic Penetrometers". *Marine Geotechnics*, Bremen, Alemania. *EJEE* vol 13, pp12
- Uribe, J. (Nov. 2004). Método de exploración geofísica para aguas intermedias y profundas. En Iván, Aspectos geotécnicos en aguas profundas.. México
- WS Atkins Consultants Ltd, (2004). Site characterisation issues. En WS Atkins, Risk implications in site characterisation and analysis for offshore engineering and design. Reino Unido

Referencias:

- [1] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [2] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [3] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [4] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [5] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [6] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [7] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [8] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [9] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [10] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [11] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [12] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro
- [13] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[14] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[15] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[16] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[17] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[18] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[19] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[20] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[21] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[22] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[23] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[24] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro

[25] Aspectos generales en el diseño de plataformas petroleras flotantes mar adentro