



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LOS TENDONES DE UNA
PLATAFORMA MARINA TIPO TLP EN EL GOLFO DE
MÉXICO, EMPLEANDO EL FORMATO DE DISEÑO POR
FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
CHRISTIAN EDUARDO HERNÁNDEZ MENDOZA



DIRECTOR DE TESIS: Ph. D. DAVID DE LEÓN ESCOBEDO

CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, D. F. ENERO 2005

m 339953



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Christian Eduardo Hernández Mendoza
FECHA: 13/ene/05
FIRMA: [Signature]

Vo. Bo.
Luis Salmerón Alz.
10-dic-2004

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/128/04

Señor
CHRISTIAN EDUARDO HERNÁNDEZ MENDOZA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. DAVID DE LEÓN ESCOBEDO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LOS TENDONES DE UNA PLATAFORMA MARINA TIPO TLP EN EL GOLFO DE MÉXICO, EMPLEANDO EL FORMATO DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. TÉCNICAS DE ANÁLISIS DE RIESGO Y CONFIABILIDAD
- III. DISEÑO ESTRUCTURAL EMPLEANDO LOS FORMATOS DE DISEÑO WSD Y LRFD
- IV. APLICACIÓN A UN CASO PRÁCTICO
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- VI. REFERENCIAS
- APÉNDICE A

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 15 de Noviembre del 2004.
EL DIRECTOR

[Signature]
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

[Signature]
Vo. Bo.
G. Moreno Pérez.
2 - DIC. - 04.

Vo. Bo.
[Signature]

6-Dic-04

Vo. Bo.
[Signature]
ING FRANCISCO TELLEZ G.
10/DIC/04

*“Hablan mucho de la belleza de la certidumbre
como si ignorasen la belleza sutil de la duda.
Creer es muy monótono; la duda es apasionante.”*
Oscar Wilde.

*“El ignorante afirma,
el sabio duda y reflexiona.”*
Aristóteles.

*“Las cosas deben explicarse lo más
sencillamente posible, pero no más.”*
Albert Einstein.

*“Lo que da importancia a una teoría,
es su necesidad para la vida.”*
Oswald Spengler.

*“No hay duda alguna de que todo nuestro
conocimiento comienza con la experiencia.”*
Inmanuel Kant.

Se ha dicho que Hegel es el Aristóteles de los tiempos modernos. En efecto, su doctrina es el sistema más completo y sin duda el más profundo que un filósofo jamás haya concebido. Abraza a todos los dominios del saber y reconstruye, con su dialéctica, los más diversos aspectos de la experiencia humana, sin dejar subsistir ningún residuo misterioso, ninguna interioridad oculta, ninguna trascendencia ininteligible [Serrau, René]*. Un ejemplo de esto, es la definición del sonido según Georg Wilhelm Friedrich Hegel:

“La específica simplicidad de determinación que el cuerpo ofrece en razón de su densidad y del principio de su cohesión, esta forma primariamente interna, después de sumirse en la dispersión material, se libera por la negación de esta su dispersión. Para que esta forma, tanto en el vibrar, es decir, por una negación momentánea así de sus partes como de esta última negación, pues enlazadas entre sí se provocan unas a otras, como en lo material –siendo un oscilar en lo consistente y de la negación de la gravedad y la cohesión específicas, sea cual sea su idealidad, esta forma simple es existente para sí y aparece como tal animación mecánica.♦”

* Serrau, René. Hegel y el Hegelianismo. Editorial EUDEBA, Buenos Aires. 1978. P. 5.

♦ Bloch, E. “Sujeto-Objeto. El pensamiento de Hegel.” Editorial Fondo de Cultura Económica. México, 1983.

Agradecimientos

Con estas líneas agradezco a todas aquellas personas que me apoyaron y también a todas aquellas que lo intentaron.

Le agradezco a la UNAM por adoptarme como uno más de sus hijos, a la Facultad de Ingeniería por acogerme en su seno y darme todas aquellas experiencias que me hicieron crecer.

A las profesoras María Morena Elizondo Andrade y Beatriz Pacheco Silva por confiar en mí y apoyarme en todo momento, al *ingeniero Victor Manuel Valdez Rubio* por mostrarme lo grandioso de la Ingeniería Civil Costa Afuera y sobretodo por su apoyo incondicional, al *M. en I. Francisco Téllez Granados* por compartir conmigo su gran interés hacia las Estructuras, al *Dr. David de León Escobedo* por su apoyo, comprensión y tiempo que invirtió para la realización de este trabajo, y al *ingeniero Marco Aurelio Torres Herrera* por transmitirme una parte de su gran conocimiento y por enseñarme que la inspiración llega de distintas formas.

A mis padres y hermano por su ayuda y apoyo, y sobre todo por su cariño y comprensión.

A Xochitl Cristina Villa A. por su cariño y comprensión, y por todo el apoyo incondicional que me ha brindado en todo momento.

ÍNDICE.

	Página.
INTRODUCCIÓN.	1
I ANTECEDENTES.	
1.1 HISTORIA DE LAS PRIMERAS PLATAFORMAS.	2
1.1.1 El inicio.	2
1.1.2 El "boom" de la posguerra.	4
1.1.3 Canal de Santa Bárbara, California.	7
1.1.4 La compañía British Petroleum.	10
1.1.5 Reporte de accidentes en el Golfo de México.	10
1.2 HISTORIA DE LA EXPLOTACIÓN COSTA AFUERA EN MÉXICO.	11
1.3 OPERACIONES PETROLERAS COSTA AFUERA.	13
1.3.1 Exploración.	13
1.3.2 Perforación exploratoria.	14
1.3.3 Desarrollo de la perforación.	14
1.3.4 Producción y transporte del producto.	15
1.3.5 Transportación de los trabajadores.	15
1.4 LA SONDA DE CAMPECHE.	15
1.5 PERFORACIÓN COSTA AFUERA.	16
1.6 PLATAFORMAS, PASILLOS Y HELIPUERTOS.	16
1.6.1 Plataformas de perforación y/o de protección de pozos.	18
1.6.2 Plataformas sencillas.	20
1.6.3 Plataformas autónomas.	20
1.6.4 Plataformas de plantilla del tipo torre.	22
1.6.5 Plataformas de producción o tratamiento / reinyección .	23
1.6.6 Plataformas habitacionales.	24
1.6.7 Subestructuras de quemador y torres de quemador.	26
1.6.8 Plataformas auxiliares.	27
1.6.9 Pasillos.	27
1.6.10 Helicópteros.	29
1.6.11 Diseño del helipuerto.	30
1.7 UNA APRECIACIÓN GLOBAL DE LOS PROCEDIMIENTOS INGENIERILES.	31
1.7.1 Criterio operacional.	31
1.7.2 Criterio ambiental.	33
1.7.3 Diseño de los cimientos.	33
1.7.4 Diseño estructural.	34
1.7.5 Construcción e instalación.	34

1.8	SOLUCIÓN ESTRUCTURAL PARA AGUAS SOMERAS.	35
1.8.1	Premisas de análisis.	35
1.8.2	Descripción de las características generales de una plataforma marina para aguas someras.	36
1.8.3	Procedimiento de diseño.	37
1.8.4	Condiciones de diseño.	37
1.8.5	Parámetros ambientales de diseño.	37
1.8.6	Parámetros geotécnicos de diseño.	38
1.9	APLICACIÓN PARA EL DISEÑO DE UNA PLATAFORMA.	39
1.9.1	Validación de información ambiental.	39
1.9.2	Datos generales del proyecto.	39
1.9.3	Consideraciones generales de diseño.	39
1.9.4	Análisis de oleaje de operación y tormenta.	40
1.9.5	Análisis dinámico de oleaje de tormenta.	40
1.9.6	Análisis sísmico de resistencia.	40
1.9.7	Análisis probabilístico de la vida por fatiga.	40
1.9.8	Análisis de carga a la barcaza.	41
1.9.9	Análisis de transportación.	41
1.9.10	Análisis de esfuerzos durante el lanzamiento.	42
1.9.11	Análisis de giro a la posición vertical.	43
1.9.12	Análisis de estabilidad de apoyo en el fondo.	43
1.10	CLASIFICACIÓN DE LAS PLATAFORMAS MARINAS DE ACUERDO AL TIPO DE APOYO EN EL SUELO MARINO.	43
1.10.1	Plataforma de soporte (Spar).	43
1.10.2	Sistema de producción flotante (floating production system - FPS).	43
1.10.3	Sistema submarino (sub sea system – SS).	44
1.10.4	Sistema flotante de producción, almacenamiento y descarga (floating production, storage and offloading – FPSO).	44
1.10.5	Plataforma fija (fixed platform).	44
1.10.6	Torre dócil (compliant tower).	45
1.10.7	Mini plataforma de pierna pensionada (Mini – TLP).	45
1.10.8	Plataforma de pierna tensionada (tension leg platform - TLP).	45
1.10.8.1	Elementos de una plataforma de piernas tensionadas.	46
1.11	EXPLOTACIÓN EN AGUAS PROFUNDAS.	47
II	TÉCNICAS DE ANÁLISIS DE RIESGO Y CONFIABILIDAD.	
2.1	INGENIERÍA DE CONFIABILIDAD Y ANÁLISIS DE RIESGO.	48
2.1.1	Introducción.	48
2.2	APLICACIONES DE LA TEORIA DE PROBABILIDAD.	49
2.2.1	General.	49
2.2.2	Variables aleatorias.	49
2.2.3	Distribución lognormal.	51
2.2.4	Incertidumbre subjetiva.	51
2.2.5	Probabilidad de un evento.	53
2.2.6	Análisis de confiabilidad.	54
2.2.7	Formato de confiabilidad logaritmiconormal.	56
2.2.8	Diseño basado en probabilidad.	57

2.3	CONFIABILIDAD EN PLATAFORMAS.	58
2.3.1	Resistencia de la plataforma.	58
2.3.2	Carga de la plataforma.	59
2.3.3	Análisis de confiabilidad.	60
2.3.4	Modelo ilustrativo de confiabilidad en plataformas.	61
2.4	ANÁLISIS DEL VALOR ECONÓMICO.	64
2.4.1	Costo total.	64
2.4.2	Costos iniciales.	65
2.4.3	Tipos de costos de falla.	65
2.4.4	Costo esperado de falla.	66
2.5	SELECCIÓN DEL CRITERIO DE DISEÑO.	69
2.5.1	Optimización económica.	69
2.5.2	Criterio socio-económico.	70
2.5.3	Riesgos en perspectiva.	70
III	DISEÑO ESTRUCTURAL EMPLEANDO LOS FORMATOS DE DISEÑO WSD Y LRFD.	
3.1	DISEÑO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO O PERMISIBLES (WSD / ASD).	73
3.2	DISEÑO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE EL MÉTODO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).	73
3.2.1	Desarrollo histórico del método de diseño por factores de carga y resistencia.	73
3.2.2	Seguridad estructural.	75
3.3	DISEÑO DE PLATAFORMAS MARINAS CON EL FORMATO LRFD.	79
3.3.1	Antecedentes.	79
3.3.2	Estados límite.	80
3.3.3	Condiciones de tormenta (operación).	81
3.3.4	Condiciones de tormenta (extrema).	81
3.3.5	Condiciones de carga cíclica (fatiga).	81
3.3.6	Condición de carga sísmica.	81
3.4	REVISIÓN DE LOS FACTORES DE CARGA: VERTICALES (DE GRAVEDAD, MUERTA Y VIVA), DE VIENTO, OLEAJE, CORRIENTE Y DE SISMO.	82
3.4.1	General.	82
3.4.2	Factores de carga verticales.	82
3.4.3	Factores de carga ambientales.	83
3.4.4	Factores de carga en el proceso de instalación.	84
3.4.5	Factores de carga por sismo.	84
3.4.6	Resumen de los factores de carga.	85
3.4.7	Comparación del impacto del LRFD en el diseño.	85
3.5	CALIBRACIÓN DE LOS FACTORES PARCIALES DE RESISTENCIA Y CARGA (LRFD).	86
3.5.1	Generalización	87
3.5.2	Variables no correlacionadas	87

3.5.3	Funciones de desempeño lineal	90
IV	APLICACIÓN A UN CASO PRÁCTICO.	
4.1	DESCRIPCIÓN DE LA OBTENCIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DE LOS TENDONES DE LA PLATAFORMA.	92
4.1.1	Oleaje (API 5.3.2 y 6.4.3).	92
4.1.2	Corriente (API 5.4.4 y 6.3.2).	92
4.1.3	Sismo (API 5.4.9 y 6.7).	93
4.1.4	Crecimiento marino (API 5.4.10).	93
4.1.5	Viento (API 6.2 y 6.2.3).	93
4.2	CÁLCULO DE LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.	93
4.2.1	Análisis de la plataforma seleccionada.	93
4.2.2	Desarrollo para la condición de carga ambiental.	97
4.2.3	Desarrollo para la condición de desplazamientos.	99
4.3	CÁLCULO DEL DIÁMETRO DEL TENDÓN EMPLEANDO LOS FORMATOS DE DISEÑO: WSD Y LRFD.	100
4.3.1	Cálculo del diámetro del tendón mediante el formato de diseño WSD.	100
4.3.2	Cálculo del diámetro del tendón mediante el formato de diseño LRFD.	101
V	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	104
VI	REFERENCIAS.	106
ANEXO A	ALGUNOS MODELOS PROBABILÍSTICOS COMUNES.	
A.1	DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD.	108
A.2	MODELOS DE OCURRENCIAS ALEATORIAS.	108
A.2.1	Conteo de Eventos; La Distribución de Poisson.	108
A.2.2	Tiempo Entre Dos Eventos; La Distribución Exponencial.	112
A.3	MODELOS DE CASOS LIMITANTES.	114
A.3.1	El Modelo de Sumas; La Distribución Normal.	115
A.3.2	El modelo de productos: La Distribución Lognormal.	121

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página.	
Figura 1.1	Campo petrolero en Summerland, California.	2
Figura 1.2	Vista del campo petrolero Lago Maracaibo.	3
Figura 1.3	Vista cercana de una plataforma de madera, una milla costa afuera de la playa de McFaddin, Texas.	4
Figura 1.4	Vista completa de una plataforma de madera, McFaddin, Texas.	4
Figura 1.5	Plataforma en Vermilion Block 71 en el Golfo de México, de la Superior Oil Company en 1947.	5
Figura 1.6	Plataforma en Grand Isle en el Golfo de México en 1995. Shell Oil Company.	6
Figura 1.7	Plataforma tipo jacket llamada Holly.	8
Figura 1.8	Vista aérea de Holly.	8
Figura 1.9	Plataforma de 850 pies en el Canal de Santa Bárbara, Exxon Company.	9
Figura 1.10	Estructura de una torre de perforación de 850 pies en el Canal de Santa Bárbara, Exxon Company.	9
Figura 1.11	Complejo petrolero en Umm Shaif en el Golfo Pérsico en 1976, British Petroleum Company.	10
Figura 1.12	Colapso de una plataforma en el Golfo de México, debido a los efectos del huracán Roxanne.	11
Figura 1.12A	Barco equipo para realizar estudios sísmicos.	14
Figura 1.12B	Esquema de una plataforma empleando una perforación direccional.	14
Figura 1.13	Plataforma autónoma típica del Mar del Norte con pilotes de acero, para aguas con profundidades mayores a 400 pies.	17
Figura 1.14	Subestructura de perforación con cuatro piernas.	19
Figura 1.15	The South Timbalier. Plataforma sencilla del Golfo México, 1959.	20
Figura 1.16	Subestructura para aguas someras después de ser lanzada y antes de ser colocarla en posición.	22
Figura 1.17	Plataforma de cuatro piernas en Cook Inlet.	23
Figura 1.18	Plataforma en Cook Inlet, de cuatro piernas, contra la compresión del hielo.	23

Figura 1.19	Subestructura de cuatro piernas para una plataforma de torre.	23
Figura 1.20	Subestructuras y torres de quemadores.	27
Figura 1.21	Estructuras de pasillos.	28
Figura 1.22	Helicóptero con capacidad para 13 pasajeros además del piloto y copiloto, sobre una plataforma petrolera en la región marina noreste. Ciudad del Carmen, México, 2002.	29
Figura 1.23	Estructura de un helipuerto que será colocado en una plataforma de perforación, en la Sonda de Campeche. México 2002.	30
Figura 1.24	Tecnologías involucradas en el diseño de una plataforma costa afuera.	33
Figura 1.25	Altura de ola que azotó a las plataformas marinas instaladas en la Sonda de Campeche, durante el paso del huracán Roxanne.	33
Figura 1.26	Superestructura de una plataforma fabricada en un patio de construcción, al norte de Veracruz. México 2002.	34
Figura 1.27	Plataformas operando en el Golfo de México.	35
Figura 1.28	Superestructura sobre una barcaza siendo arrastrada por un barco remolque.	36
Figura 1.29	Subestructura tipo trípode en un patio de fabricación. Tampico, Tamaulipas. México, 2002.	36
Figura 1.30	Subestructura siendo cargada a la barcaza de transportación. Tampico, Tamaulipas. México.	41
Figura 1.31	Transporte de la subestructura en una barcaza arrastrada por un barco remolcador. México.	42
Figura 1.32	Botadura de la subestructura en la Sonda de Campeche. México.	42
Figura 1.33	Sistemas de producción flotantes y sistemas submarinos. Offshore Technology, 2004.	44
Figura 1.34	Clasificación de las plataformas de acuerdo a su tipo de apoyo en el suelo marino. Offshore Technology, 2004.	45
Figura 1.35	Elementos de una plataforma marina tipo TLP.	46
Figura 2.1	Función distribución densidad de probabilidad y función distribución acumulativa de probabilidad.	50
Figura 2.2	Ejemplo de la distribución acumulativa para la capacidad axial de un pilote.	53
Figura 2.3	Probabilidad de un evento.	54
Figura 2.4	Región de falla para las variables conjuntas de carga y resistencia.	54

Figura 2.5	Interferencia de las distribuciones de carga y de resistencia.	55
Figura 2.6	Probabilidad de falla en el tiempo de vida para diferentes proporciones de la desviación estándar de la resistencia a la carga.	61
Figura 2.7	Ejemplo de la distribución de la altura de ola máxima.	62
Figura 2.8	Parámetros de confiabilidad en plataformas.	63
Figura 2.9	Costo total esperado para diferentes distribuciones de probabilidad.	71
Figura 3.1	Definición de seguridad estructural.	77
Figura 3.2	Definición del índice de confiabilidad.	78
Figura 3.3	Espacio de las variables reducidas X' e Y' .	86
Figura 3.4	Estados de seguridad y de falla en el espacio de las variables reducidas.	88
Figura 3.5	Plano del estado límite en el espacio de las variables reducidas.	91
Figura 4.1	Varias vistas de la plataforma TLP Snorre. Mar del Norte, Noruega.	94
Figura A.1	Distribución de Poisson $P(v)$.	110
Figura A.2	Ejemplos de funciones de procesos tipo Poisson $X(t)$.	111
Figura A.3	Distribución exponencial $E_x(\lambda)$.	113
Figura A.4	Distribución del error en la longitud total de una, dos, tres o cuatro piezas.	116
Figura A.5	Funciones densidad normales.	118

ÍNDICE DE GRÁFICAS.

	Página.	
Gráfica 4.1	Función densidad de las fuerzas permisibles	95
Gráfica 4.2	Función densidad de los deslizamientos actuantes.	95
Gráfica 4.3	Función densidad de las fuerzas actuantes.	96
Gráfica 4.4	Función densidad de los desplazamientos actuantes.	96
Gráfica 4.5	Probabilidad de falla para la condición de cargas.	96
Gráfica 4.6	Probabilidad de falla para la condición de desplazamientos.	97

ÍNDICE DE TABLAS.

		Página.
Tabla 1.1	Características de algunos helicópteros para transporte de personal.	31
Tabla 1.2	Fases globales de un proyecto.	32
Tabla 2.1	Fórmulas de la Distribución Lognormal.	52
Tabla 2.2	Comparación anual de riesgos de muerte.	72
Tabla 4.1	Características de la plataforma a analizar.	94
Tabla 4.2	Parámetros estadísticos e índices de confiabilidad para la condición de fuerzas y desplazamientos.	97
Tabla 4.3	Diámetro del tendón de acuerdo con el formato de diseño empleado.	103
Tabla 4.4	Índices de confiabilidad para diferentes relaciones de carga ambiental a gravitacional.	103

INTRODUCCIÓN.

Aunque que el Sol suministra el 99.8% de la energía que entra a la superficie de la Tierra, en el mundo se usa energía equivalente a 8,000 millones de toneladas de crudo, lo cual representa alrededor del 0.0005% de la energía que entra del Sol a nuestro planeta, no obstante, ésta cantidad equivale a un consumo de un millón de toneladas de crudo por hora. Para la economía de nuestro país el petróleo juega un papel muy importante. Como es conocido, los hidrocarburos son recursos naturales no renovables; en nuestro país las principales reservas petrolíferas se encuentran en el Golfo de México (GOM). Actualmente nuestro país se dedica a explotar tales recursos contenidos en las aguas someras del GOM, no obstante es necesario empezar a realizar estudios para determinar la factibilidad técnica y económica para realizar explotaciones de hidrocarburos contenidos en las aguas profundas del GOM, razón por la cual Petróleos Mexicanos (PEMEX) ha comisionado al Instituto Mexicano del Petróleo (IMP) para que realice dichos estudios.

El diseño y construcción de una plataforma marina para la explotación de hidrocarburos, es un proceso muy costoso y complicado para la ingeniería, razón por la cual es necesario que nuestro país cuente con profesionistas suficientemente capacitados para realizar tal tarea. Nuestro país no cuenta con los recursos económicos suficientemente grandes como para arriesgarse a perder una plataforma marina por un mal diseño o una mala construcción de la misma, por lo que estas deben ser lo suficientemente seguras como para soportar todas las cargas a las cuales va a estar sometida durante su vida. Como parte de la solución a este problema, especialmente desde el punto de vista estructural, surge la teoría de la confiabilidad estructural, la cual mediante técnicas de probabilidad, de estadística y de diseño estructural nos indica que tan segura puede llegar a ser una estructura diseñada con cierto método de diseño.

La experiencia internacional en explotación de hidrocarburos en aguas profundas nos indica que tipo de estructuras marinas pueden emplearse para tal actividad. Dado que la pendiente en el GOM es muy suave, se ha acotado el tipo de estructuras que se pueden emplear, es así que se ha seleccionado para el presente estudio, una plataforma marina del tipo de piernas tensionadas (TLP) llamada Snorre ubicada en el bloque 34/7 en el Mar del Norte, en Noruega, con la particularidad de que va a estar sujeta a las condiciones ambientales de nuestra parte del GOM.

Tradicionalmente el diseño de estructuras se ha realizado empleando el método de diseño por esfuerzos de trabajo (WSD), también conocido con el nombre de diseño por esfuerzos permisibles (ASD). En la actualidad el Instituto Americano de Construcciones en Acero (AISC) ha promovido el uso del método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Dicho método ha tenido buena aceptación por parte de la comunidad ingenieril debido a su facilidad de adaptación a los avances de la ingeniería estructural. Cabe hacer notar que el método del LRFD esta basado en parámetros de confiabilidad, principalmente en el índice de confiabilidad (β).

El presente análisis se enfoca en comparar ambos métodos de diseño (WSD y LRFD). Para el caso del método de diseño del LRFD es necesario contar previamente con el índice de confiabilidad para cada combinación de carga a la cual vaya a estar sometida la estructura. Como ya anteriormente se había indicado, realizar un análisis completo de una plataforma, independientemente de su tipo, es complicado, razón por la cual me limitaré a realizar únicamente el diseño de los tendones de la plataforma, los cuales se van a analizar bajo los efectos de la carga muerta, carga viva y carga ambiental.

Mediante el empleo de la base de datos de la Oceanweather para el GOM, se determinó que el punto que cumple con las condiciones de profundidad y posible existencia de hidrocarburos es el punto GPT 415 del GOM. Con esta información se obtuvieron las condiciones metaoceánicas de dicho punto y se procedió a su análisis. Debo mencionar que los índices de confiabilidad que se utilizaron fueron tomados de un estudio previo al presente, razón por la cual solo se indica el procedimiento para calcularlos y no se realiza el cálculo detallado de los mismos en este estudio.

1.1 HISTORIA DE LAS PRIMERAS PLATAFORMAS.

1.1.1 El inicio.

La industria del petróleo inició fuera de la costa de California a finales de 1890.

H. L. Williams compró una propiedad de la costa de California con importantes depósitos de petróleo ubicados debajo de ésta. En 1887 completó sus primeros pozos en la costa cerca de la playa. La evidencia de bolsas de gas en la playa permitió a Williams creer que pudieran encontrarse depósitos de aceite fuera de la costa. La operación en tierra se extendió sobre el agua por medio de un muelle y en 1887 fue perforado el primer pozo dentro del agua. Once muelles fueron construidos y en 1900 la perforación fue dirigida al agua a 500 pies (150 m) de la línea de costa. La figura 1.1 muestra cómo se veían estos primeros campos marinos petroleros en 1903 en Summerland, en el condado de Santa Bárbara.

A principios de 1909 ó 1910, se perforaron pozos en Ferry Lake en Caddo Parish, Louisiana. Se instalaron torres de madera sobre plataformas de madera construidas sobre pilotes de árbol de ciprés.

En 1922 se descubrió petróleo bajo las aguas del Lago Maracaibo, Venezuela. La perforación se comenzó desde plataformas de madera erigidas en el agua con poca profundidad en el interior de dicho lago.

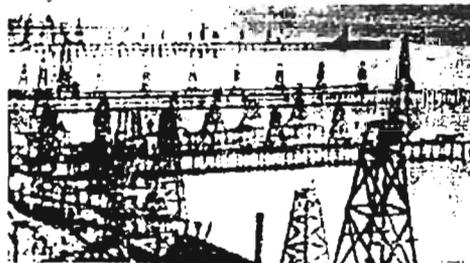


Figura 1.1 Campo petrolero en Summerland, California, el primer campo marino petrolero desarrollado en EU. (Graff W. J. 1918)

Durante 1930, el lago era un agrupamiento denso de plataformas de perforación y producción, como se muestra en la figura 1.2. Las líneas de transmisión debajo del agua (oleoductos) fueron usadas para transportar petróleo crudo a la orilla del lago. El desarrollo de petróleo en y alrededor del Lago Maracaibo ha sido intenso. Se estima que a la fecha existen mas de 6,000 plataformas.

La compañía Signal Oil and Gas fue la que abrió camino en el desarrollo de la Costa de California. Alrededor de 1930, la compañía estaba perforando pozos en la zona de mareas en Elwood, California y en 1938 empezó la perforación en el área de la dársena de ciaboga del puerto de Long Beach.

La perforación marina en el Golfo de México empezó en los años 30's con pozos perforados en los pantanos y áreas pantanosas de Louisiana. Se usaron plataformas de madera y se dragaron canales para que las barcasas del suministro pudieran alcanzar los sitios de perforación.

El primer intento para perforar propiamente en el Golfo fue en 1933, fuera de Creóle en Cameron Parish, Louisiana. Se construyó una plataforma de madera en 12 pies (3.5 m) de agua a 3,000 pies (915 m) fuera de la costa. En los años 30's se suprimió notablemente el desarrollo, debido a la inaccesibilidad de las áreas de producción, pero pronto los carros de pantano y las nuevas carreteras abrieron camino a los geofísicos y sus equipos para realizar investigaciones geofísicas.

En 1937 se encontró la evidencia de formaciones de estratos de petróleo al oeste del pueblo de Creóle, con indicaciones que el hallazgo se extendía fuera del Golfo, Las compañías Superior Oil y Puré Oil arrendaron la propiedad (7,000 acres¹ dentro de la costa y 33,000 acres mar adentro), y comisionaron a Brown & Root, Inc., para que diseñara una plataforma para ser instalada en 14 pies (4.3 m) de agua, aproximadamente a 1 milla (1.6 km) de la línea de costa. La plataforma se diseñó con énfasis en la capacidad de resistir grandes mareas y huracanes. Esta plataforma fue la primera en ser construida en el Golfo en un área remota de la orilla.

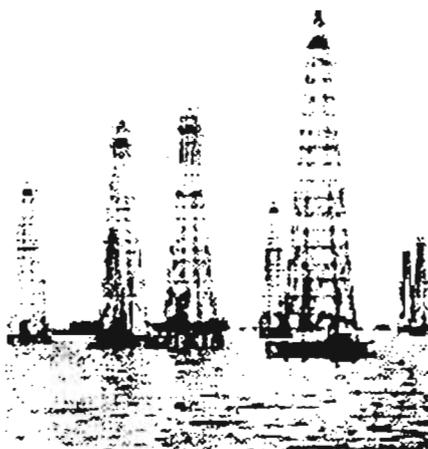


Figura 1.2 Vista del campo petrolero Lago Maracaibo. (Graff W. J. 1918)

La plataforma se construyó de pilotes de madera y tenía una base de 100 x 300 pies (30 x 90 m), desde la cual fue realizada la perforación convencional del suelo. El pozo empezó a producir en la primavera de 1938, dando como resultado la apertura del Campo Creóle.

A principios de 1938, aproximadamente a 1 milla (1.6 km) fuera de la costa de la playa de McFaddin Texas, una plataforma de madera de 50 x 90 pies (15 x 27 m), fue construida en el agua aproximadamente a una profundidad de 10 - 15 pies (3 - 4.5 m), la cual se muestra en las figuras 1.3 y 1.4. Nótese que los pilotes de madera y los grupos de pilotes sin procesar se usaron como defensa de atracadero. Aproximadamente 25 pozos fueron taladrados desde los pilotes de cimentación de fuera de la costa del Golfo de 1937 a 1942. Estas operaciones fuera de la costa mostraron las dificultades que tenían que ser superadas si se continuaba perforando mas allá de la línea costera con eficiencia. Ninguna de las compañías petroleras o de servicio industrial se preparó para realizar operaciones fuera de la costa. La base de suministros más cercana al primer operador de Creóle se encontraba a 13 millas (21 km) de camino de Cameron, Louisiana.

Debido a la indisponibilidad de radio, todas las órdenes de equipo tenían que ser despachadas con el primer barco que iba a la costa. Todo el equipo pesado tenía que ser transportado en las plataformas de las barcasas, tirado por botes camaroneros y las tripulaciones de perforación eran transportadas en cada cambio por botes camaroneros de fondo redondo. Cuando aparecía la niebla, el equipo sólo podía ser localizado apagando los artefactos de la nave y escuchando el funcionamiento del equipo. Los problemas también resultaban por el oleaje marino y el daño de los huracanes.

¹ Un acre equivale a 4046.8726 (m²), o bien a 0.40469 (ha).

1.1.2 El “boom” de la posguerra.

La Segunda Guerra Mundial trajo una suspensión temporal al desarrollo fuera de la costa, pero los adelantos en tecnología, como resultado de la guerra, permitieron a la industria obtener un repunte firme en un futuro próspero.

En 1946, la compañía petrolera Magnolia (Mobil Oil, Co), construyó una plataforma en 14 pies (4.3 m) de agua y aproximadamente a 5 millas (8 km) fuera de la costa. Aunque todavía estaba dentro de la vista de la tierra, fue la primera operación llevada a cabo lejos de la costa. La plataforma era de 174 x 77 pies (53 x 23 m) y se levantó 19 pies (5.8 m) sobre el nivel de la marea alta. La construcción se hizo completamente en el sitio y tomó aproximadamente 60 días. Un total de 338 pilotes de acero apoyaron la grúa. Las comunicaciones se mantuvieron por radio. Las tripulaciones de trabajadores se alojaron en un barco anclado en la isla Eugene, Louisiana. Se usaron dos barcos de tripulación para el transporte continuo entre la plataforma y el cuarto de alojamiento.

La plataforma fue diseñada para resistir vientos de huracán de 150 millas por hora (67 m/s) y una altura de ola máxima de 18 pies (5.5 m). Este equipo fue el primero en mantener la perforación de tres pozos por el montaje de la grúa sobre patines. También presentó el primer uso de pilotes de acero, y desde ese momento, los pilotes de madera pasaron a ser cosa del pasado.

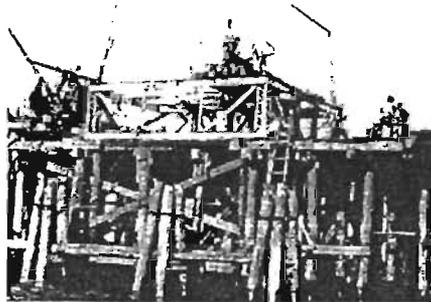


Figura 1.3 Vista cercana de una plataforma de madera, una milla costa afuera de la playa de McFaddin, Texas, en 1938. (Graff W. J. 1918)



Figura 1.4 Vista completa de una plataforma de madera, McFaddin, Texas, 1938. (Graff W. J. 1918)

El implacable ataque de la polilla dio como resultado una pérdida de confianza en el uso de pilotes de madera. Aunque el pozo Magnolia resultó ser un agujero seco, no obstante representó el primer esfuerzo mayor para perforar en aguas lejos de la costa en el Golfo de México.

El año 1947 vio la construcción de dos plataformas que llegaron a ser el diseño estándar durante muchos años. La compañía Superior Oil hizo un cambio radical en el diseño de las plataformas para que pudieran operar a 18 millas (29 km) fuera de la costa en 20 pies (6 m) de agua. El tamaño total de la plataforma era de 173 pies (53 m) de largo por 108 pies (33 m) de ancho. Era un sistema completamente autónomo e incluía torre de perforación, equipo, soportes de tubería y todas las instalaciones de apoyo. Las habitaciones estaban en una plataforma separada conectada a la plataforma de perforación por un puente (ver figura 1.5). El nuevo diseño fue denominado de 6 plantillas de acero o jackets, fabricadas en la costa y llevadas al sitio por una barcaza. Estas plataformas fueron introducidas al agua por una grúa y llevadas hasta el fondo usando 268 pilotes de acero, de 8 y 10 pulgadas (20 y 25 cm), introducidos a través de las piernas de la subestructura.

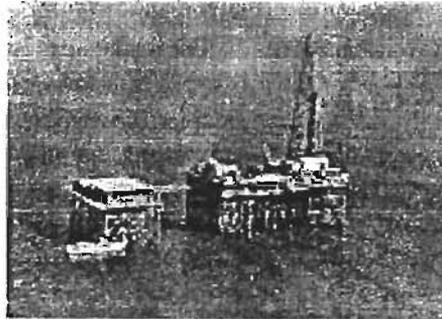


Figura 1.5 Plataforma en Vermilion Block 71 en el Golfo de México, de la Superior Oil Company en 1947. (Graff W. J. 1918)

El término "plantilla o template" deriva del hecho de que las piernas de la subestructura sirven como guía de los pilotes tubulares. Este método de construcción permitió completar el posicionamiento de la estructura en el agua en 9 días, en oposición a los 2 meses de tiempo de instalación del método común de la construcción en sitio. El nuevo diseño también permitió el uso de refuerzos por debajo de la línea del agua. Las plataformas de tipo antiguo se aseguraron sólo sobre la línea del agua, lo que le proporcionó una resistencia lateral muy limitada al impacto de la fuerza del oleaje. Previamente, el aseguramiento sobre el agua había sido suficiente debido a la poca profundidad del agua. Este nuevo método de construcción permitió colocar plataformas en aguas mucho más profundas.

El verano de 1947, en el Golfo de México, también vio la construcción de una plataforma mucho más pequeña de 2700 pies cuadrados (250 m²) de área, lo contrario de las primeras plataformas 20-30,000 pies cuadrados (1850-2780 m²).

Esta estructura fue colocada en 18 pies (5.5 m) de agua y a 10.5 millas (17 km) costa afuera. La plataforma sostuvo la grúa y alguna maquinaria básica y estaba acompañada por un buque LST modificado de desechos de guerra que alojaba camarotes, así como también suministros y otro equipo necesario.

La pequeña plataforma de perforación, junto con el sistema de la barcaza trasbordadora, se volvió muy popular debido a la gran reducción en costos de la construcción. El 9 de septiembre de 1947, este pozo se convirtió en el primer pozo fuera de la costa en empezar su producción. Diez días más tarde entró el huracán más fuerte de la temporada, produciendo vientos mayores a las 90 millas por hora (40 m/s) en la plataforma. Todo el sistema sobrevivió, y el primer gran depósito de petróleo en mar abierto y sin protección comenzó a producir.

La producción costa afuera se obstaculizó significativamente por la falta de equipo de soporte, pero el crecimiento obvio de un nuevo campo de petróleo permitió el desarrollo y construcción de un mejor equipo, hecho especialmente para el trabajo fuera de la costa. En 1949 fue encargado el primer diseño de barcaza grúa para trabajo costa fuera.

Los diámetros de los pilotes aumentaron, y se diseñaron grúas de poco peso para el uso costa afuera. Como resultado, los diseños fueron mejorados. Las plataformas tenían menos pilotes, pero tenían el diámetro más grande y había más espacio en el cruce de las vigas. A mediados del año 1950, el tamaño promedio del pilote era de 30 pulgadas (76 cm) de diámetro exterior (DE). En 1969, el tamaño promedio del pilote se incrementó a 48 pulgadas (122 cm) DE. Los primeros pilotes tenían un espesor muy delgado de pared de 3/8 pulgadas (9.5 mm). Todavía en 1969, las variaciones de espesor en las paredes eran comunes, y la pared mas pesada estaba en la línea de lodo. El espesor de la pared era de 5/8 pulgadas (16 mm) a 1.25 pulgadas (32 mm) aproximadamente.

En mayo de 1949 había 10 plataformas costa afuera en el Golfo de México, y 25 plataformas ligeras. Mas tarde, en ese año, un huracán atravesó el Golfo de Texas, arrastrando y causando daños mayores a una plataforma, y daño menor a una plataforma ligera. Este evento provocó una revaloración a los parámetros de diseño en ese momento.

El desarrollo de las unidades móviles de perforación data aproximadamente de 1949. En ese año, solamente había una plataforma montada en una barcaza, capaz de perforar dentro del agua a una profundidad de 20 pies (6 m).

En 1950 la construcción en áreas del Golfo de México, fuera de la costa, era escasa debido a una controversia con el gobierno federal sobre el título de propiedad costa afuera. Esta disputa se resolvió en 1953 por el Submerged Lands Act (Acta de Tierras Sumergidas). Desde ese momento la construcción en el Golfo de México tuvo un avance extraordinario.

En 1955 la primera plataforma a 100 pies (30 m) por encima del agua estaba en funcionamiento, con un tamaño de cubierta de 220 x 106 pies (67 x 32 m). Esta nueva plataforma, construida por la Compañía Shell Oil Company, introdujo pilotes faldón. El apuntalamiento del nivel de trabajo consistía de tres subestructuras de 8 pilotes cada una (ver figura 1.6). Todas las piezas de la superestructura y las subestructuras fueron instaladas elevándolas para colocarlas en posición vertical en las barcasas de transportación con una grúa de 250 toneladas. Cada subestructura fue fabricada aparte, colocada dentro del agua, rotadas hacia posición vertical y entonces colocadas en una barcaza para transportarlas al sitio.

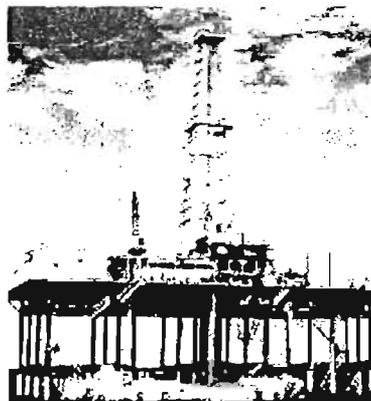


Figura 1.6 Plataforma en Grand Isle en el Golfo de México en 1955, Shell Oil Company.
(Graff W. J. 1918)

En 1956 comenzó una consideración cuidadosa del tamaño de cubierta, a través de un diseño nuevo de una plataforma compacta. El área necesaria de la cubierta se redujo a un tamaño promedio de 110 x 140 pies (33 x 43 m). En 1957 se introdujo un nuevo tipo de barcaza que permitió el lanzamiento controlado de la subestructura, eliminando la necesidad de una barcaza grúa para el lanzamiento.

Este desarrollo permitió una reducción significativa en el tiempo de instalación. Desde ese año, muchas subestructuras fueron transportadas en barcasas en posición horizontal y giradas en posición vertical

solamente después de ser lanzadas desde el extremo de la barcaza en o cerca de su ubicación costa afuera.

En 1959 una plataforma se había instalado en el Golfo de México en más de 200 pies (60 m) de agua, y más de 200 plataformas fueron colocadas en el Golfo. A principios de 1960, se vio el desarrollo de una estructura compacta. Por la reducción de la cantidad de suministros a bordo y el rediseño para reducir espacio, fue diseñada una plataforma independiente para poder operar con un tamaño de cubierta de 66 x 118 pies (20 x 36 m).

Las plataformas continuaron entrando en aguas más y más profundas. En 1965 una plataforma se instaló en 285 pies (87 m) de agua, y en 1965 se colocó otra en 340 pies (104 m) de agua. A principios de 1970, la compañía Shell Oil construyó en el Golfo una plataforma en 373 pies (114 m) de agua, y la Corporación Tenneco, instaló una plataforma en 375 pies (114 m) de agua, fuera de la costa de Louisiana. Esta plataforma tiene más de 400 pies (122 m) de altura y pesa más de 8000 tons (7,256 toneladas).

Recientemente, la Compañía Shell Oil instaló una plataforma en el agua a 1,020 pies (310 m) en la pendiente continental, diferente de la plataforma continental, a 100 millas (160 km) del sureste de New Orleans, Louisiana.

1.1.3 Canal de Santa Bárbara, California.

En los años siguientes a la Segunda Guerra Mundial, la evolución de la perforación fuera de la costa de California desarrolló el mismo estilo que en el Golfo de México. Como las plataformas fueron instaladas en aguas profundas, llegaron a ser más complejas en sus requerimientos funcionales y configuraciones estructurales. Para ilustrar el desarrollo en el canal de Santa Bárbara, se describen dos plataformas construidas con 10 años de intervalo.

La primera plataforma en esa zona, construida en 1966, fue una asociación entre la compañía Mobil Oil y la compañía Atlantic Richfield. La plataforma tipo jacket de 8 pilotes se localizaba aproximadamente a 2.5 millas (4 km) al suroeste de Goleta, California, en 211 pies (64 m) de agua; y se le dio el nombre de Holly. Fue diseñada como una plataforma de producción y pozo de perforación. La figura 1.7 muestra un boceto de la estructura y la figura 1.8 es una foto de cómo se ve la plataforma terminada. El estado de desarrollo dentro de la industria costa afuera en ese tiempo se refleja en la siguiente cita: "El agua relativamente profunda y la multiplicidad de pozos requirieron una estructura de dimensiones regulares, que subsecuentemente demostraron ser un desafío al ingenio de los diseñadores y constructores debido a las limitaciones de la disponibilidad del equipo de construcción". Por razones económicas, la plataforma se fabricó en un patio de construcción en el Golfo de México y los componentes completados fueron remolcados a más de 4,000 millas (6,400 km) fuera de la costa vía el Canal de Panamá.

La plataforma Holly tenía dos cubiertas, una cubierta de producción de 60 X 100 pies (18 X 35 m) a una elevación de 38 pies (12 m) sobre el nivel medio más bajo del agua, y una cubierta de perforación de 80x125 pies (24 X 38 m) a una elevación de 60 pies (18.3 m) sobre el nivel medio más bajo del agua. Las cubiertas se fabricaron de placas de acero sólido puestas encima de vigas con bridas apoyadas en bragueros tubulares. Sobre la cubierta de perforación se localiza un helipuerto de 45 pies cuadrados (14m²) a una elevación de 80 pies (24 m). Este helipuerto podía alojar un helicóptero de 10 pasajeros.

Se proporcionaron dos lanchas de desembarque. Cada plataforma de desembarco tenía tres niveles con una diferencia de elevación de 3.5 pies (1.1 m) para permitir un rango de elevación de marea de 8 pies (2.4 m). Los 8 pilotes de 36 pulgadas (91 cm) DE, fueron conducidos a una penetración promedio de más de 100 pies (31 m). Cinco tuberías de 6 pulgadas (15 cm) de diámetro fueron puestas en posición horizontal en el suelo marino para transferir el petróleo crudo producido a las instalaciones de la costa.

Las cubiertas para las plataformas del tamaño de Holly son instaladas de una de dos maneras. Las cubiertas de Holly se dividieron en 9 segmentos para que ningún segmento pesara más de 100 tons (90

toneladas), y los segmentos eran elevados para su colocación con una grúa barcaza de 100 tons (90 toneladas) de capacidad.

La estructura de la cubierta podía estar cortada en 4 ó 5 segmentos y elevados a su sitio con una grúa barcaza de 250 tons (227 toneladas) de capacidad. Ya que la capacidad de las grúas barcazas para elevación de 250 tons (227 toneladas) estaba disponible, la decisión de usar las de 100 tons (90 toneladas) se basó en que era más bajo el arrendamiento diario de la grúa barcaza pequeña.

La plataforma Exxon de 850 pies (259 m), fue instalada en 1976 en el canal de Santa Bárbara, California. Se localiza aproximadamente a 25 millas (40 km) al oeste de la ciudad de Santa Bárbara, aproximadamente a 5 millas (8 km) fuera de la costa en 850 pies (259 m) de agua. Es un excelente ejemplo de una plataforma independiente en aguas profundas que combina las actividades de perforación y producción con la vivienda de la tripulación. El diseño fue proyectado para perforar 28 pozos. El nombre de esta plataforma es Hondo.

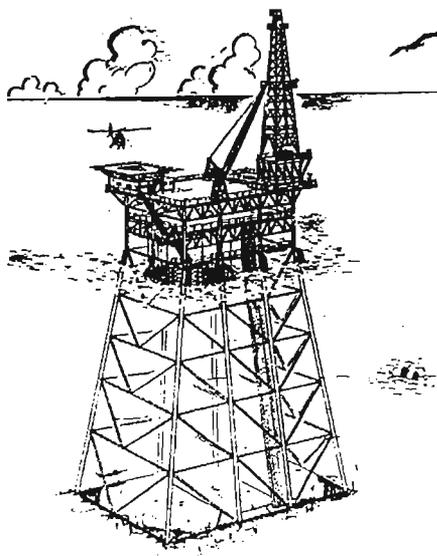


Figura 1.7 Plataforma tipo jacket llamada Holly. (Graff W. J. 1918)

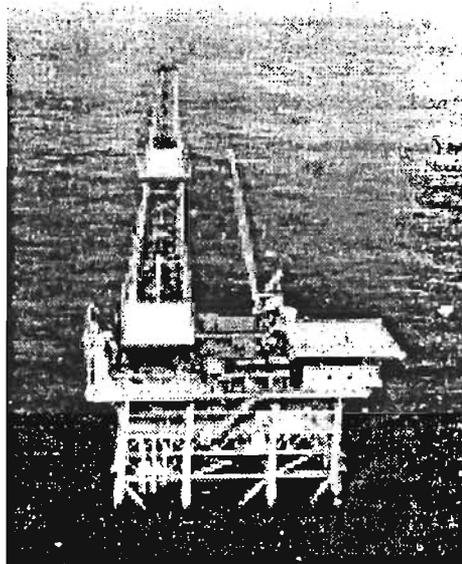


Figura 1.8 Vista aérea de Holly. (Graff W. J. 1918)

Esta plataforma, con características típicas a lo largo de la costa de California, fue diseñada principalmente para resistir terremotos. Los tres requisitos básicos fueron:

1. Resistir todas las cargas esperadas durante la fabricación, transporte e instalación,
2. Resistir las cargas que son el resultado de las tormentas severas y terremotos, y
3. Funcionamiento seguro combinando perforación, producción y las facilidades de vivienda.

El criterio específico era:

1. Evitar el daño estructural si se presenta un terremoto representado por una aceleración de tierra de 0.25g;
2. Evitar el colapso cuando se presente un terremoto representado por una aceleración de tierra de 0.5g, y
3. Resistir, sin pérdida de la integridad estructural, una deformación plástica igual a 2.0 veces la deformación provocada por la aceleración que produce el terremoto de 0.25g o la deformación de 1.5 veces generada por el terremoto de 0.5 g.

La condición de diseño para mal tiempo fue establecida para periodos de retorno de 400 años. Específicamente la altura de ola de tormenta era de 44 pies (13.4 m) hasta la cresta, la marea de tormenta era de 8 pies (2.4 m) y la velocidad de viento de tormenta era de 100 millas por hora (45 m/s).

La figura 1.9 muestra el boceto de la elevación de las muestras de la subestructura. La figura 1.10 muestra la estructura completa de la cubierta. Los segmentos de la cubierta fueron instalados en cinco elevaciones con una grúa barcaza de 500 tons (454 toneladas). Hay tres niveles de cubiertas de 86 x 170 pies (26.2 x 51.8 m) cada uno, y una botavara acampanada de 220 pies (67 m) de largo.

Las ocho piernas de la subestructura fueron montadas en posición tipo X y reforzadas diagonalmente. Además de los ocho pilotes de 48 pulgadas (1.2 m) DE, llevados a través de las piernas de la subestructura, había 12 pilotes faldón de 54 pulgadas (1.4 m) DE, 4 en cada lado y 2 en cada extremo de la subestructura (ver figura 1.9).

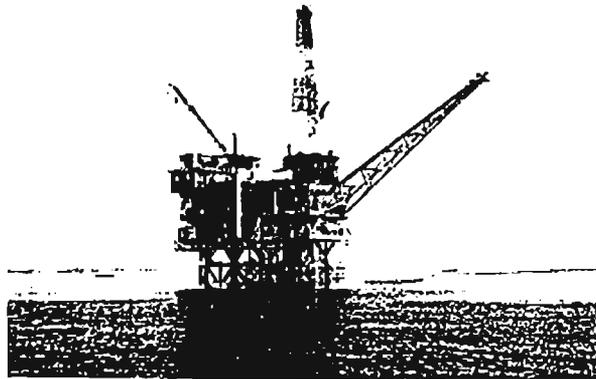


Figura 1.10 Estructura de una torre de perforación de 850 pies en el Canal de Santa Bárbara, Exxon Company. (Graff W. J. 1918)

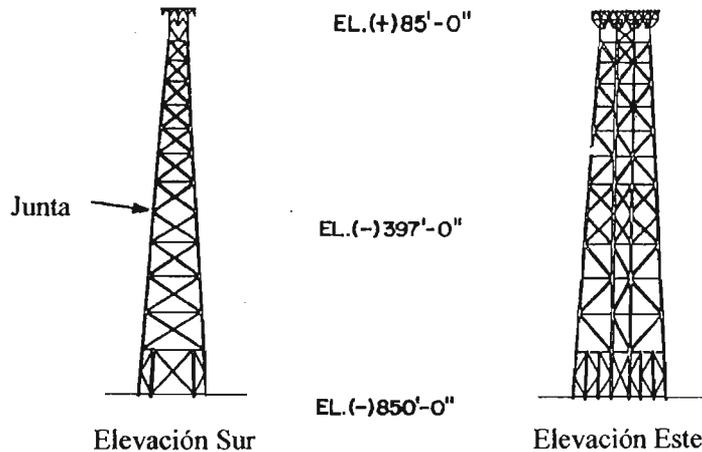


Figura 1.9 Plataforma de 850 pies en el Canal de Santa Bárbara, Exxon Company. (Graff W. J. 1918)

La subestructura se fabricó en dos secciones, para que pudiera transportarse en barcazas de no más de 450 pies (137 m). Después de alcanzar el sitio fuera de la costa y ser lanzados desde los extremos de las barcazas, las dos piezas de la subestructura fueron reunidas en el agua y unidas por soldadura. Los tubos de acceso preinstalados permitieron entrar a los soldadores al hábitat seco y ejecutar la penetración total en las ranuras soldadas desde dentro de las piernas de la subestructura.

1.1.4 La compañía British Petroleum.

Alrededor de 1950, mientras los desarrollos mencionados previamente estaban teniendo lugar en el Golfo de México y en el Canal de Santa Bárbara, la compañía British Petroleum estaba comprometida en operaciones similares de exploración en Umm Shaif, fuera de la costa de Abu Dhabi en el Golfo Pérsico. Ahí, como en el Golfo de México, la perforación estaba teniendo lugar en aguas profundas a menos de 100 pies (30 m), y los problemas de tecnología costa afuera eran esencialmente los mismos. El funcionamiento de Umm Shaiff ha crecido firmemente durante el paso de los años. La figura 1.11 muestra el complejo como estaba en 1976. En el primer plano hay una plataforma de potencia e inyección y tratamiento de agua. La plataforma habitacional se muestra a la derecha en la figura 1.11. El protector del pozo y las plataformas de proceso se muestran a distancia.

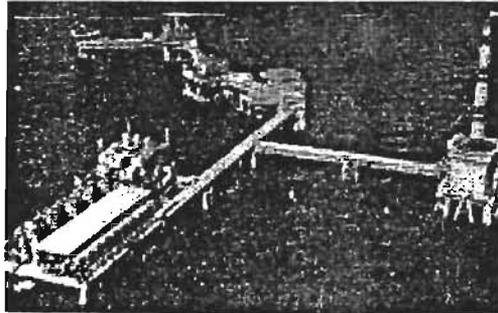


Figura 1.11 Complejo petrolero en Umm Shaif en el Golfo Pérsico en 1976, British Petroleum Company. (Graff W. J. 1918)

1.1.5 Reporte de accidentes en el Golfo de México.

En 1960 los huracanes en el Golfo de México motivaron una seria reevaluación en el criterio del diseño de las plataformas.

El huracán Hilda causó olas con una altura de 42 pies (13 m) y ráfagas de viento de más de 200 millas por hora (89 m/s), la tormenta de los 100 años que golpeó en 1964, destruyó 13 plataformas en el Golfo. El siguiente año otra tormenta con período de retorno de 100 años, el huracán Betsy, destruyó tres plataformas y dañó muchas otras. Esto empezó a evidenciar que la tormenta de diseño con período de retorno de 25 años que había sido usada en los primeros días de las plataformas era insuficiente para proteger las inversiones costa afuera.

El razonamiento era: si un racimo de plataformas diseñadas para una tormenta de 25 años fueran colocadas en un área localizada en el Golfo, la probabilidad de su supervivencia sería alta, pero si se extendieran las plataformas a lo largo del Golfo, la probabilidad de supervivencia, para el mismo número de plataformas, se reducía grandemente.

Con la ocurrencia de dos tormentas de los 100 años, los diseñadores abandonaron las condiciones de 25 años y 50 años y comenzaron a diseñar para tormentas con un período de retorno de 100 años. Como resultado, las elevaciones de la plataforma aumentaron, y los miembros estructurales fueron más grandes, y las juntas tubulares soldadas fueron investigadas más estrechamente para altas presiones, localización de cargas estáticas y la conducta de fatiga.

Es difícil de reconstruir la historia de accidentes que involucran plataformas en el Golfo de México. El U. S. Geological Survey, ha compilado una lista de accidentes desde el año 1956. Esta lista consiste en cinco tablas extensas identificadas como sigue:

1. Rupturas.
2. Explosiones e incendios.
3. Tuberías rotas y goteras.

4. Incidentes de polución considerable.
5. Accidentes mayores (Ver figura 1.12).

En cada tabla se provee la ubicación, fecha, tipo de accidente, cómo se controló, volumen de aceite derramado, y la magnitud del daño.



Figura 1.12 Colapso de una plataforma en el Golfo de México, debido a los efectos del huracán Roxanne.

De acuerdo con la lista del US Geological Survey, 19 plataformas fueron completamente destruidas o perdidas entre 1956 y diciembre de 1976, 10 de éstas como resultado de los huracanes de 1964 y 1965. Los artículos de revistas de la industria han transmitido historias describiendo algunos huracanes del Golfo de México; algunos artículos contienen mapas de ubicación de las plataformas colapsadas o dañadas. Mientras otras revistas lo han mantenido como información inédita, varios artículos dan informes breves de los reportes de daños que evalúan las razones del fracaso.

Entre 1956 y diciembre de 1976, un reporte del U. S. Geological Survey lista otros 13 casos en donde el daño estructural de la plataforma era extenso, aunque las plataformas no colapsaron. Las rupturas -flujo incontrolable de gas y/o petróleo de las cabezas de pozos y normalmente acompañado de fuego- eran con mucho la causa más común.

Lloyds of London Press, Ltd, publica reportes semanales en forma de libro de todos los accidentes marinos. De estos reportes, se han extraído todos los incidentes que se relacionan con los equipos de perforación del periodo de enero de 1966 a diciembre de 1976. El reporte enlista nombre y tipo de equipo, nombre y tipo de incidente, fecha, ubicación, año de construcción, dueño, costo de reparación, lesiones, muertes y daño al ambiente.

1.2 HISTORIA DE LA EXPLOTACIÓN COSTA AFUERA EN MÉXICO.

En México, la explotación de yacimientos de hidrocarburos costa afuera se inició en el año de 1958, en el Golfo de México, con la instalación de plataformas fijas frente a la Barra de Santa Ana, en el estado de Tabasco.

A finales de los años sesentas se perforó desde una plataforma fija en la localización de Tiburón, al norte de la Barra de Tuxpan, en el estado de Veracruz. Se instalaron siete plataformas frente a la Barra del Río Cazonas para realizar la perforación de los pozos Atún, Bagre, Morsa y Escualo. Frente a la desembocadura del Río Pánuco, en Tampico, desde cuatro plataformas se perforaron adicionalmente los

pozos Arenque y Marsopa. Cabe mencionar que en el diseño estructural de estas primeras plataformas se emplearon métodos simplificados.

En todos los casos las plataformas fueron diseñadas en el extranjero, construidas con materiales de importación e instaladas en tirantes de agua no mayores a 50 metros. Dichas plataformas se utilizaron únicamente para la perforación y explotación de los pozos. La mezcla de aceite y gas era conducida mediante tuberías hasta las instalaciones construidas para tal fin en tierra firme, en donde se separaban en aceite, gas y agua.

Durante 1975 se inició la perforación del pozo de exploración Chac-1, a 80 kilómetros de la Isla del Carmen, en el estado de Campeche, terminándose al siguiente año. Al resultar productivo este pozo, se abrió la expectativa de lo que posteriormente se confirmó: la existencia de varios campos marinos productores de aceite y gas en la Sonda de Campeche.

Para 1977 se descubrieron 2 campos más, con la perforación de los pozos Akal-1 y Bakab-1. Al año siguiente se descubrió el cuarto campo productor: Nohoch, que junto con Chac y Akal integraron lo que se ha denominado el Complejo Cantarell.

Al resultar productores los 2 primeros pozos exploratorios, se iniciaron los estudios con simuladores matemáticos que permiten variar el espaciamiento entre pozos, utilizando para ello la tecnología de punta disponible e incorporando aspectos financieros. Como resultado, se obtuvo el número de pozos y plataformas para desarrollar un campo, la cantidad de pozos por plataforma, así como los programas de incorporación de reservas, de producción y de inversiones.

En forma paralela se desarrollaron en el país los primeros programas de cómputo para el análisis y diseño de plataformas marinas.

Al decidirse la explotación intensiva de los campos Chac, Akal y Bakab, se estableció un programa de construcción de 10 plataformas fijas de perforación, instalándose la primera en noviembre de 1978 en el campo Akal-C, en un tirante de 44 metros, marcando el inicio de la instalación de las plataformas marinas en la Sonda de Campeche.

Por lo que se refiere al tendido de tuberías de conducción, esta actividad también comenzó en 1978, con la construcción de un oleoducto de 90 centímetros de diámetro y 160 kilómetros de longitud, uniendo la plataforma de Akal-C con la terminal de almacenamiento de Dos Bocas, en el estado de Tabasco.

Durante los 2 primeros años del desarrollo de la Sonda de Campeche no fue posible fabricar las plataformas en el país, dado que no existía la infraestructura requerida; por tal motivo se tuvo que recurrir al apoyo internacional. Durante ese periodo la fabricación y la ingeniería, tanto básica como de detalle, fue ejecutada por patios y firmas extranjeras respectivamente. Para la transferencia de estas actividades a profesionales y empresarios de México, se tuvieron que definir estrategias tales como: apoyo al desarrollo de tecnologías con miras a su rápida aplicación en proyectos de ingeniería; estímulo y motivación a inversionistas para su incorporación al proceso de generación de infraestructura, y concertación con fabricantes y prestadores de servicios de todo el país para la ampliación de sus productos y capacidad instalada, de acuerdo a los requerimientos de la industria petrolera.

En el corto plazo se vieron resultados con la instalación de los primeros patios de fabricación de plataformas marinas, que se fueron localizando en las márgenes del Río Pánuco, en el estado de Tampico, y del Río Pantepec, en Tuxpan, Veracruz, hasta llegar a disponer de la amplia capacidad de fabricación que ofrecen los 10 patios que operan en la actualidad.

Por su parte, la ingeniería y desarrollos tecnológicos propios también se fueron mejorando, hasta que a mediados de los 80's esta actividad la realizaban en su totalidad profesionales mexicanos.

Con respecto a la normatividad para el diseño de las estructuras marinas costa afuera, en el país no se contaba con norma alguna que indicara el procedimiento para el análisis y diseño de las plataformas

marinas, por lo cual el diseño de las mismas estaba basado en códigos de origen extranjero, principalmente norteamericanos.

Debido a que las condiciones para las que se habían realizado dichos códigos no eran del todo adecuadas para el diseño de nuestras plataformas marinas, se le encomendó a la empresa Petróleos Mexicanos (PEMEX) la creación de la normatividad necesaria para realizar el análisis y diseño de las plataformas marinas mexicanas.

PEMEX Exploración y Producción (P. E. P.) encomendó el desarrollo de un documento normativo propio que reglamentara el diseño, construcción, instalación, inspección, mantenimiento y evaluación de instalaciones marinas en la Sonda de Campeche, al Instituto Mexicano del Petróleo (I. M. P.), el cual en colaboración con el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y la University of California at Berkeley, desarrollaron la norma de referencia *NRF-PEMEX-200* para el "Diseño y Evaluación de Plataformas Marinas Fijas en la Sonda de Campeche" la cual se es vigente hasta nuestros días.

1.3 OPERACIONES PETROLERAS COSTA AFUERA.

Durante los últimos 20 años, se desarrollaron dos grandes categorías de plataformas: la del tipo plantilla de acero fue pionera en el Golfo de México, y la del tipo concreto ó gravedad fue desarrollada primeramente en el Mar del Norte. Un tercer tipo de plataforma fija que se esta desarrollando es la del tipo de pierna tensionada (TLP).

Como un antecedente a toda esta actividad, se realizará una breve descripción de las operaciones petroleras costa afuera. El tema es muy extenso, empezando con el uso de la geología y la geofísica para evaluar el potencial de impregnación de petróleo en los estratos bajo el suelo marino y terminando con la transportación del petróleo desde el sitio de producción fuera de la costa hasta un sitio localizado en tierra.

Las operaciones petroleras conducidas costa afuera, pueden ser divididas en cinco áreas principales: exploración, perforación de exploración, desarrollo de perforación, operaciones de producción y transportación.

1.3.1 Exploración.

Esta fase consiste en tratar de localizar la impregnación de petróleo en los estratos bajo el suelo marino. Los geólogos y los geofísicos son los responsables de esta actividad. El geólogo estudia y explora las formaciones del suelo y extrae núcleos del mismo para describir la geometría de las fallas y estratos terrestres. El geofísico usa métodos de información remota, tales como exploración sísmica e instrumentación para medir campos de gravedad, para hacer interpretaciones acerca de la posible presencia de impregnación de petróleo en los estratos. Dentro de un área elegida del océano, los geofísicos realizan estudios sísmicos desde barcos especialmente equipados trazando sistemáticamente la estructura de la tierra debajo del océano (ver figura 1.12A). Cuando se piensa que un área es favorable, se extraen núcleos del suelo desde los barcos. Estos barcos especializados pueden permanecer posicionados dinámicamente en el lugar y perforar en mares con olas de 30 pies (9 m) y profundidades aproximadas a los 4000 pies (1200 m).

1.3.2 Perforación exploratoria.

Una vez que se ha decidido que un área puede contener impregnación de petróleo en los estratos, se debe perforar un pozo de exploración para confirmar o negar la presencia de hidrocarburos. Esta formación puede producir gas en vez de petróleo, o ambos.



Figura 1.12A Barco equipado para realizar estudios sísmicos. A fondo de la imagen se pueden ver los geófonos utilizados para recibir información útil para los ingenieros geofísicos.

1.3.3 Desarrollo de la perforación.

El desarrollo de la perforación es el proceso de perforar cavidades en las acumulaciones conocidas de petróleo para que las reservas de petróleo puedan explotarse de la manera más aprovechable. Generalmente el desarrollo de la perforación se realiza desde una plataforma independiente. La plataforma es de un tamaño adecuado para contener todo el equipo y suministros necesarios. El desarrollo eficiente de la perforación requiere que muchos pozos sean perforados desde un lugar en la superficie usando *perforación direccional* (ver figura 1.12B). Esta forma de perforación tiene la enorme ventaja de reunir el flujo de muchos pozos que convergen a un cierto lugar en la superficie para su tratamiento y almacenaje previo a su embarque hacia la costa.

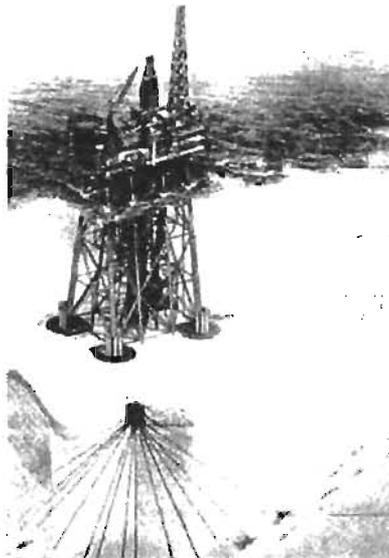


Figura 1.12B Esquema de una plataforma empleando una perforación direccional.

1.3.4 Producción y transporte del producto.

Una vez que se ha completado el desarrollo de la perforación, comienza la producción del pozo. En aguas poco profundas las plataformas de perforación frecuentemente son bastante pequeñas, por lo que se convierten en protectoras de pozos cuando comienza la producción. Se construye una plataforma separada adyacente a la plataforma protectora del pozo para contener el equipo de procesamiento o de tratamiento.

El almacenamiento del petróleo es una de las actividades de principal interés de las operaciones costa afuera. Frecuentemente, después de que se ha completado toda la perforación, la plataforma de perforación (si es lo suficientemente grande) se convierte en una plataforma protectora del pozo y de almacenamiento. Los grandes tanques de almacenamiento de petróleo tienen un rango de capacidad de 10,000 a 30,000 barriles². Si la plataforma se ubica en aguas poco profundas, el petróleo es transportado a la costa por lanchas o tuberías. A menudo, en aguas profundas, un buque tanque es anclado al lado de la plataforma de tratamiento y sirve para almacenamiento así como para transporte, o el petróleo puede ser transferido a un segundo tanque para trasladarlo a la costa a fin de ahorrar las anclas de reserva.

1.3.5 Transportación de los trabajadores.

El transporte de los trabajadores es uno de los problemas básicos asociados con las operaciones costa afuera. El transporte se realiza mediante barcos o helicópteros. Los barcos de alta velocidad transportan a los trabajadores cuando el tiempo lo permite y la distancia es de menos de 50 millas (80 km). Los helicópteros transportan tripulaciones y otro tipo de personal cuando las distancias son largas y/o cuando el tiempo es importante.

1.4 LA SONDA DE CAMPECHE.

Los principales campos productores de la Sonda de Campeche se encuentran distribuidos en una superficie de aproximadamente 2500 kilómetros cuadrados; el tirante de agua en donde se localizan las plataformas y las tuberías está comprendido entre los 15 y 80 metros.

La Sonda de Campeche, que contiene cerca del 46 por ciento de las reservas probadas³, ha adquirido una importancia de primer orden no sólo para el sector energético sino para el país en general. Además, esta zona aporta el 70 por ciento de la producción total de crudo, el 75 por ciento de condensados y el 31 por ciento del gas.

La inversión efectuada en toda las instalaciones de la Sonda de Campeche es del orden de 6 mil 500 millones de dólares (hasta 1991), independientemente del costo de los estudios de exploración y las erogaciones debidas a la perforación tanto exploratoria como de desarrollo. Considerando estos últimos rubros, dicha cifra alcanza los 10 mil 500 millones de dólares.

Para asegurar la continuidad del servicio de las instalaciones en la Sonda de Campeche, se han desarrollado programas de mantenimiento preventivo y correctivo aplicable en los equipos de perforación, en las instalaciones industriales, en las líneas de conducción para hidrocarburos y en las plataformas. Los programas de mantenimiento correctivo se derivan de inspecciones rutinarias para detectar anomalías,

² Un barril equivale a 42 galones, o bien, a 158.987 litros.

³ Existen tres tipos de reservas petroleras: probadas, probables y potenciales. Las reservas probadas son aquellas que ya se encuentran en producción. Las reservas probables son aquellas que no se encuentran produciendo, pero ya se confirmó mediante exploraciones que se encuentran ahí para ser explotadas. Las reservas potenciales son aquellas que apenas se encuentran en estudio o en proyecto.

con objeto de reparar o sustituir los elementos estructurales afectados. Como resultado derivado del mantenimiento se ha mejorado el diseño y construcción de las estructuras costa afuera.

El mantenimiento de un complejo del tipo PECH⁴, que en algunos casos incluye hasta 7 plataformas, 8 trípodes y más de 10 puentes, se realiza en un tiempo promedio de 6 meses, si se cuenta con el apoyo de un barco capaz de efectuar trabajos de soldadura, pailería, electromecánicos, pintura y recubrimientos, así como buceo e inspecciones submarinas, entre otros. Cabe recalcar que todas las actividades de mantenimiento se efectúan sin interrumpir la operación en el complejo.

Después de 15 años de haberse iniciado la actividad petrolera en la Sonda de Campeche, la asimilación de la tecnología fue total. Las instalaciones se diseñan, fabrican, equipan e instalan con una integración nacional del orden del 80 por ciento. Sólo se recurre al extranjero en la adquisición de equipos muy especializados que por la magnitud de su demanda actual no sería rentable producir. Por otra parte, en lo referente a la tecnología, se tiene acceso a la más adelantada en el ámbito mundial, y se cuenta con los expertos para su aprovechamiento e incorporación en beneficio de nuestras instalaciones.

1.5 PERFORACIÓN COSTA AFUERA.

Debido a que el manejo de hidrocarburos es muy delicado pues se trata de un producto altamente inflamable, contaminante, caro, y como se requiere que su explotación sea en grandes cantidades, en el caso del aceite en cientos de miles de barriles o en el caso del gas en millones de pies cúbicos, un accidente produciría toda una tragedia en pérdidas con el consecuente problema de que las instalaciones que manejan el hidrocarburo se perderían totalmente y para reponerlas se tardan años en su reconstrucción, ya que los materiales y equipos no están disponibles en el mercado debido a su alto costo, ya que cada equipo o material es especial y personalizado para cada proyecto en particular.

La necesidad de satisfacer la demanda creciente de hidrocarburos ha orientado al hombre a incursionar en la búsqueda de yacimientos subyacentes al fondo marino, ya que ahí su cantidad es mucho más grande que en tierra.

El descubrimiento de yacimientos y su explotación por medio de pozos petroleros fuera de la costa han demandado la utilización de la tecnología más avanzada para efectuar las actividades requeridas.

El desarrollo de la tecnología ha permitido a la perforación costa afuera ir venciendo los obstáculos que representan la magnitud de los tirantes de agua y la distancia a la línea costera en donde se desempeña, así como del dominio de las técnicas específicas que utiliza.

1.6 PLATAFORMAS, PASILLOS Y HELIPUERTOS.

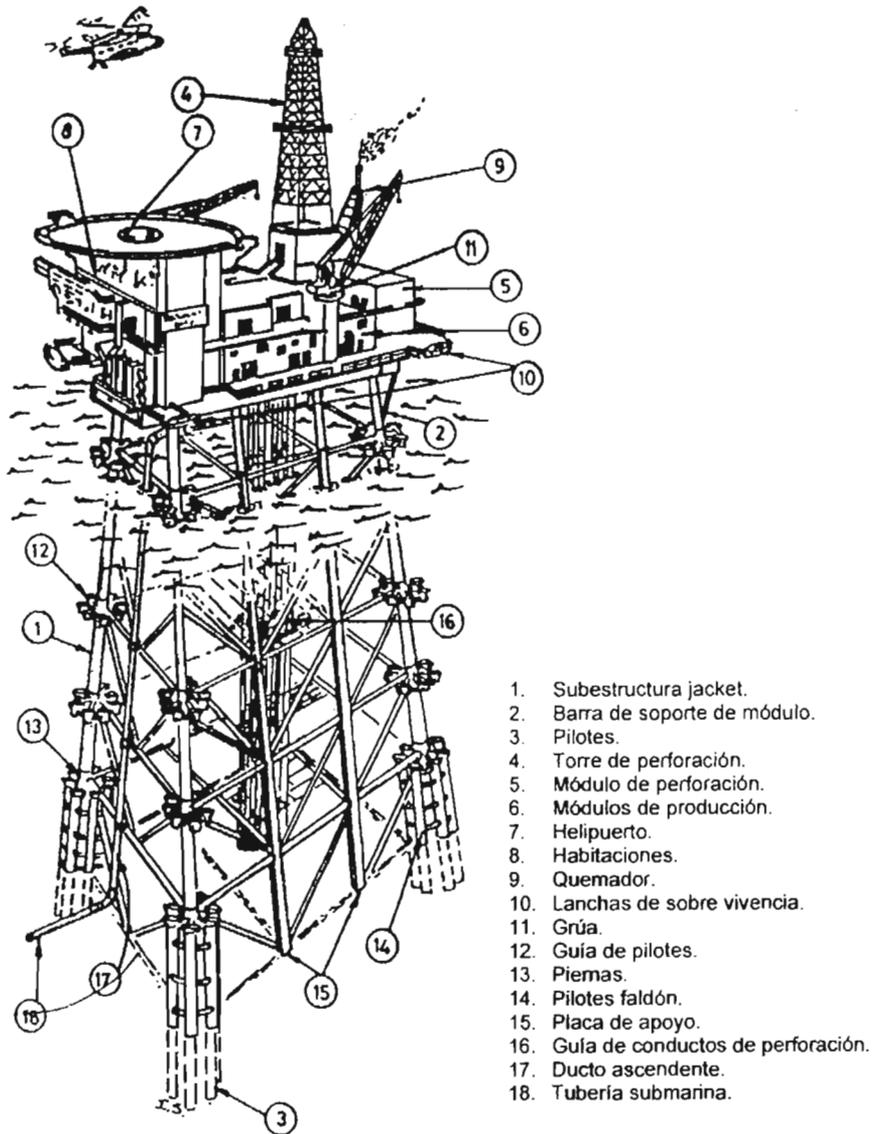
Hay diversos tipos de plataformas de plantilla de acero. La economía controla la opción específica de plataforma que será puesta en alguna zona. En aguas profundas (400 pies o 122 metros) todas las funciones se combinan en una estructura multinivel llamada plataforma autónoma (ver figuras 1.13 y 1.7). En aguas menos profundas es ventajoso separar las funciones y tener varias plataformas separadas. A continuación se discuten varias plataformas con propósitos especiales:

1. Plataformas de perforación y protección de pozos.
2. Plataformas sencillas.

⁴ Un complejo del tipo PECH esta integrado por plataformas de Producción, Enlace, Compresión y Habitacional.

3. Plataformas de plantilla autónomas.
4. Plataformas de torre autónomas.
5. Plataformas de producción.
6. Plataformas habitacionales.
7. Subestructura de quemador y torre de quemador.
8. Plataformas auxiliares.

También se discuten pasillos y helipuertos.



1. Subestructura jacket.
2. Barra de soporte de módulo.
3. Pilotes.
4. Torre de perforación.
5. Módulo de perforación.
6. Módulos de producción.
7. Helipuerto.
8. Habitaciones.
9. Quemador.
10. Lanchas de sobre vivencia.
11. Grúa.
12. Guía de pilotes.
13. Piernas.
14. Pilotes faldón.
15. Placa de apoyo.
16. Guía de conductos de perforación.
17. Ducto ascendente.
18. Tubería submarina.

Figura 1.13 Plataforma autónoma típica del Mar del Norte, con pilotes de acero, para aguas con profundidades mayores a 400 pies. (Graff W. J. 1918)

1.6.1 Plataformas de perforación y/o de protección de pozos.

Las plataformas construidas para proteger los tubos ascendentes de los pozos productores en aguas poco profundas son llamadas protectores de pozo o subestructuras de pozo. Normalmente una subestructura sirve de uno a cuatro pozos. Una plataforma semejante puede ser también una larga tubería o una estructura de plantilla atada a una rejilla abierta.

Hay dos tipos principales de subestructuras de pozo: la de tipo slip-over y la del tipo desarrollo. Ambos tipos protegen el pozo (o pozos) de las colisiones de los barcos y las fuerzas del medio ambiente, y sirven de apoyo para ayudar a los dispositivos de navegación, equipos de medición para la calibración de metros, unidades de líneas de cable, pista para helicópteros, líneas de flujo ascendente y tubos conductores.

El slip-over de la subestructura del pozo se usa para los pozos exploratorios en aguas con profundidades de 50 - 100 pies (15 - 30 m). La estructura de plantilla se maneja primero en el lodo mientras el pozo es perforado. Esta estructura protege al pozo inicialmente y, unos meses después de ser perforado, la subestructura se desliza encima de la estructura de plantilla. El slip-over del pozo de la subestructura es una estructura conformada de cuatro piernas con una abertura en el lado izquierdo. Después de que se desliza alrededor de la tubería, se agregan refuerzos adicionales en el lado abierto. Normalmente la subestructura slip-over sirve para un pozo. Los pilotes son conducidos a través de las piernas de la subestructura en el fondo del océano para asegurar la unidad.

La configuración de la subestructura del pozo puede acomodar varios pozos dependiendo de las condiciones del diseño. Este tipo de subestructura se instala antes de ser perforado. En aguas poco profundas, aproximadamente 15 pies (4.5 m), las embarcaciones exploratorias perforadoras móviles son pequeñas y la hendidura que permite a la embarcación ubicar al equipo de perforación encima de la subestructura del pozo es estrecha. Así, se usa una subestructura del pozo con un tamaño en el plano de aproximadamente 8 x 16 pies (2.4 x 4.8 m). Normalmente tales subestructuras son para un pozo. En tirantes de agua de 15 - 45 pies (4.5 - 14 m) normalmente se usa una subestructura para cuatro pozos de 16 x 20 pies (4.8 x 6 m). En esta profundidad de agua, la amplitud de la ranura en el barco de perforación aún puede ser un factor limitante en el tamaño de la subestructura. En tirantes de agua de 45 - 100 pies (14 - 31 m) la subestructura del pozo va de 20 a 30 pies cuadrados (1.9 a 2.8 m²). Los equipos móviles de perforación para tales profundidades de agua son grandes y el tamaño de la ranura no es una limitación.

Para profundidades de agua de más de 100 pies (31 m), empieza a ser más complicada la perforación y las plataformas de protección de pozo. Por ejemplo, si se ha decidido poner el alojamiento en una plataforma y el quipo de procesamiento o tratamiento en otra plataforma, la plataforma de perforación puede ser soportada por una subestructura con sólo cuatro piernas (pilotes). (Ver figura 1.14). Durante la fase de perforación, esta plataforma contiene la grúa y la subestructura, el lodo y agua de la perforación, combustible, tanques de almacenamiento de lodo y agua, planta de poder primaria, y varias bombas. Usualmente las bombas son montadas en un solo patín, como un paquete de bombas.

El peso total del equipo de perforación oscila entre 3000 - 4000 kips⁵ ó 13.4x10⁶N - 178x10⁶N. Los pesos de algunos componentes son:

Componente		Peso en kips	Peso en 1x10 ⁶ N
Grúa y equipo de perforación	Total =	1346	5.99
Equipo de apoyo (tubería almacenada)		225	1.00
Subestructura bajo el equipo de perforación		160	0.71
Subestructura del marco de soporte		60	0.27
Grúa de perforación		80	0.35

⁵ Un kip equivale a 1,000 lb_f, ó bien a 4448.222 N, ó bien a 453.592 kg_f.

Herramientas		15	0.07
Drawworks		78	0.35
Motores de drawworks		12	0.05
Bloque móvil y equipo		50	0.22
Atadero de carga		666	2.96
Tanques de almacenamiento	Total, lleno =	1090	4.85
Agua de perforación (dos tanques)		294	1.31
Agua potable		147	0.65
Combustible		128	0.57
Tanque de lodo de reserva con desarenador, desgrasador y apagador de pizarra		272	1.21
Lodo activo		249	1.11
Paquete de bombas	Total =	265	1.18
Equipo rotatorio		32	0.14
Bombas de intercambio		132	0.59
Otros		101	0.45
Planta de poder	Total =	274	1.22
Unidad de pozo	Total =	25	0.11

Después de que han sido perforados los pozos (normalmente de cuatro a nueve) y es removido el equipo de perforación, se instalan otros equipos para que la plataforma pueda proteger al pozo mientras está produciendo petróleo crudo. El nuevo equipo consiste de árboles de válvulas en los pozos, un tubo colector de gases para recolectar la producción del pozo y que éste pueda ir a una plataforma de procesamiento o tratamiento en una tubería de alrededor de 6 pulgadas (152 mm) de diámetro, equipo de seguridad contra incendios, señales luminosas de navegación y sistema de destrucción de pozo.

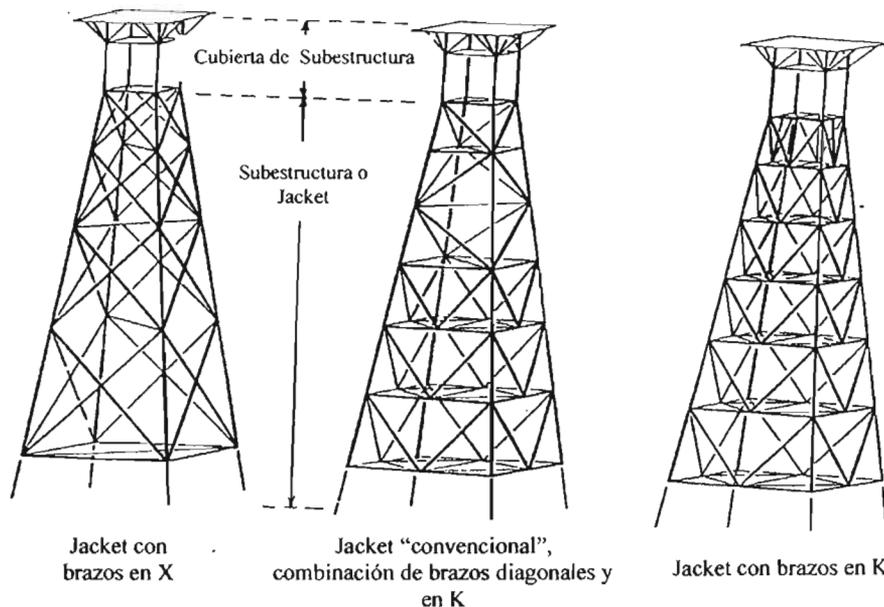


Figura 1.14 Subestructura de perforación con cuatro piernas. (Graff W. J. 1918)

Un sistema de destrucción de pozo controla un pozo fuera de control. El control del pozo se realiza por bombeo de lodo y salmuera hacia abajo en el pozo. El peso de la columna del fluido (lodo) es más grande que la fuerza ascendente del petróleo crudo debida a la presión en el yacimiento. Un sistema de destrucción de pozo consiste de un tanque de almacenamiento de lodo, una bomba de lodo que trabaja con diesel y un tanque de almacenamiento de salmuera. También existen tanques fabricados para mezclas de salmuera y para mezclar compuestos químicos para el lodo.

1.6.2 Plataformas sencillas.

Las plataformas sencillas no son tan comúnmente usadas en la actualidad como lo eran hace 20 años. En términos de tamaño y operaciones éstas caen entre las subestructuras de pozo y las plataformas autónomas. Generalmente la grúa y la subestructura, el lodo de la perforación, la planta de poder primaria y las bombas de lodo son colocadas en la plataforma. El alojamiento, equipo sobrante y provisiones se ubican en un barco sencillo anclado junto a la plataforma. Normalmente, los dos están conectados por un largo pasillo. La figura 1.15 muestra una plataforma sencilla en operación en el Golfo de México en 1959, en 200 pies (60 m) de agua.

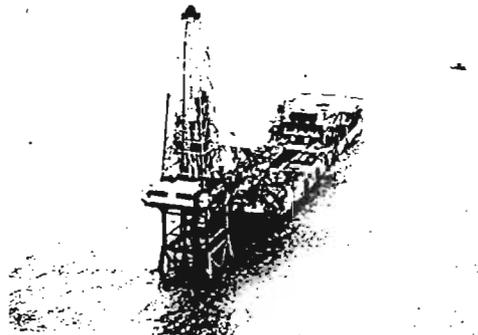


Figura 1.15 The South Timbalier. Plataforma sencilla del Golfo de México, 1959.
(Graff W. J. 1918)

1.6.3 Plataformas autónomas.

La plataforma autónoma es una plataforma grande, normalmente con múltiples cubiertas, las cuales tienen la suficiente resistencia y espacio para soportar el equipo completo de perforación con su equipo auxiliar y el alojamiento de la tripulación, y suficientes provisiones y materiales para superar un periodo de mal tiempo anticipado, cuando las provisiones no pueden ser trasladadas. Los periodos de mal tiempo son normalmente de 3 ó 4 días en el Golfo de México, así que la plataforma podría almacenar provisiones y materiales para aproximadamente dos veces ese tiempo.

Hay dos tipos de plataformas autónomas: la de tipo plantilla y la de tipo torre. En la actualidad la plataforma de torre también es una estructura de plantilla; sin embargo, los pilotes se manejan de diferente forma. Las plataformas autónomas de plantilla consisten en una larga estructura de cubierta multinivel soportada por largos pilotes introducidos en las profundidades del fondo del océano. La plantilla, también llamada subestructura, es una figura tubular tridimensional soldada y es usada como guía para conducir los pilotes a través del hueco de las piernas de la subestructura. La subestructura también mantiene los pilotes juntos de manera que actúen como una sola unidad contra las fuerzas laterales. La subestructura del pozo usada en aguas poco profundas es una estructura de plantilla, de manera que realiza una función simple en comparación con una plataforma autónoma.

Las plataformas de plantilla autónomas han sido diseñadas y construidas de muchos tamaños y formas. Antiguamente las estructuras de plantilla tenían muchas piernas y múltiples refuerzos horizontales y diagonales. La primera plataforma autónoma de la compañía Shell Oil se construyó en 1955 a 72 pies

(22m) de agua y tenía 53 pilotes. Actualmente, en el Golfo de México la mayoría de las plataformas se ajustan a una de dos clasificaciones: aquellas con 10 ó 12 pilotes y aquellas con ocho pilotes. En los primeros días de la exploración en el Golfo de México los diámetros de los tubos disponibles para subestructuras eran limitados, y se necesitaban muchos pilotes para proporcionar suficiente soporte del suelo. Mas recientemente, con la disponibilidad de muchas dimensiones de tubos, la tendencia es hacia las plataformas del tipo de 8 pilotes. Este último tipo ha sido usado en aguas con profundidades cercanas a 400 pies (122 m).

En el plano las piernas de la subestructura forman un rectángulo. Las dimensiones de la subestructura varían de compañía a compañía, pero hablando en términos generales, los tamaños son similares. La separación de las piernas en el plano horizontal es usualmente alrededor de 10 - 15 pies (3 - 4.5 m) sobre la línea media del agua. En esta elevación, una subestructura de 10 pilotes tiene 4 piernas a cada lado, cada una espaciada de 40 a 45 pies (12 a 14 m). En algunos casos la zona central de un lado es hasta de 60 pies (18 m). En la dirección más estrecha, la pierna central de las tres se usa para cargar, además de las cuatro piernas en cada lado.

El rectángulo formado en una vista plana por las piernas de la subestructura en una plataforma de ocho pilotes es más estrecho, pero el espaciamiento cerca de los 10 - 15 pies (3 - 4.5 m) de elevación sobre el nivel medio del mar es similar. La longitud de la zona central es cercana a 60 pies (18 m), mientras que la zona más corta del lado es de cerca de 45 pies (14 m). De un lado a otro en la dirección más estrecha de la subestructura el espaciamiento de las piernas es de 45 pies (14 m). Las subestructuras construidas recientemente, con frecuencia tienen piernas en las esquinas con grandes diámetros. Típicamente los tamaños de los pilotes para subestructuras de ocho pilotes en el Golfo de México son de 60 pulgadas (1.5 m) de DE para las piernas de las esquinas y 48 pulgadas (1.2 m) de DE para las piernas interiores, dejando 1 pulgada despejada entre el pilote y el interior de la pierna, ya que las piernas de la subestructura tienen diámetros internos alrededor de las 62 pulgadas (1.6 m) y 50 pulgadas (1.3 m) respectivamente.

Las piernas de la subestructura no son verticales. Desde una vista plana del tamaño del rectángulo a una elevación de 10 - 15 pies (3 - 4.5 m) (nivel de la plataforma), las piernas están acampanadas hacia fuera, o se dice que están "abatidas" como sigue: abatidas 1 pie en 7 u 8 piernas en los lados más largos, y abatidas 1 pie en 10 ó 12 piernas en la dirección estrecha de la subestructura.

Actualmente, la configuración de las plataformas de ocho pilotes se adapta para incrementos de profundidades y varias condiciones de suelo por medio de la adición de pilotes faldón. Debido al abatimiento de las piernas, se incrementa la separación entre las piernas al final de la subestructura en el fondo del océano. Normalmente los pilotes faldón se colocan entre las piernas casi en el plano del lado de la subestructura. Su propósito es ayudar en la resistencia del momento de volteo en la subestructura. Las guías de los pilotes faldón se extienden verticalmente sólo entre los dos niveles más bajos del refuerzo horizontal en la subestructura. En una vista plana, estas guías deben ser un poco fuera del plano del lado de la subestructura, de manera que las extensiones necesarias de los pilotes conducidas sobre el agua puedan ser soportadas por anillos guías a varios niveles arriba del lado de la subestructura. Aún en los más recientes diseños de plataformas, las porciones más bajas de las piernas son construidas con una variedad de diámetros de tubo, de manera que varios pilotes se pueden manejar a través del tubo guía del pilote en las piernas de mayor diámetro. Estos alargamientos de la parte más baja de las piernas de la subestructura son llamados "bottles".

Los pozos son perforados desde una plataforma de plantilla a través de tubos conductores conducidos por el fondo del océano. Estos tubos se posicionan verticalmente dentro de la subestructura en varios niveles sostenidos por anillos guías horizontales en el interior de los tubos. Las guías de los conductores los sostienen únicamente lateralmente.

Aunque la subestructura tipo plantilla está diseñada para flotar, esto es con casi todos los miembros sumergidos, y sólo con una pequeña porción de la estructura sobre la superficie del agua (ver figura 1.16). Por eso la subestructura es transportada a la zona de izaje en una barcaza, se lanza desde la barcaza y posteriormente se coloca en posición. Los pilotes se conducen después de que la

subestructura ha sido posicionada. La estructura de la cubierta, dividida en piezas apropiadas para ajustarse a la capacidad de la barcaza grúa, se lleva al sitio en barcasas de transportación y entonces se ajusta en su posición en la parte superior de los pilotes extendiéndose sobre las piernas de la subestructura. La cubierta es soldada al final de los pilotes. Muchas compañías llenan el espacio anular entre los pilotes y el interior de las piernas de la subestructura con lechada, otras no lo hacen. Rellenando los espacios anulares con lechada permite a los pilotes y a la subestructura resistir fuerzas laterales como si fuese una estructura rígida. Aquellos que dejan este espacio abierto para permitir la recuperación de la subestructura para usarla en otros sitios de perforación les será más fácil sin el peso y complicaciones de la lechada. Actualmente muy pocas subestructuras han sido reubicadas.



Figura 1.16 Subestructura para aguas someras después de ser lanzada y antes de colocarla en posición. (Graff W. J. 1918)

1.6.4 Plataformas de plantilla del tipo torre.

Las plataformas autónomas de plantilla del tipo torre se caracterizan por un diámetro relativamente grande, piernas sin abatimiento y menos refuerzos diagonales en las zonas largas que los usados en una estructura tipo plantilla regular. La subestructura tipo torre se concibió para eliminar la necesidad de lanzar la estructura desde una barcaza. Ésta puede estar flotando en el sitio usando la capacidad de flotar de sus piernas de grandes diámetros. La plataforma de torre originalmente fue diseñada para sustituir las estructuras en aguas profundas de las costas de Pacífico y para Cook Inlet, Alaska.

Las estructuras de plantilla regulares tienen muchos refuerzos cruzados, horizontales y diagonales. La estructura de torre tiene relativamente pocos refuerzos y ninguno abarca la zona salpicada sobre el nivel medio más bajo del agua. Esto reduce la resistencia lateral que la estructura ofrece a los tripulantes por las grandes olas de tormenta y elimina el refuerzo que tenían los miembros en el camino de los témpanos de hielo en climas fríos.

Normalmente los pilotes de cimentación para una plataforma de torre consisten de varios grupos de pilotes, frecuentemente cuatro. Cada grupo de pilotes se conduce a través de una de las piernas de diámetro mayor sirviendo a cada pilote posterior como un conductor, a través del cual se puede perforar un pozo.

Hay de 8 a 12 pilotes tubulares cilíndricos por pierna. Los pilotes se acomodan en un círculo alrededor de la parte interior de la pierna de mayor diámetro. Los tubos guías para los pilotes se ubican estructuralmente usando mamparas con un cilindro interior que es concéntrico con la cubierta exterior de la pierna. La lechada de cemento se usa para rellenar el espacio entre la cubierta cilíndrica exterior y el cilindro interior. El empleo de la lechada es para cubrir la parte cilíndrica externa de las piernas contra fallas por curvatura local y también las uniones de los pilotes en el interior y exterior de los cilindros para lograr una acción en conjunto.

Las plataformas de torre con cuatro piernas en Cook Inlet tienen piernas en un rango de diámetros desde 14 a 17 pies (4.3 a 5.2 m). Todos los miembros de refuerzo están debajo del nivel de formación del máximo espesor de hielo, con diámetros en un rango de 48 a 74 pulgadas (1.2 a 1.9 m).

El sistema de tuberías y válvulas requerido para inundar las piernas para la volcadura de la torre y colocarla dentro de las piernas, son conductos de protección para ánodos catódicos, las líneas de flujo de tubo ascendente, bombas y equipo de instrumentos. La volcadura y posicionamiento de la estructura de torre en el agua se puede lograr sin el uso de una barcaza grúa, aunque se necesita una para colocar varios segmentos de la estructura de la cubierta en la torre.

La figura 1.17 muestra una plataforma de torre en Cook Inlet, Alaska. En la figura 1.18 se muestra una plataforma, similar a la de Cook Inlet, con hielo incrustado alrededor de las piernas. Una subestructura tipo torre se muestra siendo remolcada en la figura 1.19. Los refuerzos de diámetro pequeños al final de la subestructura cerca del remolcador se colocan de manera temporal solo durante la fase de arrastre.

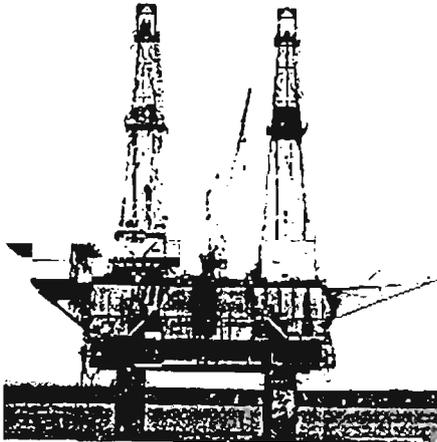


Figura 1.17 Plataforma de cuatro piernas en Cook Inlet.
(Graff W. J. 1918)

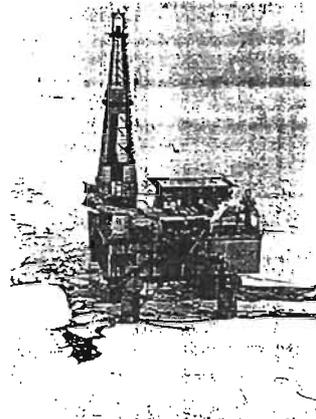


Figura 1.18 Plataforma en Cook Inlet, de cuatro piernas, contra la compresión del hielo.
(Graff W. J. 1918)

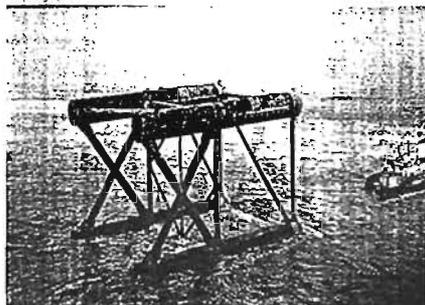


Figura 1.19 Subestructura de cuatro piernas para una plataforma de torre.
(Graff W. J. 1918)

1.6.5 Plataformas de producción o tratamiento / reinyección.

Las plataformas de producción soportan construcciones, compresores, tanques de almacenamiento, equipo de tratamiento y otros servicios adjuntos.

Una plataforma de producción o tratamiento / reinyección es básicamente una plataforma para separar la mezcla aceite-gas-agua del petróleo crudo producido en aceite crudo, gas natural y agua, y dar un tratamiento simple a cada uno de ellos en el sitio antes de transportarlo, desecharlo o reinyectarlo en la tierra. Los servicios de procesamiento de una plataforma de tratamiento en particular pueden variar dependiendo de que se hará con el gas natural y si el aceite crudo es cargado en tanques o bombeado a tierra a través de oleoductos. Algunas veces en plataformas de tratamiento hay equipos para inyectar agua a presión en el estrato que contiene al aceite dentro de la tierra por medio de un pozo o pozos de inyección, para incrementar la producción de petróleo de otros pozos.

Si hay dos oleoductos desde la plataforma de tratamiento a tierra, uno para el aceite crudo y uno para el gas natural, la plataforma debe tener también dos equipos de medición y navegación. Las bombas envían el aceite crudo a través de filtros, luego a través de medidores y dentro del oleoducto. Los compresores envían el gas natural a través de filtros, luego a través de medidores y dentro del gasoducto. Para cada equipo hay calibradores de los medidores o pruebas de sistemas recurrentes, instrumentos de registro y dispositivos para lanzar esferas a través de los oleoductos para apremiar su limpieza. La forma más simple de estos instrumentos de limpieza, algunas veces llamados "pigs", son esferas de caucho duro de diámetro un poco más grande que la tubería a través de la cual pasará. Se insertan en la tubería a través de una válvula de by-pass y son forzadas a todo lo largo de la línea por gas o líquido comprimido o presurizado detrás de ella.

Si no hay tubería de gas, normalmente el gas natural se quema por medio de una torre quemador alejada del equipo de tratamiento en la plataforma. Para algunas plataformas autónomas en aguas profundas, la torre del quemador es parte de la subestructura de cubierta. Cuando la profundidad del agua lo permite, es más seguro colocar la torre del quemador en una subestructura remota separada de la plataforma de tratamiento.

La seguridad del personal es de primordial importancia en cualquier plataforma. En una plataforma de producción o tratamiento, debe haber sistemas de seguridad para facilitar la detección de fugas de gas y protección contra incendios. El sistema o sistemas de abastecimiento de agua debe ser adecuado para los servicios y la protección contra incendios. La protección también debe tomar medidas contra aquellos fuegos que no se puedan apagar con agua.

Los servicios de producción y tratamiento incluyen equipo para la separación del gas natural de la mezcla líquida y para la separación del agua y arena del aceite crudo. Algo del gas separado se emplea para producir electricidad con generadores movidos por turbinas de gas. Las bombas y compresores en una plataforma son operados con electricidad. Una plataforma no puede ser identificada de forma general, pues algunas piezas del equipo de proceso y de los sistemas varían; en algunos casos la separación es por medio de dos fases. Hay un tubo colector para el petróleo crudo entrante desde el protector del pozo perforado, tanques de almacenamiento a presión para el gas que será quemado, tanques de almacenamiento del gas para combustible y algunas veces tanques de almacenamiento de aceite crudo.

A menudo una alternativa para quemar el gas natural es comprimirlo cerca de los 5000 psi⁶ (34.48x10⁶Pa) o más, y reinyectarlo en el estrato que contiene el aceite en la tierra. El pistón de intercambio del compresor desarrolla fuerzas primarias y secundarias sísmicas, las cuales son transmitidas a los cimientos. Si la reinyección de gas en el suelo se anticipa, la plataforma debe ser diseñada para soportar estas fuerzas temblorosas.

1.6.6 Plataformas habitacionales.

Las plataformas para el alojamiento de los trabajadores costa afuera comúnmente son llamadas plataformas habitacionales. Para las plataformas autónomas en aguas con profundidades aproximadas a 400 pies (122 m), las plataformas habitacionales son una parte integral de la plataforma por razones económicas. En aguas poco profundas, las instalaciones para vivienda pueden estar separadas de las

⁶ Una psi equivale a 6894.757Pa, ó 703.0696 kg_f/m².

actividades de perforación y tratamiento como una medida de seguridad para la tripulación. Las plataformas habitacionales se construyen lo suficientemente cerca de la plataforma de perforación o producción para permitir que las dos estén conectadas por un puente. En algunos casos donde es deseable incrementar la capacidad del equipo de carga de una antigua plataforma autónoma, se construye una plataforma habitacional separada, desplazando esa porción del peso fuera de la primera plataforma para permitir la instalación de maquinaria pesada.

Una cuadrilla de perforación consiste de 18 hombres aproximadamente. El líder de la cuadrilla se llama perforador. Hay cinco obreros expertos llamados roughnecks, un operador de la torre de perforación, un maquinista, un operador del motor diesel, un operador de la bomba, un encargado de lodo, un operador de grúa y seis obreros ordinarios llamados roustabouts.

En una plataforma costa afuera siempre hay dos cuadrillas. Cada una trabaja 12 horas al día, de 11:00 a 23:00 y de 23:00 a 11:00. Este arreglo da a cada cuadrilla unas horas de luz de día para trabajar. Hay un número adicional de personal en la plataforma, por ejemplo: el supervisor general, un representante de la compañía cliente, un soldador, un encargado de mantenimiento, dos cocineros, dos empleados de galera (uno de 6:00 a 18:00 y otro de 18:00 a 6:00) y un encargado de las habitaciones. El encargado de las habitaciones hace las camas, cambia la ropa doméstica (cada día las toallas, la ropa de cama cada semana) y limpia las habitaciones. El supervisor general, el representante de la compañía cliente, el soldador y el encargado de mantenimiento trabajan de 6:00 a 18:00 horas. La gente de galeras y habitaciones normalmente son proporcionados a través de un subcontrato con una compañía de servicios de hotelería. Además, puede haber varios ingenieros especialistas a bordo: un especialista petrolero / ambientalista, un ingeniero director de perforación, uno o dos especialistas en química del lodo, un especialista en turbinas de gas, etc.

En conjunto, el número de personas que se necesitan es entre 50 y 75. Normalmente el personal trabaja siete días y esta en tierra siete días, o trabaja 14 días y esta en tierra 14 días. Se sirven cuatro comidas al día: 4:00 - 6:00 desayuno; 10:00 - 12:30 almuerzo; 16:00 - 18:30 cena; y de 22:00 - 00:30 merienda. Sólo se incluye un periodo de 30 minutos para comer en la jornada de 12 horas de trabajo.

El supervisor general y el representante de la compañía tienen una oficina cada uno de alrededor de 110 pies cuadrados (10.2 m²); cada uno tiene una recámara de casi 110 pies cuadrados y ellos comparten un baño entre sus recámaras. El soldador y el encargado de mantenimiento comparten una recámara de unos 110 pies cuadrados. Ellos comparten el baño con otra recámara para dos personas, normalmente reservada para visitas especiales.

Hay un cuarto de hospital (normalmente una habitación aislada equipada solo para simple medicación) con dos o cuatro camas y baño privado. Cuando alguien empieza a sentirse seriamente enfermo o tiene un accidente, un helicóptero viene de tierra y el individuo es llevado a un hospital regular. Hay un cuarto de radio y comunicaciones, incluyendo microondas, teléfono y radar a los barcos y a tierra.

En el área de vivienda hay cuatro habitaciones grandes. Estas son: el cuarto de día (televisión y estancia), galera, cocina y cuarto de cambio. Cada uno tiene un área cercana a los 700 pies cuadrados (65.1 m²) excepto la cocina, la cual es de casi dos o tres veces el tamaño de la galera (comedor). Comúnmente hay dos bufetes calientes diferentes en la galera. Algunas veces se proporciona un cuarto de juegos con mesas de billar. Regaderas, sanitarios y armanos están disponibles para la ropa de los trabajadores en el cuarto de cambio; algunas veces también lavadoras y secadoras. Cada hombre es responsable de su propia ropa de trabajo. En plataformas más pequeñas sin lavadoras y secadoras, cada hombre lleva varios juegos de ropa de trabajo a la plataforma cuando se presenta a trabajar. También cada uno trae ropa ordinaria para usar cuando no está trabajando.

Junto a la cocina está un largo y amplio congelador. En la cocina hay por lo menos dos refrigeradores grandes, una gran estufa con horno, cafeteras, una parrilla, una batidora industrial, lavavajillas, basureros y fregaderos.

La mayoría de las recámaras están hechas para alojar a cuatro personas. Cada una tiene cuatro camas individuales organizadas como literas, algunas veces todas en una pared y otras cada par en paredes opuestas. Cada habitación tiene cuatro armarios para ropa y un espejo. Cada litera tiene luz para lectura además de la luz en el techo. El área de la recámara es de aproximadamente 120 pies cuadrados (11.2m²). Frecuentemente las recamaras están agrupadas cerca de un cuarto de baño comunitario con varios sanitarios individuales cerrados y varias regaderas. También hay un amplio cuarto para almacenar blancos, adyacente a las recamaras, y un closet para el conserje.

Las habitaciones para vivienda pueden estar acomodadas de muchas formas. En algunas plataformas se componen de tres pisos: las recamaras para cuatro personas, cuartos de baño y almacén de blancos en el piso inferior; cocina, galera, sala de televisión y cuarto de cambio en el nivel medio; oficinas del supervisor, cuarto de radio y recamaras para la gente de supervisión en el piso superior. El helipuerto se instala sobre el último nivel de las habitaciones.

El número y tipo de personas necesarias para operar una plataforma de producción o tratamiento es diferente de aquella que se necesita para perforar. Aún así, el total de personas requeridas para habitarlas está en el rango de 50-75.

Si se construye una plataforma habitacional separada, el espacio con ruido limitado puede ser relajante para todos. Sin embargo, el número de literas podría ser dos veces mayor.

Existen otras consideraciones ligadas a las áreas habitacionales. Debe haber un sistema de aguas residuales y un tanque séptico. Debe tener tanques de almacenamiento para agua potable y agua de servicio. Normalmente, el agua es traída de tierra en barcos abastecedores y bombeada a los tanques de almacenamiento. El agua contra incendios se bombea del mar.

Algunas veces, cuando hay personal de dos culturas en la misma plataforma, debe haber dos galeras, dos cocinas y áreas para recamaras y baño separadas, en tanto sea posible.

Si las operaciones costa afuera están a menos de 50 millas de la costa, los trabajadores son transportados en barco; si están más alejadas, normalmente se usan helicópteros.

1.6.7 Subestructuras de quemador y torres de quemador.

Una subestructura para quemador es una estructura tubular de acero con forma triangular que se extiende desde la línea de lodo a aproximadamente 10 -13 pies (3 - 4 m) sobre la línea media de agua. Se fija al fondo del océano para conducir los pilotes a través de sus tres piernas. La parte superior de los pilotes que se prolonga sobre la parte superior de las piernas de la subestructura se corta a una elevación cercana a 2 pies sobre la parte superior de la subestructura. La torre del quemador se monta encima de los pilotes.

La torre quemador se fabrica igual que la subestructura para el quemador y se eleva desde 10 - 20 pies (3 - 6 metros) sobre la línea media del agua (MWL) hasta cerca de un tercio de la altura de la torre de perforación, ó 10 - 20 pies (3 - 6 m) más alta que la plataforma del helipuerto en la parte superior de las plataformas habitacionales. Las columnas de la torre del quemador pueden fijarse directamente en la parte superior de los pilotes. Para facilitar su fijación se insertan "shims" curvos en las piernas de la subestructura y se sueldan a los lados de los pilotes que se extienden fuera de las piernas de la subestructura. Las columnas de la torre se sueldan en la parte superior de los pilotes, formando una sola estructura monolítica. Algunas veces, una pequeña cubierta de trabajo se suelda a la parte superior de los pilotes a una elevación apropiada para proveer soporte a la superficie del pasillo y permitir que la torre del quemador tenga una base de gran tamaño. Todos los componentes son soldados juntos para formar una sola estructura.

La subestructura del quemador usualmente se construye con refuerzos K o X de principio a fin (ver figura 1.20). Los dos o tres refuerzos últimos pueden ser diagonales. La torre se puede construir con refuerzos

diagonales y se puede montar la tubería del quemador dentro de la estructura. En la figura 1.20 se muestran otros diseños. En este caso la tubería principal del quemador se hace parte de la torre del quemador; se usan refuerzos diagonales.

Comúnmente hay tres tuberías verticales dentro de la torre del quemador: la línea principal de gas, la línea de gas para el piloto de la flama, y la línea de encendido de la flama (generador frontal). Otras tuberías provenientes del pozo productor también pueden ser parte de la torre del quemador. Estas tuberías son usadas en emergencias, cuando temporalmente es necesario quemar toda la producción de petróleo crudo del pozo.

1.6.8 Plataformas auxiliares.

Algunas veces se construyen pequeñas plataformas adyacentes a las plataformas grandes para incrementar el espacio disponible o para permitir el acarreo de equipo pesado que es cargado por la plataforma principal. Tales plataformas auxiliares han sido usadas para estaciones de bombeo o compresión, almacenamiento de aceite, plataformas habitacionales o plataformas de producción. Algunas veces hay espacios libres; otras veces se conectan para asegurar antiguas estructuras.

1.6.9 Pasillos.

Un pasillo es un puente de 100 -160 pies (30.4 - 48.7 metros) de largo que conecta dos estructuras vecinas costa afuera. Un pasillo puede servir para una o todas las siguientes funciones: soportar estructuras para oleoductos, movimiento peatonal, o un puente para manejo de materiales. Normalmente, un pasillo sirve para una combinación de esas funciones. Los pasillos son puentes de acero tubular apuntalados, rectos, y de un solo tramo. La longitud, ancho, elevación, y tipo de apuntalamiento varía con cada pasillo.

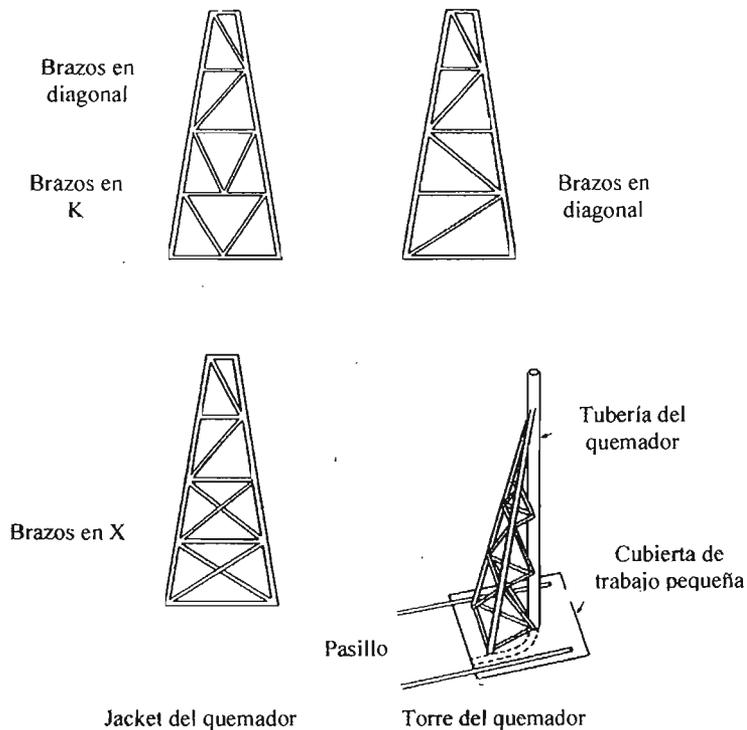


Figura 1.20 Subestructuras y torres de quemadores. (Graff W. J. 1918)

El andador peatonal se puede localizar ya sea en la parte superior o en la inferior de un soporte horizontal, para cruzar por una sección transversal rectangular. La sección transversal está hecha de cuatro arreglos Warren o cuatro Pratt. Los arreglos normalmente son cilindros tubulares de pequeño diámetro. Los cables son tubos cilíndricos, tubos rectangulares o miembros con grandes bridas. Los oleoductos corren debajo del andador cuando éste se encuentra en la parte superior de la sección transversal; los oleoductos están arriba cuando el andador está en el fondo de la sección transversal. La figura 1.21 muestra varias geometrías que han sido usadas para pasillos.

También han sido construidos pasillos con sección transversal triangular con el andador peatonal ya sea en la parte superior o inferior de dicha sección. El pasillo triangular con el andador en el fondo de la sección transversal es el más común; este tipo de pasillo usa dos puentes con arreglo Warren o dos Pratt. Esos mismos arreglos se pueden usar cuando el andador está en la parte superior de la sección transversal; también se han usados puentes Warren modificados (ver figura 1.21).

No se requiere que el pasillo que lleva de la subestructura del quemador a la torre soporte cargas muy pesadas. Normalmente, las tuberías soportadas por un pasillo son la línea principal de gas, la línea de gas para el piloto de la flama, la línea de encendido (generador frontal) y conductos eléctricos para luces aéreas de advertencia. Dichos pasillos se hacen con dos arreglos Warren en el techo y en los lados y ya sea un puente con arreglo Warren o Pratt para el fondo; las tuberías permanecen dentro del triángulo atadas al fondo.

El pasillo de la plataforma de producción o tratamiento a la plataforma habitacional podría soportar tuberías para agua potable, agua utilitaria (agua semipurificada para procesos de limpieza), conductos eléctricos y líneas de comunicación.

El pasillo entre la plataforma de perforación y la de tratamiento puede soportar tuberías para petróleo crudo, agua utilitaria, agua contra incendios (agua de mar), agua potable, by-pass a la tubería del quemador, conductos eléctricos y líneas de comunicaciones.

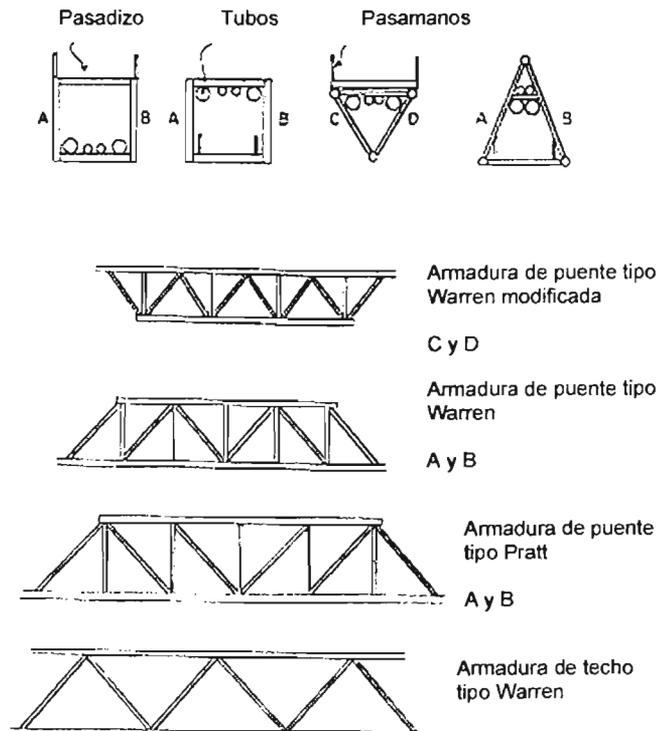


Figura 1.21 Estructuras de pasillos. (Graff W. J. 1918)

El andador en un pasillo puede ser suficientemente ancho para permitir el uso de pequeños carritos y montacargas. Siempre hay cajas, cajones de embalaje, bolsas, tambores, barriles o pequeños componentes de maquinaria que se deben mover. La plataforma del pasillo debe ser una rejilla de acero soportada por un sistema de parrillas de vigas y uniones.

1.6.10 Helicópteros.

Cuando la distancia a un lugar costa afuera es de aproximadamente 50 millas (80 km) o menos los trabajadores se transportan en barco (ver figura 1.22). Cuando la distancia es de más de 50 millas se usan helicópteros.

Hay varias ventajas en el uso de helicópteros en la transportación. Estas incluyen:

1. Considerable ahorro de tiempo y por tanto, reducción de costos. Un helicóptero puede acortar el viaje a cerca de un sexto del tiempo que hace un barco.
2. Algunas veces las transferencias entre barcos y en plataformas fuera de la costa son imposibles en alta mar. La confiabilidad y capacidad de un helicóptero en mal clima es mucho mejor.
3. El reparto de la tripulación en barco algunas veces produce mareos e indisposición para trabajar, no así cuando son transportados en helicóptero.
4. Supervisores y especialistas pueden hacer viajes rápidamente de la costa a la plataforma y de regreso, realizando su trabajo más eficientemente.
5. Se puede obtener partes para una reparación de emergencia más rápidamente; los especímenes geológicos se pueden llevar enseguida a tierra para su análisis.
6. Los heridos se pueden transportar a hospitales en tierra.
7. Es posible una rápida evacuación de la plataforma en una emergencia o una tormenta severa.



Figura 1.22 En la figura se muestra un helicóptero con capacidad para 13 pasajeros además del piloto y copiloto, sobre una plataforma petrolera en la región marina noreste. Ciudad del Carmen, México, 2002.

En 1952 el helicóptero Sikorsky S-55 era usado regularmente en operaciones fuera de la costa. El Bell 204B y el Sikorsky S-58 entraron en uso general costa afuera en 1957. El Sikorsky S-62 se introdujo en 1963, y el Sikorsky S-61 en 1965. Actualmente, se usan costa afuera nuevos modelos de esos helicópteros y algunos de otros fabricantes de helicópteros. La tabla 1.1 enumera las características de muchos helicópteros.

Mientras los pasajeros se deben adaptar a los horarios de las aerolíneas, el helicóptero debe ajustarse a las necesidades del operador petrolero costa afuera, conforme a sus requerimientos. Los grandes helicópteros actualmente para trabajar costa afuera son máquinas dobles o multimotor capaces de

transportar 20 ó más pasajeros en cualquier tipo de clima con la formalidad de una línea aérea. En la mayoría de casos esos helicópteros son fácilmente convertidos en transporte de carga, plegando o removiendo asientos. En general, la capacidad de carga de un helicóptero grande es del orden de 5000 libras ($22.3 \times 10^3 \text{N}$) llevada ya sea internamente o como carga colgada debajo de la nave.

1.6.11 Diseño del helipuerto.

El área de la plataforma del helipuerto debe ser suficientemente grande para trabajar con carga y en operaciones sin carga (ver figura 1.23). La superficie debe estar limpia, antiderrapante, bien drenada y suficientemente fuerte para soportar el impacto de la carga. Aunque es posible que los helicópteros aterricen y despeguen verticalmente, por economía de la operación preferentemente lo hacen en la dirección del viento.

En el pasado, el tamaño de los helipuertos en plataformas costa afuera variaba mucho. Algunos eran redondos, otros cuadrados. Cada helipuerto se debía diseñar considerando el helicóptero más grande que podría aterrizar ahí. Las dimensiones básicas del helipuerto se determinaban para todas las dimensiones de ese helicóptero. Normalmente, la dimensión mínima, es decir, la longitud de un lado de un helipuerto cuadrado, varía de 1.5 a 2 veces la longitud mas larga del helicóptero más grande que se espera que use esa instalación costa afuera. Un helipuerto circular tenía un diámetro igual a la longitud de un lado de un cuadrado. Por ejemplo, las dimensiones de un helipuerto costa afuera varían de 80 x 80 pies (24 x 24 m) a 160 x 160 pies (49 x 49 m).



Figura 1.23 Al frente se muestra la estructura de un helipuerto que será colocado en una plataforma de perforación, en la Sonda de Campeche, al fondo se alcanza a observar la superestructura de una plataforma habitacional. México (2002).

De acuerdo a un diseño aproximado, la superficie de la plataforma del helipuerto se debe diseñar para una carga concentrada igual al 75 por ciento del peso total del helicóptero más grande, actuando en cualquier pie cuadrado de la superficie. Otra aproximación es usar un factor de impacto de 2 veces el peso total del helicóptero más grande; esta carga debe ser soportada por un área cualquiera de aproximadamente 24 x 24 pulgadas, en la superficie. Se deben usar materiales anti inflamables en los helipuertos.

En el helipuerto se pinta un gran triángulo equilátero de aproximadamente 30 pies (9.2 m) por lado, abarcando el centro de la superficie de la plataforma. Una esquina de éste indica el norte magnético; las otras dos esquinas no se dibujan. Dentro del triángulo se pinta una gran H, aproximadamente de 10 pies (3 m) de alto por 5 pies (1.5 m) de ancho. Las líneas del triángulo deben ser de 2 pies (0.6 m) de ancho; en tanto que las de la H serán de 18 pulgadas (0.45 m).

Debe haber un indicador de viento adyacente al helipuerto para proporcionar la dirección exacta del viento. Algunas veces se usan luces amarillas para delinear la superficie de la plataforma. Normalmente también se dispone de luces en el piso.

Tabla 1.1 Características de algunos helicópteros para transporte de personal.
(Graff W. J. 1918)

Marca y modelo	Peso bruto (lb)	Diámetro del rotor principal (ft)	Longitud total (ft)	Altura total (ft)	Tren de aterrizaje (ft)	Rueda de la base (ft)	Número de asientos		Capacidad de combustible (gal)
							Tripulación	Pasajeros	
Bell 206 B	3,200	33.3	39.1	9.5	6.4	Esquí	1	4	76
Bell 206 L	4,050	37.0	42.7	11.7	7.7	Esquí	1	6	98
Aerospatale 350	4,300	34.0			6.6	Esquí	1	5	100
Bell 222	7,850	39.8	47.5	12.0	9.1	12.2	1	7	188
Sikorsky S-55	7,200	53.0	62.3	15.3	11.0	10.5	2	10	185
Sikorsky S-62A	7,500	53.0	62.3	16.0	12.0	18.0	2	10	188
Bell 205A	9,500	48.0	57.0	14.8	9.2	Esquí	2	13	215
Bell 212	11,200	48.0	57.2	13.0	9.3	Esquí	2	13	215
Bell 412	11,500	46.0	56.0	11.0	8.5	Esquí	2	13	217
Sikorsky S-58	13,000	56.0	65.8	16.0	12.0	28.3	2	12	283
Boeing Vertol 44	15,000	44.0	86.3	15.0	14.3	24.5	2	19	300
Bell 214ST	16,500	52.0	62.2	14.8	8.8	Esquí	2	18	412
Boeing Vertol 107	19,000	50.0	83.5	16.8	14.5	25.0	2	25	360
Sikorsky S-61L	19,000	62.0	72.6	16.8	13.0	23.5	3	28	410

1.7 UNA APRECIACIÓN GLOBAL DE LOS PROCEDIMIENTOS INGENIERILES.

El diseño y construcción de una plataforma costa afuera involucra esfuerzos relacionados e interdependientes. La tabla 1.2 lista varias fases en el proyecto global.

Algunos de estos esfuerzos -dos relacionados en determinar el criterio, dos relacionados al análisis, diseño, dimensionamiento de miembros, y construcción e instalación- requieren descripción adicional. Estos se mencionan aquí brevemente. La figura 1.24 muestra la tecnología principal involucrada en el diseño de una plataforma costa afuera.

1.7.1 Criterio operacional.

Esta fase consiste en determinar el número de pozos a ser perforados, el tipo de equipo de perforación y los materiales a ser usados y, si las actividades de producción serán logradas después con los requerimientos específicos de esa actividad. Debe estar determinada la cantidad del espacio de la cubierta para las diversas operaciones, y debe decidirse el número de cubiertas. El modo de transportar el petróleo, ya sea por buque, barcaza o tubería, debe estar determinado, así como el modo de almacenamiento del petróleo. También deberá determinarse la configuración de la plataforma requerida

cumpliendo con los criterios operacionales, y que pueda ser fabricada e instalada con los equipos disponibles.

Tabla 1.2 Fases globales de un proyecto. (Graff W. J. 1918)

Eventos Principales en la Construcción de una Estructura Fija Costa Afuera	
A.	Fase preliminar
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Reconocimiento de las necesidades y situación del marco operacional 2. Determinación del criterio ambiental 3. Estudios de viabilidad y estimación de costos 4. Disponibilidad de financiamiento y monetaria
B.	Fase de diseño
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Estudios preliminares e investigaciones especiales <ol style="list-style-type: none"> a. Suelos b. Selección del tamaño de la cubierta y barcasas de transporte c. Condiciones relativas a la corrosión, hielo, temblores, transportación de los productos y de la tripulación 2. Diseño y preparación de los planos de ingeniería <ol style="list-style-type: none"> a. Diseño de la cimentación b. Diseño estructural c. Preparación de planos 3. Preparación de documentación <ol style="list-style-type: none"> a. Especificaciones b. Contratos c. Ofrecer hojas de respuesta d. Alquiler de contratos para barcasas para la cubierta y transporte e. Alquiler de contratos para barcos remolcadores y de trabajo
C.	Fase de licitación
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Selección de licitadores (postores) 2. Enviar y recibir licitaciones 3. Evaluación de ofertas 4. Adjudicación de contratos
D.	Fase de construcción
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Fabricación en tierra <ol style="list-style-type: none"> a. Ordenar y recibir materiales b. Fabricación de partes especiales c. Disposición y configuración d. Habilitación de soldadura e. Cortar, ajustar y unir miembros en componentes f. Baño de pintura de los componentes y otras protectores de corrosión 2. Pagos por transportación 3. Montaje costa afuera <ol style="list-style-type: none"> a. Colocación de los componentes debajo del agua b. Instalación de los pilotes de cimentación c. Instalación de componentes y equipo sobre el agua d. Construcción de misceláneos asociados 4. Aprobación

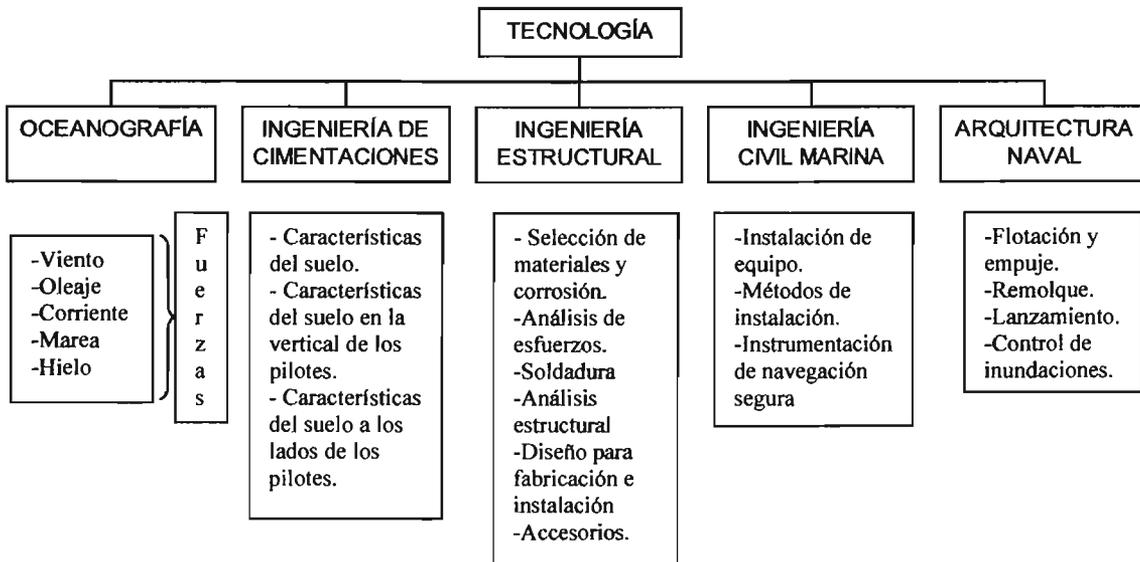


Figura 1.24 Tecnologías involucradas en el diseño de una plataforma costa afuera. (Graff W. J. 1918)

1.7.2 Criterio ambiental.

Después de determinar el número de cubiertas y el espacio requerido en cada cubierta, entonces es necesario determinar el ambiente al cual será expuesto todo el equipo. Esto involucra la determinación de las fuerzas impuestas en la plataforma por olas y viento. Muchos factores ambientales deben determinarse antes de que las fuerzas puedan ser estimadas: profundidad del agua, condición de la marea, altura de ola de tormenta, velocidad de viento de tormenta, corriente y algunas veces temblores y condiciones de hielo (ver figura 1.25). Todos estos factores medioambientales que imponen cargas en las plataformas deben investigarse cuidadosamente. Oceanógrafos y Meteorólogos son responsables de esta investigación.

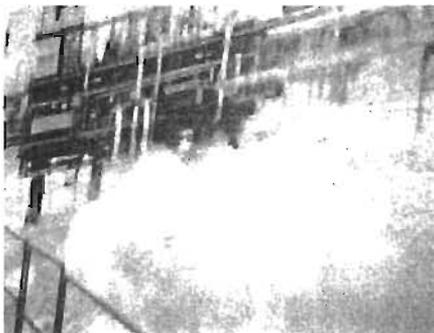


Figura 1.25 En la fotografía se muestra la altura de ola que se azotó a las plataformas marinas instaladas en la sonda de Campeche durante el paso del huracán Roxanne. (COMMSA, 2002)

1.7.3 Diseño de los cimientos.

Antes del análisis y diseño de los cimientos, es necesario determinar las características del suelo del océano donde será colocada la plataforma. La información requerida consiste en la historia geológica del área, información del origen del suelo y el resultado del manejo experimental de pilotes. Geólogos y

especialistas en mecánica del suelo son responsables de evaluar los datos reunidos y de traducir la información a la capacidad del suelo de resistir fuerzas operacionales y ambientales transmitidas a través de la estructura.

1.7.4 Diseño estructural.

Continuando con la determinación de las características operacionales, ambientales y de cimentación, el próximo paso es el análisis y diseño de la estructura de la plataforma. El número de cubiertas y la configuración estructural de la subestructura de la cubierta debe ser seleccionado para soportar las cargas operacionales y proporcionar resistencia básica a las fuerzas ambientales impuestas. Cuando la selección de la configuración de la cubierta y el tipo de plataforma estructural está completo, se hacen estimaciones preliminares de las medidas de varios miembros. El diseño se vuelve a hacer en segunda ronda. Se revisan los cálculos de las fuerzas operacionales y ambientales, los requerimientos de la cimentación son nuevamente evaluados y, finalmente, se determinan las medidas de los miembros de varias estructuras. En términos generales el proceso es cíclico entre estos aspectos principales hasta que es emitido un diseño adecuado y seguro.

Hay muchos detalles que deben diseñarse después de que sean determinadas las medidas de los miembros de la estructura principal, incluyendo los andenes del barco, escaleras, barandales, helipuertos, rieles de lanzamiento, orejas, etc. Como parte del diseño estructural, debe haber un análisis de la estructura para asegurar que resistirá las cargas impuestas durante su fabricación e instalación.

1.7.5 Construcción e instalación.

Después de que la plataforma ha sido diseñada, debe ser fabricada e instalada. La mayor parte de la fabricación ocurre en un patio de construcción en la costa (ver figura 1.26). El sitio de instalación es limitado para lanzar y volcar la subestructura, pilotes de direccionamiento, colocar la cubierta de la estructura y soldar todos estos en una sola unidad.

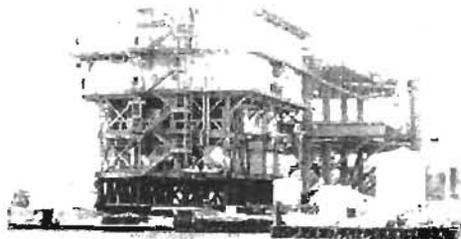


Figura 1.26 Al frente se puede apreciar la superestructura de una plataforma fabricada en un patio de construcción. También se observa el muelle en el cual anclará la barcaza para su transportación a su ubicación final en el Golfo de México. Tuxpam, Veracruz. México (2002).

Los componentes son prefabricados dentro de unidades largas que pueden ser económicas y rápidamente transportados del patio de fabricación al sitio costa afuera. La prefabricación permite una cantidad mínima de tiempo de construcción en el mar, así que las pérdidas operacionales debido al mal tiempo se minimizan.

Todos los materiales se ordenan con bastante anticipación al primer día de construcción. La construcción puede durar de 4 a 12 meses, dependiendo de la complejidad y el tamaño de la estructura.

La superestructura normalmente se ensambla construyendo los marcos con dimensión estrecha para ser asentados sobre el piso. Éstos son rotados entonces por grúas en una posición vertical, donde se añaden los soportes de cruz, guías y otros miembros. Así, cuando se termina, la superestructura se asienta sobre uno de sus lados más largos. Las dos piernas de la parte central del lado más largo son usualmente paralelas, y la superestructura es construida con estas piernas que quedan en las vigas de lanzamiento usadas para deslizar la superestructura sobre una barcaza fuera de la costa.

Una vez que son completadas las secciones de la subestructura y su cubierta, los componentes son jalados o levantados hacia las barcazas y transportados al sitio fuera de la costa. En el sitio un torno y un cable de ensamble jalan la subestructura fuera de la barcaza dentro del agua. Las secciones más bajas de las piernas de la superestructura se dejan inundar, de esa manera la subestructura descansa en una posición vertical dentro del agua. Una grúa barcaza grande jala la subestructura y la coloca en el lugar designado para la perforación. Los pilotes son llevados a través de las piernas de la subestructura y a través de los faldones de tubos guías, si llegaran a ser usados. Las secciones de la plataforma son entonces montadas en la punta de los pilotes y ahí son soldadas. Los módulos prefabricados con los cuartos habitacionales, bombas ensambladas y otros equipos son traídos por medio de una barcaza y elevados al lugar donde serán colocados en la cubierta de la subestructura para completar la instalación. Ver figura 1.27.

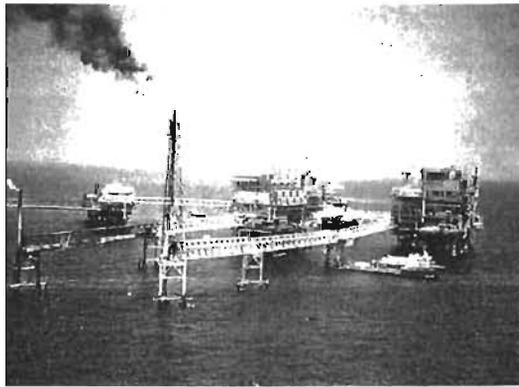


Figura 1.27 Plataformas operando en la Sonda de Campeche, en el Golfo de México. (Grupo TMM, 2004)

1.8 SOLUCIÓN ESTRUCTURAL PARA AGUAS SOMERAS.

1.8.1 Premisas de análisis.

El propósito fundamental del diseño estructural de plataformas marinas para aguas someras, es lograr una estructura económica y segura que cumpla con una serie de requisitos funcionales. Para este fin, se ha requerido desarrollar un tipo de configuración estructural, en la que se tiene como premisa el conocimiento de los materiales, sobre todo de aquellos fabricados en el país, del comportamiento mecánico y del análisis estructural.

También dentro de este propósito, se establece la filosofía de que cada uno de los elementos estructurales que componen la plataforma, debe ser capaz de:

- Soportar todas las cargas y deformaciones que se presentan durante la construcción, transporte e instalación, con la máxima seguridad.
- Tener la durabilidad de diseño durante toda la vida útil de la estructura, para soportar el equipo para perforación y/o producción.

- Soportar con seguridad todas las cargas accidentales y permanentes que se presenten por la acción de sismos de máxima intensidad en la zona, oleajes, corrientes y vientos.

1.8.2 Descripción de las características generales de una plataforma marina para aguas someras.

Una plataforma marina para aguas profundas se compone de las siguientes partes:

Superestructura. Es la parte de la estructura ubicada arriba del nivel medio del mar, que se apoya sobre la subestructura. Sus elementos estructurales principales son: vigas amadas, perfiles laminados y tubos. Ver figura 1.28.



Figura 1.28 Superestructura sobre una barcaza siendo arrastrada por un barco remolque. (Grupo TMM, México 2004)

Subestructura. Es aquella que dá apoyo a la superestructura y se extiende desde el nivel medio del mar hasta el fondo. Se compone principalmente de elementos tubulares. Ver figura 1.29.



Figura 1.29 Subestructura tipo trípode en un patio de fabricación. Tampico, Tamps. México, 2002.

Cimentación. Son todos aquellos elementos tubulares embebidos en el suelo marino, que se prolongan a partir de él, a lo largo de la parte interior de las piernas de la estructura, hasta hacer contacto con la superestructura (pilotes principales), o bien, a todo lo largo de la parte interna de las faldas de la subestructura (pilotes faldón).

Es de entenderse, sin embargo, que el número de pilotes principales, faldón, cubiertas, dimensiones de elementos estructurales, etc., dependerá de la profundidad del fondo marino, el tipo de suelo, y las

condiciones ambientales del sitio particular en el cual se requiera instalar la estructura, así como la función de ésta.

1.8.3 Procedimiento de diseño.

El procedimiento que sigue el diseño de una estructura para la profundidad referida, consiste en cuatro pasos principales:

- a) Selección de la configuración estructural.
- b) Determinación de las cargas que actúan sobre ella.
- c) Cálculo de las fuerzas y momentos internos de los componentes estructurales.
- d) Selección del material y dimensionamiento de los miembros y conexiones que integran la estructura.

Los pasos b), c), y d), se ejecutan para todas las seis etapas que se presentan a lo largo de la vida útil de la estructura: fabricación, carga a la barcaza, transportación, instalación, operación normal y condiciones extremas.

1.8.4 Condiciones de diseño.

Durante el diseño de una estructura de esta naturaleza, deben considerarse todos los tipos de carga probable, así como sus combinaciones más desfavorables. Podría pensarse que las cargas que se presentan en la condición de oleaje de tormenta rigen por sí solas el diseño global de la estructura o aquellas presentes en la condición de transportación. Sin embargo no es así, puesto que el diseño global de la estructura es regido por las cargas que se habrán de presentar en todas y cada una de las condiciones por las que pasará la estructura a lo largo de su vida.

Por lo tanto, todas las fases de la vida de la estructura que deben considerarse se pueden clasificar en las siguientes condiciones de diseño.

- **Fase de Operación Normal.** Es aquella que se define cuando la estructura queda instalada. Sus condiciones principales son: durabilidad (vida por fatiga) y supervivencia (tormenta y sismo extremos).
- **Fases Temporales.** Son aquellas condiciones que se presentan de manera temporal en la estructura, fabricación (erección de marcos principales), carga a la barcaza de la subestructura, transportación de subestructura y superestructura, lanzamiento de subestructura, izaje de subestructura y superestructura, y pilotaje e inyección de concreto para pilotes faldón y principales.

La importancia de las diferentes condiciones de diseño depende de las dimensiones de la estructura, del equipo disponible para su fabricación e instalación, de los parámetros ambientales y de las condiciones del suelo marino.

1.8.5 Parámetros ambientales de diseño.

Para realizar el diseño adecuado y seguro de una plataforma en aguas someras, es de gran importancia contar con datos ambientales confiables y realistas.

El primer paso al iniciar un diseño debe ser el examen riguroso de la información ambiental disponible y requerida, es decir, las características generales, riesgos, y condiciones meteorológicas, oceanográficas y sísmicas del sitio de instalación.

Todas las cargas que se ejercen en la estructura y que provienen del ambiente, se basan en la suposición que actuarán en dicha estructura, una vez en un año, una vez en diez años o una vez en cien años; es decir sus periodos de retorno varían de 1 a 100 años. Sin embargo, la estructura en sí se diseña para una vida útil de entre 20 y 30 años. Esta aparente desproporción se debe a que no se dispone de la información ambiental suficiente. A manera de ejemplo, podría decirse que si se cumplieran las condiciones ambientales exactas que habrían de ocurrir en determinada localización en los próximos 30 años, entonces se podría diseñar alguna plataforma para satisfacer dichas condiciones y la vida útil de ella sería de 30 años sin tomar en cuenta los factores de seguridad implícitos en el diseño.

Las condiciones ambientales que se habrán de presentar cada 100 años son las condiciones extremas, y hay dos tipos de ellas: los oleajes y vientos, y los sismos. Las condiciones ambientales para la estructura en operación, son los oleajes y vientos máximos con los que la estructura puede operar; y las que se relacionan con la estructura durante su instalación, son los oleajes y vientos máximos, que se presentan en la época del año en que se habrá de instalar la estructura.

En todos los casos anteriores, las condiciones ambientales de oleaje, vientos y sismo, requieren de un período de medición mínimo de 5 años para que representen una base de datos confiable en la predicción de condiciones extremas.

Hasta ahora, la principal fuente de información de las condiciones oceanográficas para la Sonda de Campeche ha sido mediciones vía satélite, observaciones visuales de barcos mercantes y en forma muy aislada con sistemas instrumentados de registro. Esto implica que al no disponer de una base de datos realista, las predicciones de oleajes y vientos de 100 años resulten muy conservadoras, lo que conduce a diseños estructurales más "pesados" y por consiguiente costosos.

Lo mismo que para las condiciones oceanográficas puede decirse de las sísmicas. En donde la fuente de información es prácticamente nula. La Sonda de Campeche es considerada una zona asísmica (no generadora de sismos), sin embargo, es susceptible de captar movimientos de sismos lejanos. De esta forma, por no contar con registros de mediciones sísmicas en la Sonda de Campeche, se requieren formulaciones en el terreno de las probabilidades: ¿Cuánta probabilidad hay de que un movimiento sísmico distante se propague hasta la Sonda de Campeche y ahí amplifique su efecto?. La respuesta a esta interrogante está en las leyes de propagación y atenuación de ondas sísmicas con epicentros distantes, pero cabe advertir que el resultado de una predicción de este tipo, podría conducir a espectros sísmicos muy severos y al consiguiente diseño estructural "sobrado".

Los parámetros ambientales de mayor importancia en el diseño, son los relacionados con la profundidad, oleaje, corriente, viento y ráfaga, marea, temperatura, crecimiento de fauna marina y sismicidad del sitio de instalación.

1.8.6 Parámetros geotécnicos de diseño.

Los pilotes de cimentación se caracterizan por ser elementos esbeltos, que se instalan en el interior de las piernas o de las faldas de la estructura, y llegan hasta ciertas penetraciones especificadas abajo del lecho marino.

Los parámetros geotécnicos de mayor importancia en el diseño de los pilotes de cimentación son los relacionados con la capacidad de carga axial (o a lo largo del fuste), y con la capacidad de carga lateral del pilote.

La capacidad de carga axial del pilote la componen la resistencia por fricción y la resistencia en la punta del pilote, mientras que la capacidad de carga lateral del pilote, se relaciona con la resistencia al cortante del suelo. Debe notarse, por experiencias anteriores con este tipo de estructuras, que las fallas en los pilotes debidas a cargas laterales que exceden su capacidad flexionante se presentan en un punto ubicado bajo la línea de lodos a una distancia de entre 10 y 15 veces al diámetro del pilote; por lo tanto es en esta región donde los estudios geotécnicos deben ser más refinados.

1.9 APLICACIÓN PARA EL DISEÑO DE UNA PLATAFORMA.

1.9.1 Validación de información ambiental.

Con la información disponible, se definen los factores de seguridad y los esfuerzos permisibles, que deberán aplicarse a la estructura en cada uno de los diversos tipos de análisis referidos anteriormente. Así mismo, se definen los parámetros ambientales del sitio en donde se colocará la plataforma.

También se establecen los datos geotécnicos del suelo en el sitio donde se colocará la plataforma, los datos relacionados con los análisis de oleaje de operación y de fatiga, de oleaje de tormenta y de sismo, capacidad última para pilotes y capacidad de carga de placas apoyadas en el suelo marino.

1.9.2 Datos generales del proyecto.

Se establecen los pesos de los equipos y accesorios requeridos por el proceso de la plataforma. Asimismo, se definen todas las cargas muertas y vivas a usarse en las diversas áreas de trabajo de las cubiertas de la superestructura, así como la geometría global de ésta. Se identifica la pendiente que tendrán las piernas de la subestructura (generalmente de 1:8 en la dirección longitudinal y 1:12 en la transversal).

Se identifica si hay accesorios de la estructura que requieran un diseño detallado, tales como, tubería de sumidero, placas de apoyo, guías para conductores, orejas de izaje, correderas de lanzamiento, placas de cierre en los extremos de las piernas, tubería de inyección de agua, lechada y venteo, etc.

Finalmente se establece el número y tipo de dibujos estructurales requeridos para la etapa de fabricación de la estructura.

1.9.3 Consideraciones generales de diseño.

Se establece la forma en la cual los elementos estructurales tubulares de la plataforma deberán diseñarse (generalmente de acuerdo al reglamento norteamericano API RP-2A, última edición; y las trabes armadas con el reglamento del AISC).

La estructura se diseña para todas las condiciones de carga presentes en cada uno de los siguientes análisis:

- 1) Oleaje de operación y tormenta.
- 2) Dinámico de oleaje.
- 3) Sísmico de resistencia.
- 4) De fatiga.
- 5) Cargado a la barcaza.
- 6) Transportación.
- 7) Esfuerzos durante el lanzamiento.
- 8) Giro a la posición vertical e izaje.
- 9) Estabilidad de apoyo en el fondo.

A continuación se proporciona una descripción de la importancia de cada uno de ellos.

1.9.4 Análisis de oleaje de operación y tormenta.

El objetivo fundamental de este análisis es verificar que todos aquellos elementos estructurales del arreglo original, resistan los esfuerzos internos generados por el peso del equipo descrito en la sección anterior, así como las cargas del oleaje y el viento. Para este análisis se asignan las condiciones geotécnicas dadas para operación y tormenta así como las alturas y períodos de ola, y velocidad de viento y ráfaga respectivamente.

Después de finalizar este análisis se identifica las dimensiones de los elementos estructurales necesarias para soportar esta condición de trabajo en particular.

1.9.5 Análisis dinámico de oleaje de tormenta.

Debido a la altura de la estructura, y a sus características de rigidez y masa se puede considerar a esta como un "péndulo invertido", es decir la mayor parte de su masa se concentra en la parte superior de ahí que su comportamiento dinámico muestre tendencias a "cabecear" cuando se le somete a las cargas de oleaje. En otras palabras cuando el oleaje incide sobre la estructura ésta tiende a deformarse en la misma dirección del oleaje, y además a modificar esa deformación debido al "cabeceo". Las fuerzas que originan este último son las fuerzas de inercia debidas a la masa de la plataforma.

Se calculan estas fuerzas de inercia considerando el espectro de oleaje de tormenta para el sitio de instalación. Una vez determinada su magnitud y distribución, se agrega al análisis de oleaje de tormenta descrito en la sección anterior.

1.9.6 Análisis sísmico de resistencia.

Con la estructura definida según los dos análisis anteriores, se procede a ejecutar un análisis sísmico en el dominio de la frecuencia empleando el espectro de resistencia correspondiente al lugar en donde se instalará la plataforma.

El análisis se realiza como sigue: se distribuyen las masas de la cubierta en los puntos nodales y se determinan sus formas y períodos naturales de vibración, y los coeficientes de participación. Es de esperarse que la participación mayor corresponda con el primer modo de vibración, es decir, la estructura vibra predominantemente como péndulo. Al finalizar este análisis se identifica si existen elementos estructurales que necesiten ser redimensionados y se procede a realizar el mismo, lo mismo se hace para cada una de las cubiertas de la plataforma.

1.9.7 Análisis probabilístico de la vida por fatiga.

Debido a la naturaleza dinámica (cíclica) de las olas de mar, los esfuerzos en los miembros estructurales y en las uniones de ellos, tendrán un carácter oscilatorio de aumentar y disminuir siguiendo una secuencia interminable de ciclos de carga y descarga. Si a esto agregamos las características geométricas de la estructura, particularmente de las juntas en donde hay grandes concentraciones de esfuerzo; se terminará por aceptar la posibilidad que inesperadamente, uno de los puntos de alguna junta de la estructura pueda fatigarse y mostrarlo físicamente con el crecimiento de una pequeña grieta.

Así entonces, es necesario ejecutar este tipo de análisis para verificar la vida por fatiga de varios puntos críticos en todas las juntas de la subestructura, tomando como criterio fundamental que la vida por fatiga debería ser por lo menos dos veces la vida útil de la estructura, es decir, 60 años.

Debe mencionarse que este análisis se ejecuta empleando los espectros de oleaje anteriormente definidos, y los datos geotécnicos previamente establecidos. También cabe aclarar que éste generalmente se realiza después del análisis sísmico. Como dato adicional, vale la pena mencionar que

el reglamento API RP 2A establece que para estructuras marinas cuyo período fundamental sea menor de 3 segundos, no es necesario el análisis por fatiga.

1.9.8 Análisis de carga a la barcaza.

El procedimiento empleado para cargar la subestructura (jacket) a la barcaza de transportación, consiste simplemente en arrastrar el jacket sobre las vigas de deslizamiento del patio de fabricación, para poco a poco ir abordando las vigas de deslizamiento que están sobre la barcaza. Esta operación se inicia cuando se "acodera" la barcaza al muelle de carga del patio, y termina cuando la estructura queda instalada a bordo de la barcaza. Ver figura 1.30.

Esta operación aparentemente simple, tiene el riesgo de que en algún momento, al ir abordando el jacket la barcaza ésta se sumerja demasiado por un mal traslado, y la estructura pierda soporte en la barcaza, o bien, debido a un pequeño oleaje del río, la barcaza tienda a subir de su nivel normal y trate de cargarse a toda la estructura. En ambos casos se forma un pequeño "escalón" (hacia arriba o hacia abajo), por el cual debe pasar el jacket. Por lo cual es necesario identificar la magnitud recomendable de este escalón, para todas las posiciones que pasa la estructura durante su carga a la barcaza.

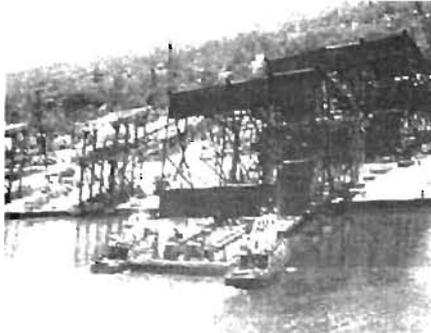


Figura 1.30 Subestructura siendo cargada a la barcaza de transportación. A cada lado de la barcaza se pueden observar los remolcadores que llevarán la subestructura hasta su ubicación final. Tampico, México. (COMMSA, 2002)

1.9.9 Análisis de transportación.

Después que la subestructura queda instalada sobre la barcaza en el río, se inicia una nueva etapa: la transportación de la estructura al sitio de instalación.

Durante su viaje, la estructura estará sujeta a movimientos de balanceo (giros alrededor del eje longitudinal de la barcaza), de cabeceo (giros al rededor del eje transversal de la barcaza), y de sustentación (oscilaciones verticales). Estos movimientos, a su vez serán mayores o menores dependiendo de las condiciones del mar. De cualquier manera, es evidente que si estos son grandes, originarán grandes fuerzas de inercia debidas a la masa de la estructura en movimiento. Esta maniobra se muestra en la figura 1.31.

Con la estructuración definida en el análisis sísmico, y con la barcaza seleccionada, se realiza un análisis de movimientos, para identificar según el espectro de oleaje para las condiciones de la temporada (invierno, otoño, etc.) en que se efectuara esta operación (obtención de la altura de ola significativa), las aceleraciones máximas. Con ellas se determinan las fuerzas de inercia en la estructura y se completa el análisis estructural. Se identifica si existen elementos estructurales que necesiten redimensionarse, así como también los elementos de cada una de las cubiertas, y se procede a su redimensionamiento.

1.9.10 Análisis de esfuerzos durante el lanzamiento.

Cuando la estructura arriba a su destino final, es necesario "bajarla" de la barcaza de transportación, esta operación se conoce como lanzamiento, y se lleva a cabo de la siguiente manera:

- Se inunda la barcaza por popa, de tal manera que se genera un ángulo inicial de lanzamiento;
- Se tira de las orejas de botadura del jacket, por medio de un par de malacates colocados en la proa de la barcaza;
- Cuando la estructura rompe la resistencia de fricción estática entre sus correderas y las vigas de deslizamiento, inicia su movimiento hacia el agua (se calcula el tiempo de lanzamiento y recuperación a la flotación libre).

Esta operación implica una posición bastante crítica para la estructura, que es el momento en que el centro de gravedad de ella pasa sobre los pernos de giro de las vigas / balancín⁷. Cuando llega este instante, la estructura esta a punto de girar y abandonar la barcaza, y cuando esto pase, prácticamente todo el peso de ella estará soportado únicamente sobre las dos vigas / balancín. Es de imaginarse que para esta condición se requiere reforzar la zona de la estructura que esta en contacto con los balancines en el instante de giro. Ver figura 1.32.

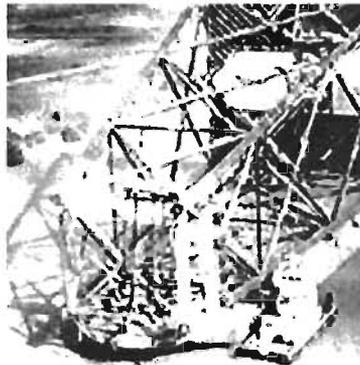


Figura 1.31 Transporte de la subestructura en una barcaza arrastrada por un barco remolcador. Tampico, México. (COMMSA, 2002).

Después de analizar las tres posiciones más críticas durante el lanzamiento, se refuerzan, en caso necesario, los marcos interiores de la estructura con diagonales verticales y canutos, en donde se localiza el centro de gravedad de la estructura⁸.

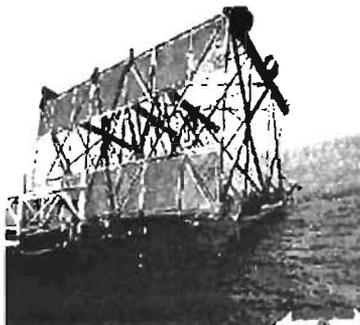


Figura 1.32 Botadura de la subestructura en la Sonda de Campeche, México. (COMMSA, 2002).

⁷ Las vigas balancín son un par de vigas móviles colocadas en la popa de la barcaza, que tienen por objeto suavizar la entrada del jacket al agua.

⁸ Dicha región generalmente se encuentra entre la quinta, la sexta y la penúltima plantas de la subestructura.

1.9.11 Análisis de giro a la posición vertical.

El siguiente paso después que la estructura flota libremente, es el giro que ésta habrá de experimentar desde su posición horizontal hasta la vertical.

Con el objeto de que la estructura no salga mucho del agua, para no demandar tanta carga a la grúa, se diseña un sistema de inundación controlada, para que mediante la inyección de ciertas cantidades de agua en cada una de las piernas de la estructura, y con el tiro vertical del gancho de la grúa, aquella pueda ir cobrando poco a poco la posición vertical.

1.9.12 Análisis de estabilidad de apoyo en el fondo.

Cuando la estructura está muy cerca de posarse en el fondo marino, en su localización definitiva, estarán totalmente inundadas sus piernas, y la grúa estará a punto de soltarla. Surgen aquí dos interrogantes principales;

¿Las dimensiones de las placas de apoyo de la estructura son suficientes para soportar todo el peso de la estructura, más el oleaje y corriente durante el lapso de carga al fondo marino?.

¿Con qué oleaje máximo es posible instalar la estructura dentro de un adecuado margen de seguridad?.

La respuesta a estos planteamientos se obtiene mediante el análisis de estabilidad, en función de los datos dados del suelo.

1.10 CLASIFICACIÓN DE LAS PLATAFORMAS MARINAS DE ACUERDO AL TIPO DE APOYO EN EL SUELO MARINO.

1.10.1 Plataforma de soporte (Spar).

Consiste de un cilindro vertical largo de gran diámetro que soporta una cubierta, siendo una plataforma fija típica la que se encuentra en la cubierta (equipo de perforación y producción). Por lo general tiene tres tipos de ductos ascendentes (risers): perforación, producción y exportación; tiene un casco que se amarra al fondo marino mediante un sistema de catenarias tensas formadas con entre seis a veinte líneas ancladas dentro del suelo marino. Por lo general este tipo de plataformas se emplea en aguas con profundidades de 3000 pies (915 metros) en adelante, no obstante en la actualidad ya se cuenta con la tecnología necesaria para colocarlas en aguas de profundidades de 7500 pies (2286 metros) o mayores. Ver figura (1.33).

1.10.2 Sistema de producción flotante (floating production system - FPS).

Este tipo de plataforma esta formada por una unidad semi-sumergible dotada con equipo de perforación y producción. Se coloca anclada con cables y cadenas, o puede posicionarse dinámicamente con el empleo de propelas. La producción de los pozos submarinos es trasportada a la cubierta de la superficie mediante ductos ascendentes de producción diseñados para soportar los movimientos de la plataforma. El FPS puede emplearse en un rango de profundidades de 600 a 7500 pies (180 a 2286 metros). Ver figura (1.33).

1.10.3 Sistema submarino (subsea system – SS).

El sistema de producción submarino está colocado directamente sobre el fondo marino y conduce directamente al hidrocarburo extraído del pozo hacia las plataformas cercanas, ya sea del tipo FPS o TLP. Actualmente este sistema se emplea en profundidades mayores de 5000 pies (1524 metros). Ver figura (1.33).

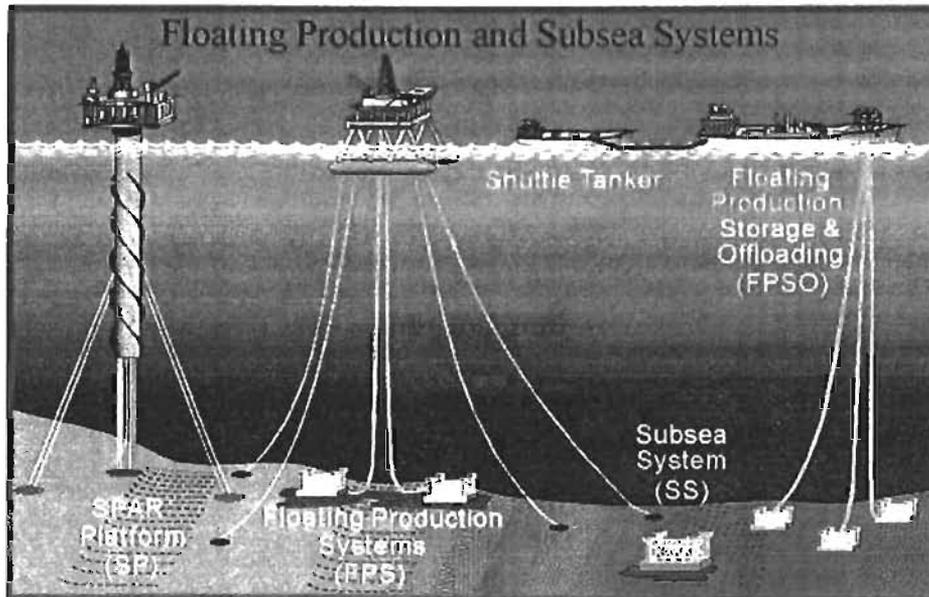


Figura 1.33 Sistemas de producción flotantes y sistemas submarinos. (Offshore Technology, 2004)

1.10.4 Sistema flotante de producción, almacenamiento y descarga (floating production, storage and offloading – FPSO).

El FPSO está formado por un gran tanque tipo barco sujeto a un lecho marino. Dicho sistema está diseñado para procesar y almacenar la producción de pozos cercanos al suelo marino, así como para transportar periódicamente el petróleo almacenado a transbordadores relativamente pequeños. Posteriormente, dichos transbordadores llevan el petróleo a tierra firme para su procesamiento. El FPSO puede ubicarse en campos marginados, en áreas de aguas profundas alejadas donde no existen sistemas de ductos. Ver figura (1.34). Actualmente no existen FPSO's aprobados para su uso en el Golfo de México.

1.10.5 Plataforma fija (fixed platform).

Consiste de una estructura tipo jacket (una sección vertical hecha con miembros tubulares de acero, soportada mediante pilotes colocados dentro del suelo marino) con una cubierta colocada encima de la estructura, que proporciona el espacio necesario para el alojamiento del personal que labora en ella, equipo para perforación, e instalaciones para la producción. Debido a sus características este tipo de plataforma es técnica y económicamente factible para la explotación de hidrocarburos en aguas someras (50 – 400 metros). Ver figura (1.34).

1.10.6 Torre dócil (compliant tower).

Esta estructura está formada por una torre estrecha, flexible y una cimentación a base de pilotes que puede soportar una cubierta convencional para realizar operaciones de perforación y producción. En comparación con la plataforma fija, este tipo de estructura es capaz de soportar grandes fuerzas laterales mediante desplazamientos laterales muy significantes. Generalmente este tipo de estructura ha sido empleada en aguas con profundidades entre 1000 y 2000 pies (300 - 600 metros). Ver figura (1.34).

1.10.7 Mini plataforma de pierna tensionada (Mini – TLP).

Se trata de una pequeña estructura tipo TLP, cuyo coso es relativamente bajo, que fue desarrollada para la explotación de pequeñas reservas de hidrocarburos en aguas profundas. Este tipo de plataforma se utiliza debido a que el empleo de sistemas de producción convencionales resulta poco factible desde el punto de vista económico. Dicha plataforma tiene la ventaja de poder ser utilizada en la explotación temprana de grandes yacimientos. Cabe mencionar que la primera plataforma de este tipo se instaló en el Golfo de México en el año de 1998. Ver figura 1.34 (Note que en la figura este tipo de plataforma aparece con el nombre de Sea Star).

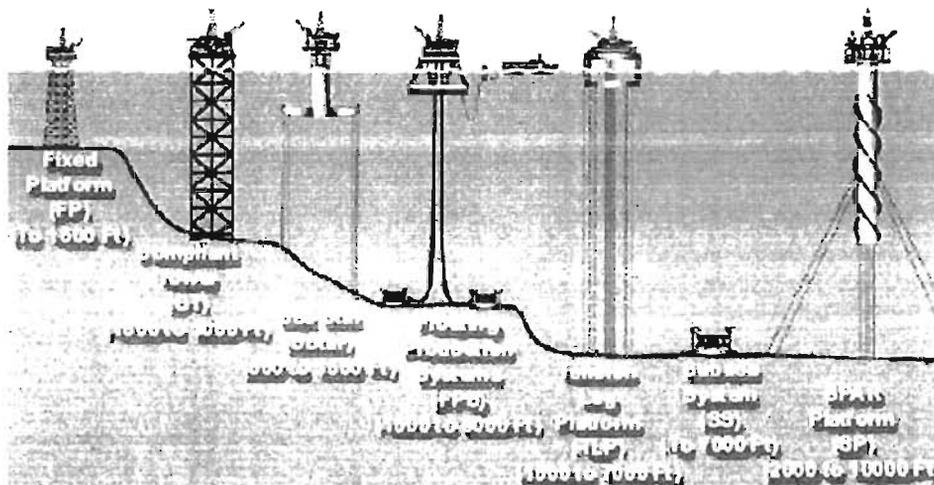


Figura 1.34 Clasificación de plataformas de acuerdo a su tipo de apoyo en el suelo marino. Nótese que en la figura también se indica el rango de profundidad en el cual pueden llegar a ser colocadas. (Offshore Technology, 2004)

1.10.8 Plataforma de pierna tensionada (tension leg platform - TLP)

Esta constituida por una estructura flotante detenida en el sitio por tendones verticales tensionados, anclados al fondo marino, mediante plantillas aseguradas con pilotes. Los tendones tienen la función de limitar el movimiento vertical de la plataforma, además de mantenerla en un rango de profundidad amplio. En la actualidad se ha podido instalar este tipo de plataforma hasta una profundidad de 1220 metros. Ver figura (1.34).

1.10.8.1 Elementos de una plataforma de piernas tensionadas

Los elementos de una plataforma tipo TLP que a continuación se mencionan se pueden observar, conforme a la numeración dada en el texto, en la figura 1.35:

1. **Flotador.** Columnas flotantes, flotadores rectangulares y estructuras rigidizantes intermedias.
2. **Cubierta.** Instalación multinivel que esta formada por largueros, bragueros y vigas diseñadas para soportar la carga de operación de la plataforma.
3. **Plataforma.** Es la estructura que consiste en el flotador y la estructura de la cubierta.
4. **Cimentación.** Sistema formado por plantillas y pilotes, o bien, por un sistema gravitatorio.
5. **Sistema de amarre.** Esta formado por los tendones y la cimentación.
6. **Conductos ascendentes (risers).** En este sistema se incluyen las líneas o ductos de perforación, producción y conducción.
7. **Sistema de pozos.** Se refiere a los conductores ascendentes, conductores tensionados, cabeza de pozo y plantillas de pozos.
8. **Cubierta inferior.** Nivel más bajo de la cubierta, formado por vigas y placas.
9. **Cubierta superior.** Nivel superior de la cubierta, formado por vigas y placas.
10. **Pierna tensionada.** Elemento mediante el cual se vincula la plataforma y la cimentación con la finalidad de sujetar a la TLP.
11. **Cubierta de perforación.** Nivel de la cubierta en el cual se encuentra el equipo para la perforación.
12. **Pontón.** Esta formado por el flotador horizontal, cilíndrico o rectangular, que une a las columnas.
13. **Columna.** Es el flotador vertical de la TLP.

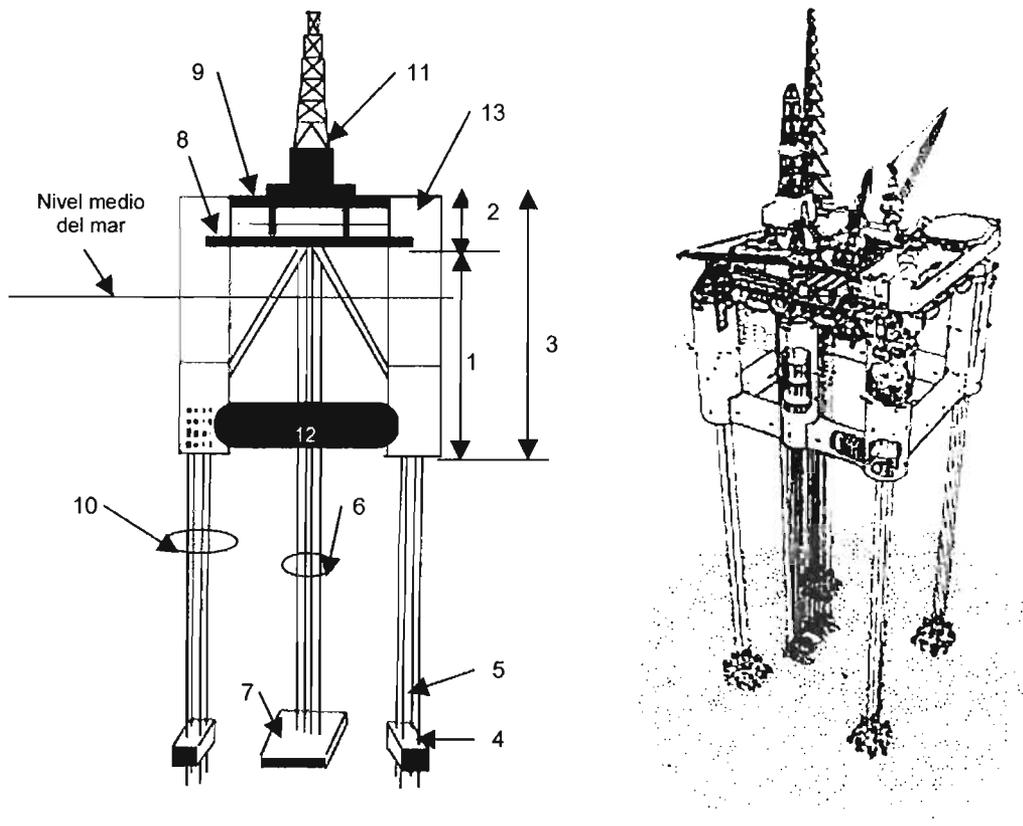


Figura 1.35 Elementos de una plataforma marina tipo TLP.

Algunos de los aditamentos secundarios de las plataformas de pierna tensionada son:

- ⊕ **Abrazaderas.** Miembros estructurales que dan mayor rigidez a la estructura del flotador y proporcionan apoyo a la cubierta.
- ⊕ **Equipo de flotación.** Elementos agregados a los tendones o líneas ascendentes para reducir su peso en el agua.
- ⊕ **Conectores.** Dispositivos en los tendones usados para abrir o cerrar los tendones a la cimentación y conectar el tendón a la plataforma.
- ⊕ **Viga de cubierta.** Elemento estructural secundario, ubicado entre las vigas intermedias y/o entre las vigas principales.
- ⊕ **Elemento flexible.** Variedad de elementos que permiten el movimiento angular de los conductores ascendentes o de los tendones para reducir el esfuerzo por torsión.
- ⊕ **Equipo guía.** Dispositivo empleado para orientar a los conductores ascendentes o a las herramientas hacia el fondo del mar.
- ⊕ **Columnas intermedias.** Miembros verticales flotantes de la estructura del flotador.
- ⊕ **Columnas principales.** Cilindros verticales flotantes de la estructura del flotador los cuales proporcionan estabilidad a la plataforma.
- ⊕ **Cubiertas intermedias.** Cubiertas existentes entre las cubiertas inferior y superior.

1.11 EXPLOTACIÓN EN AGUAS PROFUNDAS.

El valor del petróleo y del gas, para el consumidor, no está afectado por la cantidad de agua que se encuentre por arriba del campo sin embargo, para el dueño la profundidad a la cual se encuentre la reserva sí es importante, ya que el costo de la explotación de la reserva y el transporte de la producción esta afectado por dicha profundidad.

La producción en aguas profundas es bastante más costosa que en aguas someras, razón por la que los campos en aguas profundas deben tener reservas más grandes y sus índices de producción deben ser altos, con el fin de que la explotación de los mismos sea factible. Cabe destacar que existen costos asociados a actividades antes del desarrollo de la posible explotación de la reserva, tales como exploración, delineación de la perforación, etcétera, las cuales no tienen ningún efecto en las decisiones posteriores al plan de desarrollo de la reserva, ya que después viene una fuerte inversión canalizada a la investigación y estudio de la reserva con el fin de minimizar el nivel de riesgo.

Las etapas por las que se pasa en el proceso de selección del tipo de plataforma a emplearse son:

- a) Determinación de las necesidades de las instalaciones de la plataforma.
- b) Estimar el tamaño de la cubierta y de los pesos.
- c) Establecer las opciones del sistema de transportación.
- d) Seleccionar la estructura soporte.
- e) Concluir.

Debo señalar que el tamaño del sistema de proceso con sus correspondientes equipos, el sistema de energía y las habitaciones son datos que influyen en la selección del tipo de plataforma. Para nuestro caso se selecciono una plataforma tipo TLP, la cual posteriormente se explicará y se analizará en el presente estudio.

2.1 INGENIERÍA DE CONFIABILIDAD Y ANÁLISIS DE RIESGO.

2.1.1 Introducción.

Una estructura debe ser diseñada y construida de manera tal que los costos (incluyendo el costo inicial, el costo por mantenimiento, etc. y el valor del costo esperado de falla) sean mínimos. Este postulado fundamental, del profesor suizo Carl Forsell y traducido por N. C. Lind, fue establecido desde hace más de medio siglo, todavía establece claramente los objetivos y retos de la ingeniería estructural moderna. Para enfrentar estos retos y lograr este objetivo, la actual ingeniería estructural debe ser guiada mediante el uso de métodos estadísticos y probabilísticos. Para las estructuras fuera de la costa, la principal meta de los análisis de riesgo y confiabilidad es llegar a un balance seguro y económico a través del empleo óptimo de los recursos económicos, repartidos apropiadamente entre las demandas competentes a la capacidad estructural, la inspección de materiales, la calidad de la construcción, el mantenimiento y el tipo de seguridad.

Aunque los conceptos del análisis de confiabilidad han sido desarrollados durante varios años, solo en los años recientes se ha puesto mucho énfasis en la aplicación de métodos probabilísticos para el análisis y diseño estructural, muchos de ellos a través del Comité en Seguridad Estructural de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE Committee on Structural Safety). La teoría de confiabilidad ha sido usada extensamente, especialmente para propósitos de hacer comparaciones entre juicios de diseño, en análisis y diseño de puentes, edificios, torres de transmisión, plantas de energía nuclear, y en el desarrollo de propuestas generales en los códigos de diseño estructural. Incluso existe un reporte amplio en la teoría y aplicación de la confiabilidad estructural el cual presenta la metodología para la racionalización de los factores de seguridad en los códigos de diseño estructural y en el desarrollo de futuros códigos de diseño.

En vista de la amplia investigación y desarrollo en el análisis y diseño con base probabilística, es natural que estos hayan encontrado aplicación en la ingeniería estructural costa afuera. El significado e implicación del concepto de periodo de retorno para las operaciones fuera de la costa fueron explorados por Borgnam. Marshall fue uno de los primeros en analizar la confiabilidad estructural fuera de la costa. Posteriormente Bea aplicó la teoría de confiabilidad de las plataformas para racionalizar la selección de los criterios de diseño ambiental. Moses preparó un reporte en la aplicación de los métodos probabilísticos a las estructuras fuera de la costa. Un resultado de estas actividades en la Ingeniería de confiabilidad en las estructuras fuera de la costa ha sido la formación del Comité en Confiabilidad de Estructuras Costa Afuera del ASCE (ASCE Committee on Reliability of Offshore Structures), el cual continúa investigando algunos de los problemas difíciles en el análisis de riesgo y confiabilidad.

La seguridad de una estructura es la propiedad de que esta no falle. La confiabilidad es la probabilidad de seguridad (o supervivencia). Esto es la probabilidad de que la capacidad de resistencia exceda las cargas impuestas a la estructura durante su tiempo de vida. A la inversa, el riesgo es la probabilidad de falla, por ejemplo, la probabilidad de que las cargas impuestas lleguen a exceder la capacidad de resistencia. La confiabilidad y el riesgo pueden ser evaluados para los componentes de un sistema estructural, así como el propio sistema, y puede ser definido para varios estados límite (colapso, fluencia, condiciones de servicio, etcétera). La confiabilidad y el riesgo tienen la siguiente relación entre ellos:

$$\text{Confiabilidad} = 1 - \text{Riesgo} \quad (2.1)$$

El término *análisis de riesgo* también es empleado en un amplio contexto para referirse al análisis del valor económico y tomar decisiones respecto a la inversión del capital en las operaciones de exploración y producción.

La confiabilidad y el riesgo son expresados en términos de probabilidad. La Probabilidad aplica a eventos que han sucedido, pueden suceder o que aún pueden ocurrir. Por otro lado, la Estadística, algunas veces confundida con la Probabilidad, sólo aplica a los eventos que han sucedido. Esta es una distinción importante. El trabajo del ingeniero estructuralista fuera de la costa es utilizar toda la información

estadística disponible, más su juicio de ingeniero, para llegar a las descripciones probabilísticas de la resistencia y carga que realmente prediga el funcionamiento estructural.

Las variables envueltas en el diseño de plataformas fuera de la costa están sujetas a incertidumbre. Incertidumbres en la predicción en las cargas de la plataforma surgen de la variabilidad de las alturas de ola extrema, del movimiento sísmico, del coeficiente de arrastre, de la cinemática de la ola, interpretación de la teoría del cálculo de las fuerzas, etc. La incertidumbre o variabilidad de la resistencia de la plataforma surge de la no-uniformidad de las propiedades del acero, las condiciones del suelo, y de la calidad de la construcción. Los beneficios primarios siguientes son atribuidos a los análisis de riesgo y confiabilidad a las estructuras fuera de la costa:

1. Evaluación de conceptos de diseño alternativos para las plataformas. Esto sólo puede ser hecho partiendo de la igualdad de confiabilidad. Los factores de seguridad iguales son inexactos, debido a los diferentes conceptos de diseño que puedan tener, diferentes tipos de modos de falla y diferentes grados de incertidumbre.
2. Realización de una distribución óptima o balanceada de material para los elementos tales como cimentación, sección de la cubierta, refuerzos, y juntas dentro de una estructura individual.
3. Optimización del criterio de la carga de diseño de la plataforma usando análisis de valores y gestión de las herramientas de utilidad.

La ingeniería de confiabilidad estructural para plataformas fuera de la costa actualmente se encuentra en un estado de evolución. Las técnicas de análisis de confiabilidad en las plataformas y la colección y verificación de los datos necesarios no han tenido un desarrollo hasta el punto donde una simple receta esté disponible para proporcionar una respuesta final absoluta. Mejor dicho, la ingeniería de confiabilidad proporciona el marco de trabajo en el cual la incertidumbre en los parámetros de diseño puede ser estudiados y en el cual se pueden tener decisiones y juicios más racionales referentes al diseño de plataformas.

En este capítulo se introducen conceptos fundamentales de la Teoría de Probabilidad y Análisis del Valor Económico, y son usados para desarrollar un modelo de confiabilidad y económico para una plataforma simple.

2.2 APLICACIONES DE LA TEORIA DE PROBABILIDAD.

2.2.1 General.

Si el resultado de un experimento de medir un factor de diseño particular es absolutamente conocido, entonces se dice que el factor de diseño es *determinístico*, por ejemplo, el factor de diseño puede ser caracterizado como un simple número real. Sin embargo en la práctica de la ingeniería, el esfuerzo de fluencia del acero y la altura anual extrema de la ola, por ejemplo, nunca van a tener exactamente el mismo valor observado bajo aparentemente las mismas condiciones. En este caso se dice que la variable es aleatoria.

2.2.2 Variables aleatorias.

Una variable aleatoria, denotada por una letra itálica, es un conjunto de números reales asignados al resultado de un experimento. La variable aleatoria puede ser discreta (por ejemplo, N = el número de tormentas) o continua sobre un intervalo (por ejemplo, X = el esfuerzo último del acero ASTM A36). La *función masa de probabilidad* en el caso discreto y la *función densidad de probabilidad* definen completamente las probabilidades asociadas con la variable aleatoria. La función masa de probabilidad está definida como

$$p_N(n) = P(N = n), \quad n = n_1, n_2, n_3, \dots \quad (2.2)$$

donde N es la variable aleatoria, $P(\cdot)$ es la "probabilidad de", y n es el valor específico de la variable aleatoria N . En el caso continuo, la función densidad de probabilidad $f_x(x)$ está definida tal que

$$P[a \leq X \leq b] = \int_a^b f_x(x) dx \tag{2.3}$$

La función de distribución acumulativa $F_x(x)$ da también una descripción completa de la probabilidad de X . Su relación con la función densidad está dada por

$$F_x(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f_x(x) dx \tag{2.4}$$

También puede ser denotada por

$$f_x(x) = \frac{d}{dx} F_x(x) \tag{2.5}$$

En la figura 2.1 se ilustra una función densidad de probabilidad típica y su relación con la función de distribución acumulativa. La letra minúscula f denota a la función densidad y la letra mayúscula F representa a la función de distribución acumulativa. La letra mayúscula X denota una variable aleatoria y la letra minúscula x representa un valor específico de la variable aleatoria X .

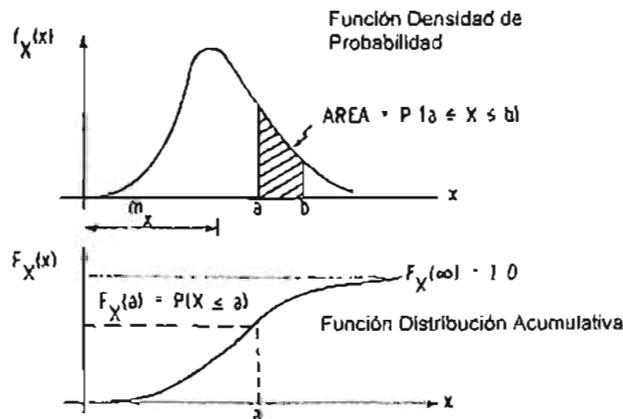


Figura 2.1 Función distribución densidad de probabilidad y función distribución acumulativa de probabilidad. (Jack R., Benjamín and Cornell, Carl Allin, 1970)

La media, el promedio, o el valor esperado de X está definido como

$$m_x \equiv E(x) = \int_{-\infty}^{\infty} x f_x(x) dx \tag{2.6}$$

La cual es una medida de la tendencia central de X . Geométricamente m_x es el centroide del área bajo la curva de la función $f_x(x)$. La varianza está definida como

$$\sigma^2_x \equiv E[(X - m_x)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - m_x)^2 f_x(x) dx \tag{2.7}$$

La cual es una medida de la variabilidad de X , y geoméricamente es el momento de inercia del área de la curva $f_x(x)$ alrededor de m_x . La desviación estándar es la raíz cuadrada de la varianza y tiene las mismas unidades que X y m_x . Una medida adimensional de la variabilidad (dispersión) es el coeficiente de variación, definido como

$$V_x = \frac{\sigma_x}{m_x} \quad (2.8)$$

Para el caso discreto, el operador de integral en las ecuaciones (2.6) y (2.7) se reemplaza por el operador de sumatoria (Σ).

Se ha desarrollado una variedad de formas funcionales estándar para describir la distribución de una variable aleatoria. Estas formas funcionales o modelos analíticos proporcionan una forma compacta de describir la distribución e incluso hacen posible la extrapolación de los estimados de probabilidad, en una forma racional, más allá de los límites de los datos existentes. Algunas de las distribuciones comúnmente usadas en la ingeniería de diseño son las de Poisson, normal, lognormal, Gamma, Weibull, valor extremo Tipo I, Fréchet, Power y exponencial.

2.2.3 Distribución lognormal.

La distribución lognormal ha sido popular en el análisis de confiabilidad de las estructuras fuera de la costa porque parece ajustarse a las propiedades del material y a los datos de carga ambiental. Si una variable aleatoria X presenta una distribución lognormal, esto simplemente significa que el logaritmo de X está normalmente distribuido. Tal distribución es particularmente relevante para los fenómenos físicos, por ejemplo, la altura de una ola, el esfuerzo de fluencia del acero, etcétera, que no pueden tener valores negativos. La distribución lognormal también posee una propiedad multiplicativa regeneradora⁹, la cual permite obtener algunas soluciones únicas simples. Un resumen de las relaciones importantes para la distribución lognormal se presentan en la tabla 2.1.

Los parámetros de una distribución, por ejemplo, la media y la desviación estándar de una distribución normal, son frecuentemente determinados de manera subjetiva usando el papel de la probabilidad el cual está diseñado para que la distribución acumulativa sea graficada como una línea recta. Los datos son ordenados ascendentemente, por ejemplo, x_i , $i = 1, \dots, n$, y después graficados contra la distribución acumulativa empírica dada por el trazo de la fórmula definida, por ejemplo, por $F_i = i / (n + 1)$. F_i es un estimado de la función de distribución acumulativa, $F_x(x)$.

2.2.4 Incertidumbre subjetiva.

El análisis previo utiliza la información estadística disponible, pero ahora los resultados deben ser moderados con el juicio del ingeniero para llegar a una distribución de probabilidad que describa el fenómeno físico que se desea estudiar. Su pongamos que un ingeniero geotecnista desea obtener una distribución de probabilidad la cual describa la incertidumbre asociada con el uso de su método de predicción para la capacidad axial del pilote para una aplicación de diseño general.

⁹ Propiedad que indica que al multiplicarse dos variables lognormales, el resultado también es lognormal (es decir, se regenera).

Tabla 2.1 Fórmulas de la Distribución Lognormal.

Función Densidad de Probabilidad (con parámetros $\sigma_{\ln Y}$ y \bar{m}_Y):	
$f_Y(y) = \frac{1}{y\sqrt{2\pi\sigma_{\ln Y}}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{1}{\sigma_{\ln Y}} \ln\left(\frac{y}{\bar{m}_Y}\right)\right]^2} \quad (2.9)$	
Mediana de Y: $\bar{m}_Y = Y_{50}$ (valor del percentil 50)	
Desviación Estándar de $\ln(Y)$: $\sigma_{\ln Y} = 0.39[\ln Y_{90} - \ln Y_{10}]$, donde Y_{90} y Y_{10} son los valores de los percentiles 90 y 10 respectivamente.	
Media de Y: $m_Y = \bar{m}_Y e^{\frac{1}{2}\sigma_{\ln Y}^2}$	
Desviación Estándar de Y: $\sigma_Y = m_Y \sqrt{e^{\sigma_{\ln Y}^2} - 1}$	
Coeficiente de Variación de Y: $V_Y = \sqrt{e^{\sigma_{\ln Y}^2} - 1}$	
$\sigma_{\ln Y}$ en términos de V_Y : $\sigma_{\ln Y} = \sqrt{\ln(1 + V_Y^2)}$	
Regla del Producto: Si $Z = XY^\xi$, tenemos	
$\bar{m}_Z = \bar{m}_X (\bar{m}_Y)^\xi$	
$\sigma_{\ln Z}^2 = \sigma_{\ln X}^2 + (\xi \sigma_{\ln Y})^2$	
Usándola con la Variable Normal Estandarizada U:	
$F_Y(y) = F_U(u)$	
donde	$u = \frac{\ln\left(\frac{y}{\bar{m}_Y}\right)}{\sigma_{\ln Y}}$

La capacidad axial puede ser escrita como

$$R = A B R_n \quad (2.10)$$

donde R es una variable aleatoria que describe la capacidad axial, R_n es el valor determinístico nominal de la capacidad axial predicha partiendo de la penetración del pilote y la estratigrafía del suelo, A es igual a la proporción R/R_n , es una variable aleatoria que describe la incertidumbre asociada con el método de predicción, y B es otra variable aleatoria que representa incertidumbres profesionales adicionales. Estas son estimadas de una manera subjetiva usando el juicio del ingeniero. Este juicio es requerido siempre que las condiciones del experimento no se ajusten adecuadamente a la futura aplicación en el mundo real – por ejemplo, probar pilotes más pequeños que los usados fuera de la costa -. La variable aleatoria B se usa para incorporar el grado de escepticismo del ingeniero acerca de los experimentos usados para calibrar su método de predicción. Supongamos el caso de que un ingeniero puede sentir que su calibración no está inclinada hacia el lado bajo o alto. Esto significa que $m_B = 1.0$. Incluso puede tener una certidumbre del 95% de que su calibración es precisa dentro de los límites de $\pm 14\%$. Esto significa que los valores de B entre 0.86 y 1.14 caen aproximadamente dentro de más o menos dos desviaciones estándar tal que $V_B = 0.07$ [$V_B = \sigma_B / m_B = (0.14/2) / 1$]. Por lo tanto, si su método de predicción va a ser

usado para propósitos de diseño general, una incertidumbre profesional adicional es introducida a través de la variable aleatoria B con $m_B = 1.0$ y $V_B = 0.07$. Usando la propiedad multiplicativa de la distribución lognormal (ver tabla 2.1), $m_R = 1.11R_n$ y $V_R = 0.141$. La incertidumbre asociada con R se ha incrementado como se muestra en la figura 2.2. La figura muestra como el juicio profesional puede combinarse con la información estadística disponible. Sin embargo, uno debe ser muy cuidadoso de no incrementar en exceso la incertidumbre profesional dentro del sistema, y particularmente, no introducir incertidumbres ya representadas en la calibración.

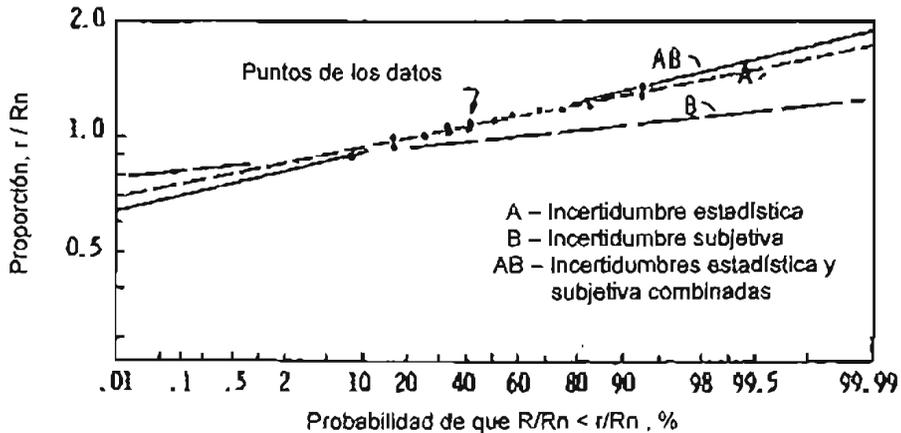


Figura 2.2 Ejemplo de la distribución acumulativa para la capacidad axial de un pilote. (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

2.2.5 Probabilidad de un evento.

Habiendo caracterizado la capacidad axial del pilote en términos de una distribución lognormal, se puede calcular la probabilidad de un evento simple. Por ejemplo, cual es la probabilidad del evento de que la capacidad del pilote sea menor que la carga de diseño (L_d) impuesta en el pilote,

$$P(\text{Evento}) = P(R < L_d) \tag{2.11}$$

Asumiendo un diseño práctico convencional, la capacidad nominal del pilote necesita ser

$$R_n \geq (SF)L_d \tag{2.12}$$

donde SF es el factor de seguridad nominal. Partiendo del análisis precedente para R , $m_R = 1.10(SF)L_d$ y $\sigma_{\ln R} = 0.14$. Usando los parámetros con los resultados en la tabla 2.1

$$P(R < L_d) = F_U(u) \tag{2.13}$$

donde

$$u = \frac{\ln \left[\frac{L_d}{1.10(SF)L_d} \right]}{\sigma_{\ln R}} = - \frac{\ln(1.10SF)}{0.141}$$

Para $SF = 1.5$, $u = -3.55$ y de las tablas normal estándar, $P(R < L_d) = 0.0002$. Este evento simple se ilustra en la figura 2.3.

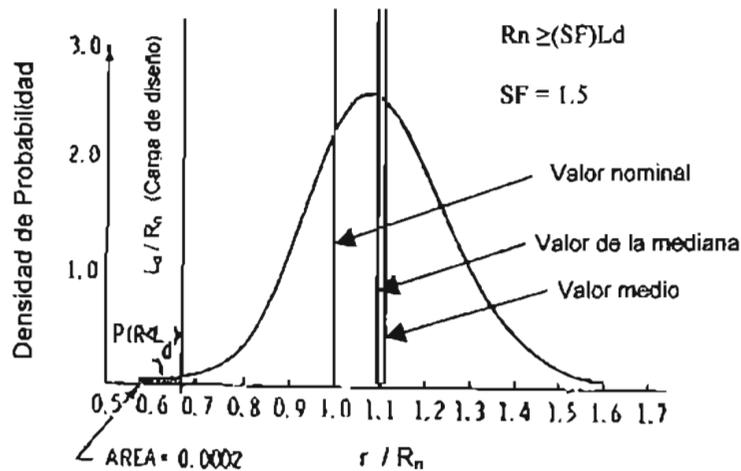


Figura 2.3 Probabilidad de un evento. (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

2.2.6 Análisis de confiabilidad.

Si la carga en una estructura también puede ser aleatoria, se podría calcular la probabilidad de falla (posiblemente un mejor término podría ser probabilidad del estado límite) de la estructura. Las variables aleatorias de carga y resistencia comprenden los elementos del análisis de confiabilidad. Esto puede ser entendido examinando la función densidad de probabilidad conjunta de la carga y la resistencia como se muestra en la figura 2.4. Debido a que se asume independencia estadística entre las variables de carga y resistencia, la función densidad de probabilidad conjunta puede ser escrita como el producto de las funciones densidades individuales:

$$f_{R,L}(r,l) = f_R(r)f_L(l) \tag{2.14}$$

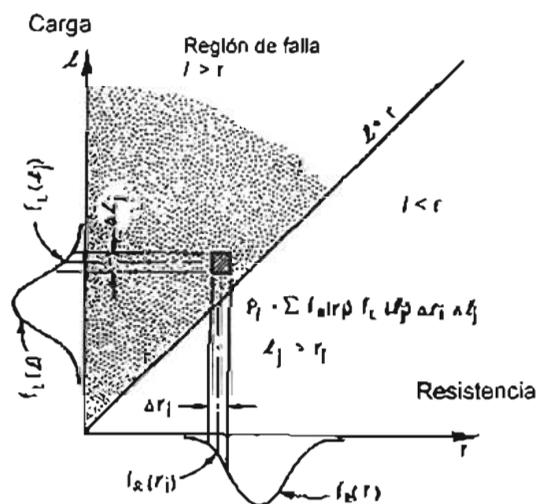


Figura 2.4 Región de falla para las variables conjuntas de carga y resistencia. (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

La probabilidad de falla es obtenida mediante la evaluación de la probabilidad del evento de que la carga exceda la resistencia. Esto se hace por la integración sobre todos los valores de r y l donde la carga es mayor que la resistencia, como se muestra en la región punteada en la figura 2.4, por ejemplo,

$$p_f = P(\text{Carga} > \text{Resistencia}) = \iint_{l > r} f_{R,L}(r,l) dr dl \quad (2.15)$$

Substituyendo la ecuación (2.14), el resultado puede ser escrito en diferentes formas, dependiendo del orden de integración sobre la región de falla:

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(r)[1 - F_L(r)] dr \quad (2.16)$$

O

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_L(l)F_R(l) dl \quad (2.17)$$

Debido a que aquí las distribuciones de carga y resistencia son consideradas estadísticamente independientes, el cálculo de la probabilidad de falla puede mostrarse en otra forma, como se muestra en la figura 2.5 para el caso de variables normalmente distribuidas. La probabilidad de falla p_f se muestra como la región achurada bajo el cruce de las dos distribuciones. La función en dirección de la región achurada es el integrando de las ecuaciones (2.16) ó (2.17). La dispersión de la carga y la resistencia esta indicada por σ_L y σ_R . Aproximadamente dos tercios de los valores caen dentro de los límites de $\pm\sigma$ mostrado por las regiones punteadas. Debe hacerse notar que la carga de diseño L_d y el valor nominal de la resistencia R_n se encuentran del lado seguro de los valores de la media m_L y m_R respectivamente. Incluso se puede observar que incrementando los márgenes de seguridad mediante un cambio aparte de las distribuciones reduciría el área achurada bajo el cruce de las distribuciones y consecuentemente reduciría la probabilidad de falla.

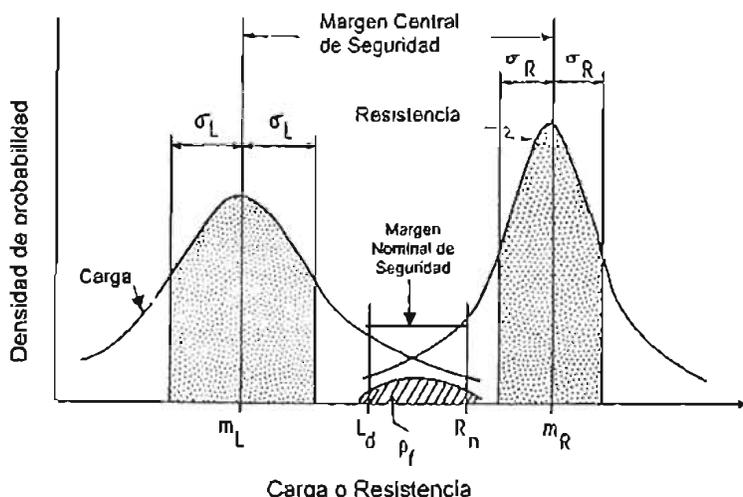


Figura 2.5 Interferencia de las distribuciones de carga y resistencia. (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

Esto deja a discusión el porque del factor nominal de seguridad algunas veces es llamado "el factor de ignorancia". El factor nominal de seguridad es la razón de la resistencia nominal a la carga nominal (carga

de diseño). El cual separa a la resistencia de la carga. Si fuera posible predecir el límite inferior del esfuerzo y el límite superior de la carga con completa certidumbre, las distribuciones de probabilidad serían truncadas, e incluso la menor separación de la resistencia mínima y la carga máxima podrían asegurar una completa integridad estructural con probabilidad de falla cero. El hecho es, sin embargo, que se usan factores de seguridad bastante grandes. Esto es en verdad una admisión tácita de que permanecen las incertidumbres y de que la sola aproximación determinística no es adecuada. El análisis de confiabilidad proporciona la aproximación a través de la cual las incertidumbres y los sesgos pueden ser examinados y cuantificados, y a pesar de ello se pueden tomar decisiones racionales.

2.2.7 Formato de confiabilidad logarítmiconormal.

Normalmente es necesario calcular numéricamente la probabilidad de falla usando las ecuaciones (2.16) ó (2.17). Cuando las distribuciones son lognormales, se dispone de una solución cerrada en términos de la variable normal estándar. Esto es el resultado de la propiedad multiplicativa de la distribución lognormal. Definiendo $Z = R/L$, la falla ocurre cuando $Z < 1$, por ejemplo, cuando la resistencia R es menor que la carga L . Usando los resultados resumidos en la tabla 2.1, uno obtiene

$$p_f = P(Z < 1) = F_U \left[\frac{\ln \left(\frac{1}{m_Z} \right)}{\sigma_{\ln Z}} \right] \quad (2.18)$$

Esto también se puede escribir como

$$P_f = 1 - F_U(\beta) \quad (2.19)$$

donde

$$\beta = \frac{\ln \left(\frac{m_R}{m_L} \right)}{\sigma^2_{\ln R} + \sigma^2_{\ln L}} \quad (2.20)$$

β es conocido como *índice de seguridad* y es un indicador preciso de confiabilidad cuando las distribuciones son verdaderamente logarítmico normales. En general, β es usado como una medida de la confiabilidad o como un indicador del rendimiento estructural.¹⁰

Si los coeficientes de variación son pequeños (digamos menos del 15%), el índice de seguridad puede ser aproximado por

$$\beta = \frac{\ln \left(\frac{m_R}{m_L} \right)}{\sqrt{V^2_R + V^2_L}} \quad (2.21)$$

¹⁰ El rendimiento estructural es una medida del desempeño global de la estructura, es decir, qué tanto rinde o se defiende en lo global.

2.2.8 Diseño basado en probabilidad.

El valor medio del esfuerzo y la carga pueden ser expresados en términos de sus valores nominales y sus factores de sesgo:

$$m_R = b_R R_n \quad (2.22)$$

$$m_L = b_L L_d \quad (2.23)$$

Típicamente, $b_R > 1$ y $b_L < 1$. Sustituyendo estas expresiones en la ecuación (2.21) y reordenando el resultado en la forma de la ecuación (2.12), el factor de seguridad convencional debe ser

$$SF \geq \frac{b_L}{b_R} e^{\left(\beta \sqrt{V_R^2 + V_L^2}\right)} \quad (2.24)$$

Esta es una expresión racional para el factor de seguridad, el cual depende del nivel de seguridad deseado indicado por β y la dispersión de las variables de diseño dado por V_R y V_L , la ecuación (2.12) se puede escribir en la forma

$$R_n \geq \left(\frac{b_L}{b_R}\right) e^{\left(\beta \sqrt{V_R^2 + V_L^2}\right)} L_d \quad (2.25)$$

$$\phi R_n \geq \gamma L_d \quad (2.26)$$

donde

$$\phi = b_R e^{(-\alpha \beta V_R)} \quad (2.27)$$

y

$$\gamma = b_L e^{(\alpha \beta V_L)} \quad (2.28)$$

La ecuación (2.26) puede resolverse para la capacidad nominal requerida por la componente estructural a ser diseñada. Los factores ϕ y γ están en el corazón de la aproximación de los factores de carga y resistencia de diseño (LRFD) propuestos por Galambos, et al. Los cuales son función de sus respectivos coeficientes de variación al igual que el índice de seguridad β . De esta forma, el conocimiento acerca de la variabilidad (dispersión) en las propiedades del material y las cargas impuesta pueden usarse para llegar a factores de seguridad de diseño racionales y consistentes. El índice de seguridad β es común a ambos factores de carga y de resistencia pueden ser seleccionados para reflejar la importancia del componente estructural y las consecuencias de su falla.

Los costos de construcción están ligados directamente a los factores de diseño, los cuales cambio están ligados al objetivo de seguridad del nivel de confiabilidad como se indica por el índice de seguridad β . El asesoramiento para la elección de los índices objetivos puede ser obtenido del código de procedimientos para la calibración el cual está diseñado para asegurar que, en promedio, una estructura diseñada con un nuevo código tendría una confiabilidad igual a una estructura similar diseñada con un código existente el cual tiene una historia de rendimiento satisfactorio. Un ejemplo de calibración limitada sugiere eso para la construcción fuera de la costa, donde el costo de transmitir la carga a los elementos estructurales representa una porción grande del total del costo de construcción, los ahorros potenciales pueden ser del orden del 10%, los cuales se pueden lograr sin alterar el nivel de confiabilidad promedio pero proporcionando en lugar gran uniformidad de confiabilidad entre los componentes estructurales y por ello evitando un sobre diseño innecesario e inútil.

Una generalización de la ecuación (2.26) es

$$\phi R_n \geq \sum_k \gamma_k L_k \quad (2.29)$$

donde los L_k 's representan valores nominales de carga tales como carga viva, carga muerta, y carga debida al viento ϕ y los γ_k son factores de seguridad parciales los cuales son elegidos para dar una confiabilidad uniforme sobre un rango amplio de condiciones de diseño y para reflejar no sólo las incertidumbres asociadas a los esfuerzos en los elementos y la carga, incluso incertidumbres profesionales, efectos del sistema estructural, etc. Todos los principales códigos escritos por las autoridades usan un formato similar a éste. Estos incluyen al AISC, ACI, NBC, DnV, y al API. Aunque los factores ϕ y γ_k tienen una probabilidad base, una vez que se han establecido estos factores, el diseñador utiliza los procedimientos de diseño usuales. El diseñador no tiene que ser un experto en la teoría de la probabilidad para utilizar los procedimientos de diseño basados en la probabilidad. La ecuación de diseño requerirá la manipulación de unos factores de diseño adicionales en vez de sólo trabajar con el factor de seguridad del esfuerzo como se indica en la ecuación (2.12). La gran flexibilidad, uniformidad de seguridad y compatibilidad con la teoría de confiabilidad proporcionado por el formato del factor de seguridad parcial pueden hacer que esto valga la pena. En el futuro, se espera que los procedimientos de diseño tiendan cada vez más al uso de estos métodos basados en probabilidad.

El desarrollo de los códigos de diseño estructural citados basados en la probabilidad, ha sido limitado para proporcionar el diseño de elementos individuales comprendiendo el sistema estructural total. Es necesaria la evaluación de los métodos de la confiabilidad del sistema para predecir el comportamiento del sistema completo de los numerosos elementos que comprenden el sistema estructural. La mayoría del trabajo de confiabilidad de las estructuras fuera de la costa se ha dirigido por sí mismo a la confiabilidad del sistema estructural y a la optimización económica de los criterios de carga oceanográfica y sísmica.

2.3 CONFIABILIDAD EN PLATAFORMAS.

2.3.1 Resistencia de la plataforma.

Un ejemplo de cómo la distribución de probabilidad de la capacidad axial del pilote puede ser estimada se explicó en el análisis precedente. Métodos similares pueden ser usados para describir el esfuerzo de fluencia del acero y las resistencias de las juntas estructurales y otros componentes los cuales comprenden al total de la estructura. Por ejemplo, se piensa que el acero ASTM A36 tiene un esfuerzo de fluencia de 36ksi. Este es el valor "mínimo" o nominal del esfuerzo de fluencia de este acero. Un análisis estadístico de 704,000 pruebas de placas de acero ASTM A36 muestra que el valor medio es de 42.3ksi y el coeficiente de variación es de 0.09. Esto significa que si el esfuerzo de fluencia es tiene una distribución lognormal, la probabilidad de que el esfuerzo de fluencia del acero sea menor que 36ksi es del 4%.

Se han realizado estimaciones de las distribuciones de probabilidad de la resistencia de la plataforma para las cargas que se le aplican usando el conocimiento del comportamiento del material del cual están hechas. Las distribuciones estadísticas de, por ejemplo, el esfuerzo de fluencia del acero y las capacidades de los pilotes de cimentación, junto con las incertidumbres profesionales derivadas del juicio del Ingeniero, son usadas conjuntamente con mecanismos de falla identificables para determinar la probabilidad condicional de falla de la plataforma dada la carga de la plataforma. Para hacer un análisis de confiabilidad estructural, la estructura se divide conceptualmente en subsistemas estructurales conectados en serie y en paralelo. Los modos de falla considerados son: (1) pierna de la cubierta, (2) conexión del pilote a la subestructura, (3) miembros de refuerzo, (4) juntas estructurales, (5) interacción suelo pilote, y (6) momento en el pilote y empuje lateral del suelo. De un análisis estructural, de fórmulas apropiadas para la predicción de resistencia y distribuciones de probabilidad asociadas, se puede obtener

una función de distribución acumulativa para cada modo de falla individual. Bajo la suposición de independencia de la resistencia a los modos de falla, la distribución acumulativa de la resistencia R de la plataforma (carga de falla) puede ser escrita como:

$$F_R(r) = 1 - \prod_i [1 - F_{R_i}(r)] \quad (2.30)$$

donde R_i representa la resistencia a los modos de falla individuales. Los modos de falla en la ecuación (2.30) constituyen una serie de "uniones débiles" del sistema en donde la falla en cualquier modo induce al colapso total del sistema. De la aplicación de dichos procedimientos se han obtenido estimaciones de la distribución de la resistencia con referencia a la carga de diseño.

Más recientemente, se ha presentado una aproximación por incrementos de carga para el análisis de resistencia del sistema estructural. En esta aproximación la estructura se desarrolla progresivamente como un conjunto de miembros sucesivos hasta que alcanzan su capacidad total y ocurre la falla. El método explica diferentes tipos del comportamiento de los miembros tales como dureza y ductilidad, para diferentes arreglos estructurales tales como miembros en paralelo y en serie, y correlación estadística y mecánica entre elementos estructurales. Mientras esta aproximación todavía se encuentra en desarrollo, promete formalizar el procedimiento de análisis de resistencia del sistema para que se puedan obtener resultados consistentes cuando se apliquen diferentes configuraciones estructurales con diferentes modos de tipo de falla. El método no permite la distribución de probabilidad total de la resistencia de la plataforma, pero proporciona la media y la varianza con el menor esfuerzo en su cálculo. La media y la varianza pueden por tanto ser usadas asumiendo una distribución, por ejemplo, lognormal, para llevar a cabo los cálculos de la confiabilidad.

2.3.2 Carga de la plataforma.

El ambiente del océano, tal como oleaje y viento, han sido ampliamente descritos usando métodos probabilísticos. El período de retorno de la ola se usa para describir la altura de ola que será igualada o excedida, en promedio, una vez cada varios años, por ejemplo, 100 años. La terminología tal como "ola de 100 años" u "ola de 25 años" es muy familiar. El período de retorno de la ola es determinado mediante un análisis de registros de olas o una predicción histórica de los datos de tormentas.

Se dispone de aproximaciones similares para caracterizar el movimiento de la tierra debido a los terremotos. A través de considerar todas las variables importantes que contribuyen a la carga de la plataforma (viento, oleaje, corriente, y sus direcciones relativas, así como también las teorías cinemáticas de la ola, coeficientes de arrastre, etc.), es posible construir una distribución de probabilidad de la carga de la plataforma para eventos individuales (tormenta, sismo) o para cualquier período de vida de diseño. Esta distribución puede ser expresada en términos de un indicador común de la carga de la plataforma tal como cortante basal horizontal máximo de la plataforma.

Sea denotada la distribución acumulativa de la carga máxima dada un evento de carga, p. e. cualquier huracán o terremoto, por $F_L(l | \text{evento})$ donde la barra vertical debe leerse como "dado", p. e., "dado un evento." Asumiendo independencia de los eventos de carga, la distribución de carga sobre cualquier tiempo, t , puede ser calculada como

$$F_L(l | t) = \sum_{n=0}^{\infty} p_N(n) [F_L(l | \text{evento})]^n \quad (2.31)$$

donde $p_N(n)$ es la probabilidad de n -eventos en un período de tiempo t y $F_L(l | \text{evento})$ elevado a la n -ésima potencia representa la probabilidad de que la carga sea menor que l en todos los n -eventos. Si la

distribución de Poisson¹¹, describe propiamente las probabilidades de ocurrencia de los eventos de carga, tenemos

$$F_L(l|t) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(\lambda t)^n}{n!} e^{-(\lambda t)} [F_L(l|\text{evento})]^n \quad (2.32)$$

Usando las propiedades de identidad¹², este resultado puede ser simplificado a

$$F_L(l|t) = e^{-\lambda t [1 - F_L(l|\text{evento})]} \quad (2.33)$$

La distribución de la carga anual máxima se obtiene fijando $t=1$.

2.3.3 Análisis de confiabilidad.

Dadas las distribuciones de la resistencia y de la carga, la probabilidad de falla de la plataforma p_f puede ser calculada usando las ecuaciones (2.16) ó (2.17). Usando la ecuación (2.16) y sustituyéndola en la ecuación (2.33) resulta

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(r) [1 - e^{-\lambda [1 - F_L(r|\text{evento})]}] dr \quad (2.34)$$

$$p_f = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} f_R(r) e^{-\lambda [1 - F_L(r|\text{evento})]} dr$$

Algunos investigadores prefieren trabajar con la función de confiabilidad $L_T(t)$, definida sobre un tiempo de duración $(0, t)$. Esta es el complemento de $p_f(t)$, p. e.,

$$L_T(t) = 1 - p_f(t) \quad (2.35)$$

Una aproximación conveniente a la ecuación (2.34) esta dada por

$$p_f(t) = 1 - e^{-t p_a} \quad (2.36)$$

donde p_a es la probabilidad anual de falla que es calculada usando la ecuación (2.16), en la cual L representa la distribución de carga máxima anual. La ecuación (2.34) esta graficada en la figura 2.6 como una función del tiempo para varias proporciones de desviación estándar de resistencia-carga y comparando los resultados obtenidos mediante la ecuación (2.36). Las curvas correspondientes a la ecuación (2.34) en la figura 2.6 fueron obtenidas simultáneamente incrementando $\sigma_{in R}$ y decrementando $\sigma_{in L}$ relativos a los valores del ejemplo utilizado en la referencia 23¹³ mientras se mantiene constante

¹¹ $p_N(n; \lambda, t) = \frac{(\lambda t)^n}{n!} e^{-(\lambda t)}$, $\lambda > 0$, $n = 0, 1, 2, 3, \dots$

¹² La propiedad identidad de la cual se habla hace referencia a que la suma de probabilidades de que la carga sea menor que "l" desde cero hasta infinito es igual a 1, por tanto, también puede expresarse como se escribe en la ecuación 2.33.

¹³ Stahl, B., y Blenkarn, K. A. Offshore platform reliability: A parameter study. Proc. Nat. Structural Engineering Conf., Methods of Structural Analysis. Madison, WI: ASCE, 1: 419-428, 1976.

$p_f(t)$. La diferencia entre los resultados exactos y los aproximados se comprueba al incrementar la proporción de la desviación estándar de la resistencia-carga de los incrementos. En la mayoría de los casos la proporción es menor que 1.0 por lo que la aproximación sería muy buena. De hecho, debido a que el valor de $p_a t$ generalmente es pequeño, la probabilidad de falla en el tiempo de vida ha sido más aproximada como

$$p_f(t) = p_a t \tag{2.37}$$

o, alternativamente, como

$$p_f(t) = \frac{p_f(T)}{T} t \tag{2.38}$$

donde T es la vida del proyecto. Las ecuaciones (2.37) y (2.38) han sido utilizadas por conveniencia y simplicidad. La ecuación (2.37) proporciona una frontera superior a las predicciones de la probabilidad de falla en el tiempo de vida, mientras que la ecuación (2.38) predice una frontera inferior.

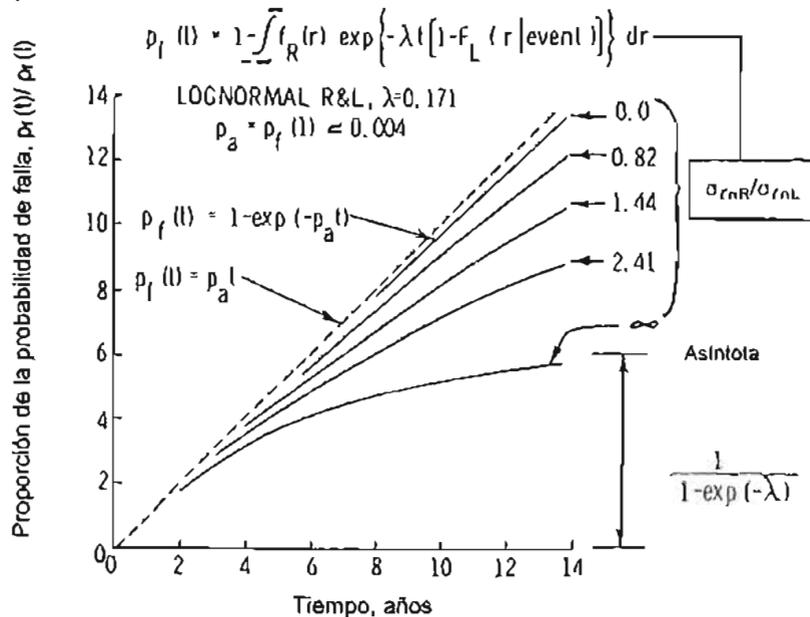


Figura 2.6 Probabilidad de falla en el tiempo de vida para diferentes proporciones de la desviación estándar de la resistencia a la carga. (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

2.3.4 Modelo ilustrativo de confiabilidad en plataformas.

Un modelo simple de confiabilidad en plataformas en el cual la carga de la plataforma debido a las olas del océano considerado el ambiente dominante de conducción de fuerzas se considera aquí para propósitos ilustrativos. El modelo esta basado en el uso de las distribuciones lognormal para la carga y resistencia de plataformas.

Las cargas en una plataforma son asumidas para ser funcionalmente relacionadas con la altura de ola en la forma

$$L^* = \zeta G H_d^\delta \tag{2.39}$$

donde L^* es la variable aleatoria de la carga predicha teóricamente como la carga cortante basal horizontal máxima en la plataforma, ζ es una constante de proporcionalidad, G es una variable aleatoria asociada con el procedimiento del cálculo de la fuerza (p. e., coeficientes de masa y arrastre, cinemática de la ola, efectos tridimensionales, e incertidumbres profesionales), H es la máxima altura de ola aleatoria, y δ es un exponente determinístico. Después de escoger una altura de ola de diseño H_d específica y un valor específico de G , digamos el valor medio \bar{m}_G , la carga para la cual se diseña la estructura es

$$L_d = \zeta \bar{m}_G H_d^\delta \tag{2.40}$$

Una descripción probabilística de las alturas de ola del océano se muestra en la figura 2.7. La ordenada es la altura de ola y la abscisa representa la probabilidad anual de exceder una altura de ola específica. La distribución de carga acumulativa teórica resultante del uso de la ecuación (2.40) se muestra en la figura 2.8.

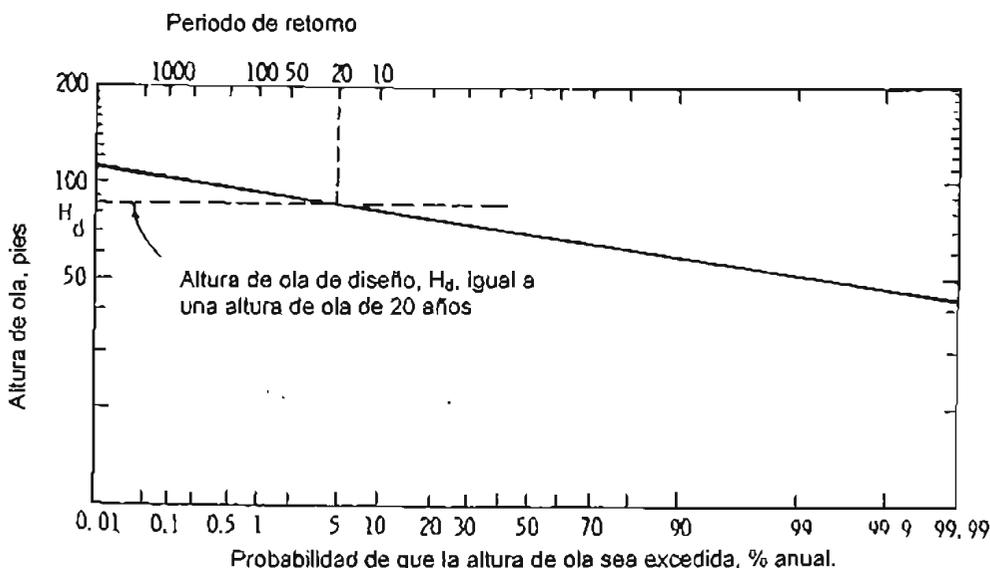


Figura 2.7 Ejemplo de la distribución de la altura de ola máxima. (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

Dada la descripción probabilística del ambiente del océano, en términos de la altura de ola o de la carga de la plataforma, el diseñador de la plataforma debe decidir la altura de la ola de diseño (o la carga de diseño) la cual caracteriza a la resistencia para la cual será diseñada la estructura. Esta elección frecuentemente se hace un poco arbitrariamente. Por ejemplo, la práctica común en el Golfo de México es seleccionar una altura de ola de diseño correspondiente a una altura de ola de 100 años determinada de las estadísticas oceanográficas, p. e., la altura de ola que tiene un periodo de retorno promedio de 100 años. En el Mar del Norte, las agencias reguladoras especifican que se deben elegir como alturas de ola de diseño una altura de ola de 50 años en el sector inglés y una altura de ola de 100 años en el sector noruego. Para propósitos ilustrativos, el ejemplo de la altura de ola de diseño H_d mostrada en la figura 2.7 es seleccionado para ser igual a la altura de ola de 20 años de 86 pies, la cual tiene una probabilidad de excedencia anual de 1/20, ó 5%. Equivalentemente, la carga de diseño L_d de la plataforma correspondiente a la altura de ola de 20 años puede ser mostrada como se indica en la figura 2.8.

Teniendo una altura de ola o una carga de diseño específica, el diseñador de la plataforma utiliza los reglamentos de diseño tales como las especificaciones AISC o las prácticas recomendadas para el dimensionamiento de miembros estructurales API RP 2A. Debido a que estos reglamentos especifican el uso de factores de seguridad para el diseño de varios componentes estructurales, la resistencia última de la plataforma es más grande que la carga de diseño. Por esta razón, incluso si la plataforma estuviera sujeta a la ola de diseño, es muy improbable que la plataforma falle.

Precisamente como las cargas ambientales solo pueden ser descritas en un sentido probabilístico, la resistencia de la plataforma para una carga dada del mismo modo debe ser descrita en una manera probabilística. La variabilidad de la resistencia de la plataforma (carga de falla) surge de la carencia de uniformidad en las propiedades del acero, las condiciones del suelo, y la calidad de la construcción. El valor medio de la resistencia última de la plataforma o la resistencia de diseño de la estructura puede expresarse como

$$m_R = \kappa(L_d) = \kappa\left(\xi\right)\left(\bar{m}_G\right)\left(H_d^\delta\right) \tag{2.41}$$

donde κ es el factor de resistencia última, la proporción de la resistencia última media de la plataforma a la carga de diseño. Debe notarse que la altura de la ola de diseño como se usa en la ecuación (2.41) no es un parámetro oceanográfico; es meramente un parámetro de diseño que caracteriza a la resistencia de la plataforma.

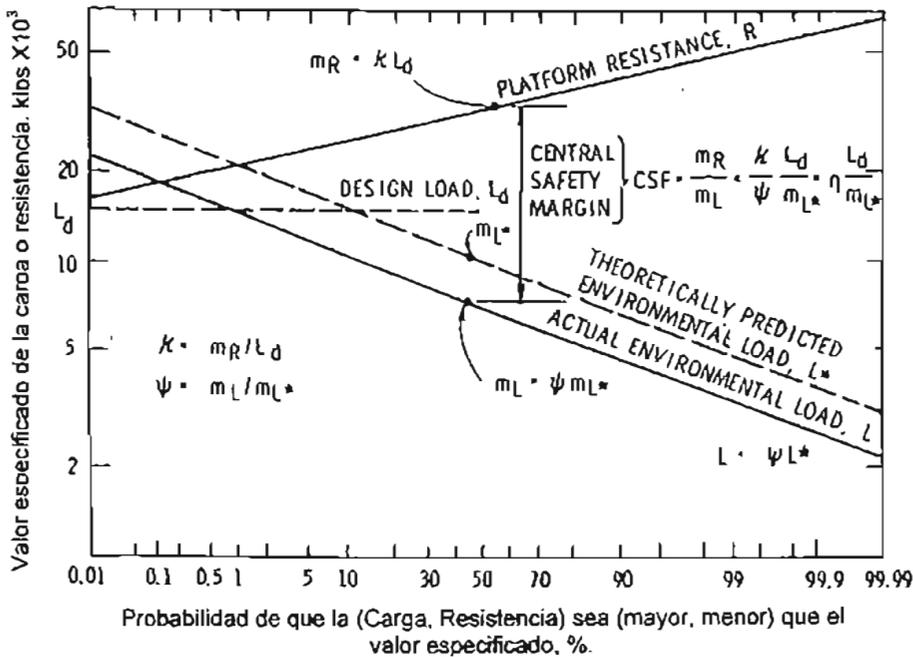


Figura 2.8 Parámetros de confiabilidad en plataformas. (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

La varianza $\sigma_{m_R}^2$ de la distribución de la resistencia esta asociada con el valor medio de la resistencia. El valor medio de la resistencia es (vea la tabla 2.1)

$$\bar{m}_R = m_R e^{-\frac{1}{2}\sigma_{\ln R}^2} \tag{2.42}$$

La resistencia de la plataforma ahora está caracterizada mediante la definición del valor medio \bar{m}_R y la varianza $\sigma_{\ln R}^2$ usando una distribución lognormal.

El siguiente paso es determinar los parámetros para la distribución lognormal de la carga. En la presente formulación la carga máxima L realmente esperada ser experimentada por la estructura se permite diferir de la carga L^* predicha teóricamente por un multiplicador determinístico ψ :

$$L = \psi L^* \quad (2.43)$$

Sustituyendo en la ecuación (2.39) da

$$L = \psi \xi G H^\delta \quad (2.44)$$

La media y la varianza de L son

$$\bar{m}_L = \psi \xi \bar{m}_G (\bar{m}_H)^\delta \quad (2.45)$$

y

$$\sigma_{\ln L}^2 = \sigma_{\ln G}^2 + (\delta \sigma_{\ln H})^2 \quad (2.46)$$

las cuales están influenciadas por descripciones probabilísticas de la altura de ola y la incertidumbre en el procedimiento del cálculo de la carga dado que se conocía la altura de ola.

Todos los parámetros para el análisis de confiabilidad ahora están definidos. La probabilidad de falla puede ser calculada de la ecuación (2.19) usando

$$\beta = \frac{\ln \left[\eta H_d^\delta \bar{m}_H^{-\delta} e^{\left(-\frac{1}{2} \sigma_{\ln R}^2 \right)} \right]}{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln L}^2} \quad (2.47)$$

donde $\eta = \kappa/\psi$ es el factor resistencia-carga que combina la tendencia central de la carga y la resistencia en una cantidad individual. Estudios de las geometrías típicas de las plataformas diseñadas mediante el API RP 2A han mostrado que η es al menos igual a 2.0, pero valores de η tan grandes como 3.5 han sido deducidos de los análisis de las plataformas sobrevivientes durante los huracanes. Si H representa la distribución anual de la altura de ola máxima, entonces la ecuación (2.19), con β de la ecuación (2.47), da la probabilidad de falla anual, p_a . La probabilidad de falla en el tiempo de vida puede ser calculada usando la aproximación dada por las ecuaciones (2.37) ó (2.38).

2.4 ANÁLISIS DEL VALOR ECONÓMICO.

2.4.1 Costo total.

De la ecuación (2.47) es claro que el Índice de seguridad β puede hacerse arbitrariamente grande, y en cambio la probabilidad de falla p_a se hace arbitrariamente pequeña, incrementando la altura de ola de diseño H_d . Pero como se incrementa la altura de ola de diseño, también se incrementa el costo de la plataforma. Para llevar a cabo un balance apropiado entre el costo y la seguridad, se deben utilizar las herramientas del análisis del valor económico.

El costo total del proyecto de una plataforma esta constituido de dos partes: el costo inicial de la plataforma y los costos esperados asociados con el riesgo de falla. Esto puede ser escrito simplemente como

$$E(CT) = CI + E(CF) \quad (2.48)$$

donde $E(CT)$ es el costo total esperado; CI es el costo inicial de la plataforma; y $E(CF)$ es el costo esperado de falla.

Tanto el costo inicial como el costo esperado de falla son funciones de la probabilidad de falla de la plataforma. El objetivo es encontrar la probabilidad de falla p_a que minimice a la ecuación (2.48). Habiendo encontrado el p_a óptimo, los parámetros de diseño tales como la altura de ola de diseño pueden ser determinados del modelo de confiabilidad. Debe hacerse notar que la ecuación (2.48) sólo necesita incluir los costos que son función de la probabilidad de falla. Los costos que no son función de la probabilidad de falla no influenciaran la elección de los parámetros de diseño óptimos.

2.4.2 Costos Iniciales.

El costo inicial de una plataforma esta ligado directamente con el nivel de intensidad del criterio de diseño especificado. La altura de la ola de diseño H_d es una medida de la resistencia de la plataforma. A mayor altura de ola de diseño, mayor cantidad de materiales requeridos y mayores costos de construcción. Se puede estimar la variación de los costos iniciales con la altura de la ola de diseño, mediante el diseño de una plataforma para varias alturas de ola de diseño. Del modelo de confiabilidad se puede estimar la probabilidad de falla p_a . Graficando los costos iniciales contra p_a , se ha encontrado la siguiente relación que proporciona un ajuste preciso a los datos del costo inicial:

$$CI = C_0 - C \ln(p_a) \quad (2.49)$$

donde C_0 y C son constantes, la constante C representa el incremento del costo inicial requerido para reducir p_a por un factor de $e \approx 2.71$. Esta relación será utilizada para desarrollar una solución única para el valor óptimo de p_a .

2.4.3 Tipos de costos de falla.

Los costos de falla pueden ser agrupados en las siguientes categorías:

- a. Costos de restauración, CF_a .
 - i. Salvamento.
 - ii. Conexión de pozos.
 - iii. Abatimiento de la contaminación y limpieza total.
- b. Costos de sustitución, CF_b .
 - i. Sustitución de plataforma.
 - ii. Sustitución de equipo de producción.
 - iii. Reperforación de pozos.
- c. Costos o multas asociadas con la producción.
 - i. Pérdidas esperadas debido al aplazamiento de la producción, CF_{dr} .
 - ii. Pérdidas esperadas debido al abandono de las reservas, CF_{ir} .

Además de los costos cuantificables con facilidad, los costos de falla deben reflejar los factores intangibles tales como el riesgo para el personal, credibilidad general o reputación, e impacto ambiental. En algunas áreas fuera de la costa, como en el Golfo de México, el riesgo a la vida no es un factor porque hay suficientes avisos que permiten por anticipado la evacuación cuando los huracanes se aproximan. Experiencias pasadas han indicado que la contaminación no ha sido un problema como resultado de la falla de una plataforma durante la acción de severos huracanes. Con el aumento en el uso de válvulas de

cierre confiables de los pozos, la probabilidad de contaminación en el evento de falla de una plataforma se reduciría todavía más. Consecuentemente, estos factores serían mínimos.

El cómo deben ser tratadas las multas asociadas con el aplazamiento de la producción depende de las circunstancias particulares. Si, por ejemplo, una compañía productora ha contratado a una empresa de servicios para proporcionar una cantidad específica de combustible, y si hay una multa grande por no satisfacer la obligación, el aplazamiento de la producción se convertiría en un costo (o multa) significativo a no ser por el valor presente real esperado del aplazamiento de la producción. Para dar razón de las circunstancias específicas y para reflejar la política de riesgo particular de la compañía, se deben utilizar los conceptos de la teoría de utilidad para expresar una preferencia por el riesgo de aceptar o de aversión. En este capítulo todos los costos son tratados como valores reales esperados, sin consideración de impuestos, derechos de autor, o conceptos de utilidad.

2.4.4 Costo esperado de falla.

Asumiendo un descuento continuo, el valor presente P de un pago futuro S_t en el tiempo t puede ser escrito como

$$P = e^{-jt} S_t \quad (2.50)$$

o inversamente,

$$S_t = e^{jt} P \quad (2.51)$$

donde j es la tasa de descuento anual usada para traer los pagos futuros a valores presentes. La tasa de descuento normalmente puede incluir los efectos de la inflación y típicamente se concentra en las cercanías del 12 – 16%.

Permitamos que el costo de falla sea evaluado para el tiempo $t = 0$ y denotado por EQCF (costo equivalente de falla). Bajo las condiciones de inflación a una tasa anual r , el costo de falla en algún tiempo futuro t es igual a

$$CF = e^{rt} EQCF \quad (2.52)$$

El costo de falla esperado en el tiempo t (sobre el intervalo dt) es igual a CF multiplicado por la diferencial de probabilidad de falla en el tiempo t . Usando la aproximación dada por la ecuación (2.37),

$$dp_f(t) = p_a dt \quad (2.53)$$

Por lo tanto,

$$CF dp_f = e^{rt} EQCF p_a dt \quad (2.54)$$

Trayendo esto de regreso a un tiempo cero resulta

$$dE(CF) = e^{-jt} e^{rt} (EQCF)(p_a) dt \quad (2.55)$$

Integrando sobre todos los valores de tiempo $(0, T)$, el costo esperado de falla se convierte en

$$E(CF) = (EQCF)(p_a)(PVF) \quad (2.56)$$

donde PVF es el valor presente de una unidad de costo anual uniformemente distribuido en el tiempo y continuamente descontada sobre T años, dada por

$$PVF = \frac{1 - e^{-iT}}{i} \quad (2.57)$$

donde $i = j - r$ esta definida como la tasa de descuento anual neta. PVF es el complemento continuo de la serie uniforme presente de un factor de valor.

En lo que sigue, las ecuaciones serán derivadas para calcular los costos esperados y los costos equivalentes de falla. La derivación será presentada en una secuencia lógica de acuerdo con diferentes posibles suposiciones.

- ❖ **Suposición de no reemplazo.** Aquí se supone que sólo existe una oportunidad para construir la plataforma y que las reservas produzcan. Si la plataforma fallara, no habría oportunidad para reconstruir la plataforma. Bajo estas condiciones, los costos esperados de falla serían aquellos asociados con la pérdida probabilística de producción, a demás del costo probabilístico de restauración.
- ❖ **Pérdidas esperadas por los ingresos.** Se supondrá que desde el principio del proyecto hasta el final, habrá un flujo de renta uniforme de $\$R$ / año. En verdad, no es deseable que el flujo de ingresos sea uniforme, pero para los propósitos presentes, el flujo uniforme de ingresos se presta para las soluciones únicas y facilita la ilustración del método.

En algún punto del tiempo t sobre un intervalo de tiempo dt , se reunirá un aumento en la cantidad de ingresos igual a $R dt$. Si la plataforma se perdiera en el tiempo t , el flujo de rentas restantes se perderían. El valor del flujo de ingresos perdidos es

$$CF_{lr}(t) = \int_t^T R d\tau = R(T - t) \quad (2.58)$$

Incluyendo un descuento continuo, el valor del flujo de ingresos perdidos en el tiempo t es

$$CF_{lr}(t) = \int_t^T e^{-i(r-t)} R d\tau = R e^{it} \frac{e^{-it} - e^{-iT}}{i} \quad (2.59)$$

El siguiente paso es incluir la probabilidad de pérdida del flujo de ingresos. Usando la ecuación (2.37), el incremento esperado del valor presente de la pérdida puede ser obtenida multiplicando el valor descontado de la pérdida por la probabilidad de que ocurriera dicha pérdida. Esto da

$$dE(CF_{lr}) = CF_{lr}(t) e^{-it} p_a dt \quad (2.60)$$

Sustituyendo la ecuación (2.59) e integrando sobre todos los valores de t da el valor presente esperado de la pérdida de ingresos, p. e.,

$$E(CF_{lr}) = \frac{Rp_a}{i^2} \left[1 - (1 + iT)e^{-iT} \right] \quad (2.61)$$

- ❖ **Costos esperados de restauración.** En el evento de falla, se incurrirá en un conjunto de sumas de costos de restauración CF_a . El incremento del valor presente esperado del costo de restauración puede ser escrito, en manera similar a la ecuación (2.60), como sigue:

$$dE(CF_a) = CF_a e^{-it} p_a dt \quad (2.62)$$

Integrando la ecuación (2.62) sobre todos los valores de t da

$$E(CF_a) = CF_a (p_a) (PVF) \quad (2.63)$$

Con los resultados anteriores, el costo (o multa) esperado de falla por la suposición de no reemplazo es la suma de las ecuaciones (2.61) y (2.63).

- ❖ **Suposición de reemplazo.** Aquí se supone que cuando la falla ocurre la plataforma será reemplazada. Debido a que la plataforma será reemplazada, los ingresos no se perderán, sólo se aplazarán. Si el valor del dinero en el tiempo fuera constante (la tasa de descuento neta es igual a cero), el valor presente del flujo de ingresos, incluso si se atrasara, no cambiaría y por lo tanto no habría ninguna pérdida. Sin embargo, debido a que la tasa de descuento neta generalmente es diferente de cero, se incurriría en una pérdida esperada debido al aplazamiento del flujo de ingresos. Si la falla ocurriera en algún punto en el tiempo t , los costos incurridos debido al aplazamiento del flujo de ingresos sería el valor del flujo de ingresos restante menos el valor del flujo de ingresos aplazado por ΔT . Esto puede ser escrito, similar a la ecuación (2.59), como sigue:

$$CF_{dr}(t) = \int_t^T e^{-i(t-\tau)} R d\tau - \int_{t+\Delta T}^{T+\Delta T} e^{-i(t-\tau)} R d\tau = R [1 - e^{-i\Delta T}] e^{-it} \frac{e^{-i(T-t)} - e^{-i(T-t-\Delta T)}}{i} \quad (2.64)$$

Mediante los procedimientos ya dados, el costo esperado debido al aplazamiento del flujo de ingresos esta dado por la ecuación (2.61), excepto que R se reemplaza por $R[1 - e^{-i\Delta T}]$. Debe notarse que una tasa de descuento neta cero o un periodo de aplazamiento cero causaría que este termino desapareciera.

Además de los costos debidos al aplazamiento de los ingresos, se incurriría en costos de restauración así como en costos de reemplazo. La ecuación (2.63) da el resultado para el costo esperado de restauración, $E(CF_a)$. El costo esperado de reposición $E(CF_b)$ puede ser derivado en una manera similar. La suma de estos dos costos puede ser escrita como

$$E(CF_a + CF_b) = (CF_a + CF_b) (p_a) (PVF) \quad (2.65)$$

Con las limitaciones de la ecuación de la probabilidad de falla en el tiempo de vida, ecuación (2.37), los resultados obtenidos de la suposición de no reemplazo son exactos. Para la suposición de reemplazo, sin embargo, los resultados son aproximados, debido a que se considera un solo reemplazo. Después de un primer reemplazo, es posible tener una segunda falla; después de un segundo reemplazo, es posible tener una tercera falla; etc. Se puede mostrar que la consideración de múltiples fallas en un proyecto de sustitución tipo incrementa ligeramente el costo esperado. Sin embargo, para valores típicos de p_a , digamos 10^{-3} , para propósitos prácticos es suficientemente exacto considerar un único reemplazo.

- ❖ **Modelo de combinación reemplazo y no reemplazo.** La realidad se encuentra entre las suposiciones de reemplazo y no reemplazo. Si la falla de una plataforma ocurriera tempranamente en la vida del proyecto, sería factible reemplazar la plataforma y reanudar las operaciones de producción. Por otra parte, en algún punto en el tiempo T^* , $T^* < T$, de la vida del proyecto, no sería económico el reemplazo. En el presente análisis, se supondrá que T^* puede ser estimado de una evaluación económica convencional del proyecto, simplemente como T , el proyecto de vida, puede ser estimado.

En el modelo de combinación aquí descrito, se supondrá que el reemplazo será hecho para parte de la vida del proyecto, desde $t = 0$ hasta $t = T^*$. Si la falla ocurriera más allá de T^* , el flujo de ingresos restante se perdería. El costo esperado de falla puede presentarse en la forma de la ecuación (2.56) donde EQCF es la suma de los siguientes cuatro términos:

$$EQCF_{dr} = \frac{R[1 - e^{-i\Delta T}]}{i} \frac{1 - e^{-iT^*} - iT^* e^{-iT^*}}{1 - e^{-iT}} \quad (2.66)$$

$$EQCF_v = \frac{R e^{-iT^*} - [1 + i(T - T^*)]e^{-iT}}{i(1 - e^{-iT})} \quad (2.67)$$

$$EQCF_a = CF_a \quad (2.68)$$

$$EQCF_b = CF_b \frac{1 - e^{-iT^*}}{1 - e^{-iT}} \quad (2.69)$$

2.5 SELECCIÓN DEL CRITERIO DE DISEÑO.

2.5.1 Optimización económica.

Si la expresión para el costo inicial, ecuación (2.49), y la expresión para el costo esperado de falla, en la ecuación (2.56), son sustituidas en la ecuación (2.48) y el resultado se diferencia respecto a p_a y se iguala a cero, se obtiene la siguiente relación:

$$p_{a_{opt}} = \frac{C}{(EQCF)(PVF)} \quad (2.70)$$

Este es el nivel de riesgo económicamente óptimo calculado.

Del modelo de confiabilidad de la plataforma,

$$P_a = 1 - F_U(\beta) \quad (2.71)$$

Invirtiendo esta ecuación y sustituyéndola en la ecuación (2.70) resulta en

$$\beta_{opt} = F_U^{-1}(1 - p_{a_{opt}}) \quad (2.72)$$

Finalmente, sustituyendo esto para β en la ecuación (2.47) y resolviendo para H_d da:

$$H_{d_{opt}} = \frac{\bar{m}_H}{\delta \eta} e^{\frac{1}{\delta} \beta_{opt} \cdot \sigma^2 \ln R + \sigma^2 \ln L + \frac{1}{2\delta} \sigma^2 \ln R} \quad (2.73)$$

Este es un simple ejemplo que únicamente incluye cargas debidas a las olas del océano. También se pueden desarrollar modelos que incluyan combinaciones de carga debido a oleaje, viento, corrientes, y sismos, considerando múltiples estados de daño, y los efectos dinámicos y de fatiga.

No se pueden hacer estudios de sensibilidad de la altura de ola de diseño cambiando el valor de varios parámetros de confiabilidad usando directamente la ecuación (2.73). Esto es porque el valor óptimo de β depende por sí mismo de los parámetros de confiabilidad. Una aproximación a los estudios de sensibilidad basada en la evaluación de los costos de las multas asociadas con los cambios en varios parámetros de entrada se presenta en la referencia 23. Tales estudios conducen a la idea referente a la importancia de los numerosos parámetros que son requeridos para la optimización.

2.5.2 Criterio socio-económico.

Este tema ha sido discutido por Flint et al., quien ha desarrollado un criterio socio-económico el cual esta basado en la determinación del nivel de riesgo para el cual la sociedad no esta preparada para pagar el costo por seguridad adicional.

Usando esta aproximación, el objetivo del nivel de riesgo para el diseño de la plataforma puede expresarse por la siguiente ecuación:

$$P_o = \frac{C}{\left[EQCF + \frac{m^2 r}{K_s}\right] PVF} \quad (2.74)$$

donde v es una constante sugerida por Flint et al. como \$ 50,000 , n_r es la cantidad de personal (digamos 100) a bordo de la plataforma, y K_s es un factor del criterio social tomado por Flint et al. como 5.0 para estructuras costa afuera.

Debe hacerse notar que la ecuación (2.74) no es idéntica a la ecuación objetivo de riesgo derivada de Flint et al. Esta última no contiene el término EQCF debido a que fue derivada usando la curva de costo inicial, en vez de la curva del costo total esperado.

2.5.3 Riesgos en perspectiva.

La teoría de confiabilidad ha notable sobrestimando los riesgos debido a la modelación conservativa de las distribuciones de carga y resistencia. En el Golfo de México, el índice histórico de falla de las plataformas se ha calculado como aproximadamente de 0.003 anual. Pero debe recordarse que el índice histórico en el Golfo de México representa fallas de plataformas diseñadas antes del desarrollo de un criterio de diseño moderno para plataformas. Las plataformas diseñadas bajo un criterio presente tal como la práctica recomendada del API RP 2A deben manifestar índices de falla aún más pequeños, pero solo la evaluación de la experiencia a largo plazo proporcionara una indicación decisiva.

Mientras tanto es útil comparar los valores calculados teóricamente con la evidencia histórica, hasta cierto punto el cálculo de la probabilidad de falla puede ser referido como sólo un paso intermedio para llegar al criterio de diseño óptimo. Esto no es lo principal, el resultado final solicitado, pero es solo un sostén usado para optimizar el criterio y comparar aproximaciones alternativas de diseño. Puede mostrarse, por ejemplo, que si la probabilidad de falla calculada esta alejada por una constante aditiva por toda el rango de valores de la variable de diseño considerada, el valor óptimo de la variable de diseño puede permanecer sin cambio.

Incluso si las probabilidades calculadas no difieren exactamente por una constante aditiva, el proceso de optimización aún puede llevar a casi los mismos resultados. Esto puede ser ilustrado examinando el efecto de usar diferentes distribuciones de probabilidad. Las variaciones del costo total esperado producido por diferentes tipos de funciones de distribución de probabilidad se muestran en la figura 2.9 para un ejemplo tomado de la referencia 23. El análisis fue realizado igualando la media y la varianza de la variable aleatoria de la carga para diferentes tipos de distribuciones. Todos los tipos de distribuciones dan casi el mismo óptimo. Las distribuciones Lognormal, Gamma, Valor Extremo Tipo I, Exponencial, y Weibull dan resultados contenidos en la estrecha banda achurada. Los resultados usando las distribuciones Normal y Frechet se muestran separadamente, con la distribución Frechet prediciendo la menor altura de ola de diseño. La distribución de carga lognormal, para coeficientes de variación grandes comúnmente encontrados en el ambiente fuera de la costa, parece proporcionar una estimación conservativa de la probabilidad de falla en el rango de interés. El resultado importante a notar del ejemplo de la figura 2.9, sin embargo, es que mientras diferentes distribuciones de probabilidad proporcionan

diferentes probabilidades de falla calculadas, el resultado final de la altura de ola de diseño óptima predicha es casi la misma.

La probabilidad teórica de falla calculada es una noción de la probabilidad de falla que sólo incluye aquellos riesgos que pueden ser controlados por el diseñador a través de especificar los factores de seguridad de diseño apropiados. Los riesgos adicionales, sin embargo, surgen debido a errores, p. e., riesgos que surgen de errores en las suposiciones, cálculos, detalles y comunicaciones, construcción defectuosa y sobrecarga accidental. No se ha diseñado para tales errores. En cualquier caso sólo podría ser por accidente, que un incremento arbitrario en el acero de la plataforma o de la capacidad de la cimentación podría prevenir la ocurrencia de tales errores. El dinero gastado para tales incrementos arbitrarios podría ser más efectivamente gastado en control de calidad, inspección y monitoreo de los procedimientos operacionales para evitar tales riesgos.

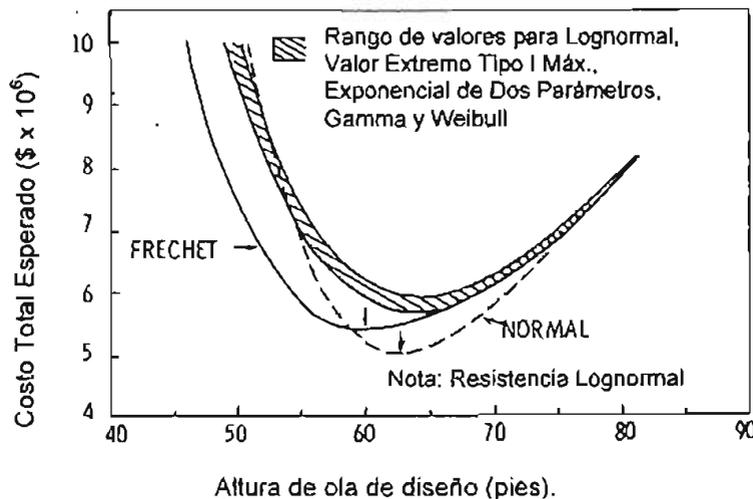


Figura 2.9 Costo total esperado para diferentes distribuciones de probabilidad. (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

Sin tener en cuenta el cómo se interprete el cálculo de la probabilidad de falla, es de gran utilidad comparar los resultados con los registros históricos de seguridad y experiencia en otras áreas de la actividad humana. Suponiendo no existe advertencia de eventos potenciales de cargas extremas, ni medio de escape, y asumiendo que la tripulación de la plataforma pasa casi la mitad del año en un lugar fuera de la costa, su riesgo anual de exposición al colapso de una plataforma sería menor que 0.0005 (en un nivel básico de riesgo de 0.001)¹⁴. Pero con el uso de sistemas de apoyo, incluso si se llegará a presentar el colapso de la plataforma no significaría necesariamente que todos los ocupantes estarían lesionados gravemente. Consecuentemente, el riesgo de muerte relacionado con el colapso estructural fuera de la costa sería mucho menor al 0.0005 anual. A modo de comparación (ver tabla 2.2) se nota que la realización de otras actividades comunes envuelve grandes riesgos. Como un ejemplo, basado en 1000 horas de exposición por año, la tripulación de una línea aérea está sujeta a un riesgo anual de alrededor de 0.0012. Basado en tales estudios estadísticos de riesgo, Bea proporciona una discusión de los niveles de riesgo a ser considerados para las estructuras fuera de la costa.

La asignación de recursos para proporcionar seguridad al personal debe ser considerada muy cuidadosamente. Desembolsos ineconómicos en la reducción del riesgo, usando alternativas de seguridad inefectivas, solo pueden ser compensados por una reducción del beneficio de todas las partes involucradas. Se han citado ejemplos en la literatura que indican que la asignación de recursos para mejorar la seguridad en un área de cuidado ha reducido la seguridad global. Abrahamson discute el

¹⁴ Es decir, se supone que la probabilidad aceptable de falla es 0.001.

efecto de construir barcos con más acero para incrementar la seguridad y concluye que en general la seguridad se reduce. Esto puede ser fácilmente entendido, especialmente cuando uno considera el hecho de que la producción del acero extra requerido involucra riesgos en todas las etapas desde el momento en que el mineral es extraído de la mina hasta la construcción del barco. Se pueden inferir conclusiones similares considerando una asignación irrazonable de recursos limitados para construir estructuras fuera de la costa con requerimientos de confiabilidad excesivos.

Tabla 2.2 Comparación anual de riesgos de muerte¹⁵.
(Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

Actividad	Exposición	Riesgo anual / persona
1. Todas las causas	-----	0.0092
2. Aviación general	200 horas / año	0.0054
3. Vuelo por gusto	100 horas / año	0.0045
4. Alpinismo (internacional)	100 horas / año	0.0027
5. Viajes en avión (tripulación)	1000 horas / año	0.0012
6. Operaciones fuera de la costa (U. K.) (excepto construcción, buceo y buques)	-----	0.0011
7. Navegación	143 horas / año	0.0007
8. Extracción minera, minería	-----	0.0006
9. Construcción	-----	0.0006
10. Agricultura	-----	0.0006
11. Motociclismo	5000 millas / año	0.0006
12. Automovilismo	12000 millas / año	0.0004
13. Todas las Industrias	-----	0.00015
14. Viajes en avión (pasajeros)	100 horas / año	0.00012
15. Homicidio	-----	0.00010

El enfoque de la confiabilidad no es una panacea para el desarrollo de criterios de diseño. La confiabilidad no releva al ingeniero de ejercer un buen juicio. Correctamente usado, el enfoque de la confiabilidad conduce a dimensiones mayores de entendimiento de como varios factores de diseño están interrelacionados y por eso facilita un buen juicio. La confiabilidad requiere una evaluación crítica de todas las variabilidades de los parámetros de diseño. El desarrollo continuo y la aplicación de los análisis de confiabilidad y riesgo sólo pueden servir para optimizar los criterios y procedimientos de diseño de una plataforma.

¹⁵ Compilado de: *Rationalization of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes*. CIRIA Report 63. Seminar ed. London: U. K. Construction Industry Research and Information Association, 1976. *Accident facts*. National Safety Council, ediciones : 1968, 1975 y 1976.

3.1 DISEÑO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO O PERMISIBLES (WSD / ASD).

La mayoría de las estructuras de acero existentes, se diseñaron empleando métodos elásticos. El diseñador estima las cargas de trabajo y diseña los miembros estructurales con base en los esfuerzos permisibles, los cuales, generalmente, son un fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero empleado. Aunque el término "diseño elástico" se usa comúnmente para describir este método, los términos *diseño por esfuerzos permisibles* o *diseño por esfuerzos de trabajo* son más apropiados. Muchas de las especificaciones para este método tienen su base en el comportamiento plástico o en la resistencia última, y no en el comportamiento elástico.

Se ha observado que la ductilidad del acero proporciona una reserva de resistencia y esta circunstancia es la base del diseño plástico, en el cual las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de seguridad o de sobrecapacidad, por lo que los elementos estructurales se diseñan con base en su resistencia al colapso, razón por la que éste método también recibe el nombre de diseño al colapso.

Sabemos que la mayor parte de la curva esfuerzo-deformación, va más allá del límite elástico del acero. Estudios experimentales nos han mostrado que el acero puede resistir esfuerzos considerablemente mayores que su esfuerzo de fluencia, y que en casos de sobrecargas las estructuras estáticamente indeterminadas tienen la capacidad de repartir dicha sobrecarga, debido a la ductilidad del acero. Con base en esta información se han realizado muchas propuestas de diseño plástico en las últimas décadas. Indudablemente, para ciertas estructuras es un hecho que con el diseño plástico se puede lograr un uso más económico del acero que con el diseño elástico, no obstante, el método plástico de diseño no se ha generalizado entre los proyectistas de acero estructural y rara vez se usa en la práctica.

Hasta nuestros días el Instituto Americano de Construcciones en Acero (AISC por sus siglas en inglés), ha promovido el uso del método de diseño por esfuerzos permisibles. En nuestro país, las escuelas de ingeniería han adoptado el diseño de estructuras mediante el método ASD, el cual es enseñado en las aulas de las mismas, razón por la cual no se entrara a detalle en la explicación de éste método en el presente trabajo.

3.2 DISEÑO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE EL MÉTODO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).

3.2.1 Desarrollo histórico del método de diseño por factores de carga y resistencia.

El proceso del diseño estructural en la antigüedad consistía en repetir lo que se había hecho en el pasado, con casi nulo conocimiento del comportamiento de los materiales o de la teoría de las estructuras. El éxito o falla de una estructura únicamente se determinaba con base en si ésta soportaba la carga real a la que era sometida o se colapsaba bajo ella. Así el único maestro era la experiencia, la cual hasta nuestros días es un elemento importante de un buen diseño. A través de los años se fue desarrollando el arte de dimensionar miembros, estableciendo reglas empíricas. Se decía que las columnas de los templos griegos estaban proporcionadas con relación a la esbeltez de una pierna de mujer. Los constructores del Renacimiento no tenían conocimiento de análisis de esfuerzos y sin embargo levantaron estructuras que requerían más que un conocimiento empírico. Eran artistas, arquitectos, ingenieros y constructores combinados y los domos de sus catedrales permanecen hasta ahora como evidencia de que eran capaces de diseñar intuitivamente magníficas estructuras que en nuestros días no se construirían sin el uso de sofisticados procedimientos basados en el análisis matemático.

Las estructuras del pasado y del presente, y las predicciones relativas a estructuras del futuro, están directamente condicionadas por el desarrollo y disponibilidad comercial de los materiales estructurales. Algunos de estos materiales, como la piedra, el ladrillo, la madera y las cuerdas, se han usado desde el principio de la historia. Las columnas de bloques de piedra, son características dominantes de los templos egipcios, griegos y romanos. Los acueductos y puentes de Roma eran arcos de piedra que, como las columnas, transmitían principalmente esfuerzos de compresión. La edad de piedra de las estructuras persistió hasta los primeros años del siglo XIX, cuando la mayor parte de los arcos y domos se construían aún de mampostería de piedra y se mantenían en su posición por medio de contrafuertes de piedra.

El desarrollo comercial del hierro proporcionó el primero de los metales estructurales que iban a abrir un mundo enteramente nuevo al ingeniero estructuralista. En puentes el uso del hierro fundido que falla con una fractura frágil en tensión, fue de corta duración. La producción comercial de perfiles de hierro forjado en 1783 trajo consigo rápidos cambios ya que hizo accesible un producto con la cualidad adicional de la tenacidad¹⁶. Además, el hierro forjado podía formarse en placas planas que podían doblarse y unirse por medio de remaches, lo que hizo posible la locomotora de vapor, que a su vez, generó una demanda de puentes metálicos de gran claro.

El desarrollo del convertidor Bessemer en 1856 y del horno abierto en 1867 introdujo el acero estructural, y éste es el material que se ha usado principalmente en puentes, así como en muchos edificios, en los últimos 100 años. El primer puente importante que se construyó enteramente de acero estructural fue el famoso puente Eads sobre el río Mississippi en St. Louis. Terminado en 1874, incorpora arcos tubulares de acero con un claro central de 520 ft, flanqueado por claros laterales de 502 ft.

En forma paralela al desarrollo del hierro y el acero como materiales ingenieriles, se tuvieron avances en las técnicas de pruebas de materiales y en análisis estructural que hicieron posible la transición del diseño estructural de un arte a una ciencia aplicada. Hooke (1660) demostró que la carga y la deformación son proporcionales y Bernoulli (1705) introdujo el concepto de que la resistencia de una viga en flexión es proporcional a la curvatura de la viga. Bernoulli comunicó este concepto a Euler, quien en 1744 determinó la curva elástica de una columna esbelta bajo carga de compresión.

Entre los desarrollos importantes de finales del siglo XIX se cuentan:

1. La manufactura de instrumentos mecánicos medidores de deformación que hicieron posible la determinación de los módulos elásticos que relacionan el esfuerzo con la deformación unitaria,
2. Las teorías correctas para el análisis de los esfuerzos y deformaciones que resultan de la flexión y/o la torsión de un miembro estructural y
3. La extensión de la teoría del pandeo de columnas al pandeo de placas y al pandeo lateral torsional de vigas.

Los avances anteriores hicieron posible el desarrollo de especificaciones de ingeniería elaboradas alrededor del método de *esfuerzos permisibles* para seleccionar miembros estructurales. Las primeras especificaciones generales para puentes ferrocarrileros de acero, fueron desarrolladas en 1905 y las primeras especificaciones para puentes carreteros en 1931. En 1923, el AISC publicó sus primeras especificaciones generales para la construcción de edificios. Bajo cada una de esas especificaciones, el criterio para una resistencia de diseño aceptable es el siguiente: el esfuerzo calculado máximo, suponiendo un comportamiento elástico hasta las cargas máximas anticipadas, se mantiene inferior a un esfuerzo permisible especificado. Se busca que el esfuerzo permisible sea menor que el esfuerzo calculado en la falla con un *factor de seguridad*. Valores típicos de este factor varían entre 1.65 y 2.00 en las especificaciones *Allowable Stress Design* del AISC. Desgraciadamente, el esfuerzo elástico máximo calculado bajo la carga de falla varía ampliamente. Una columna esbelta o una viga no soportada lateralmente pueden fallar a una fracción del esfuerzo de fluencia, pero una columna muy corta alcanzará el punto de fluencia antes de fallar. Un miembro a tensión cargado estáticamente puede desarrollar la resistencia última a tensión del material o casi el doble del punto de fluencia; pero el mismo miembro,

¹⁶ Capacidad del material para absorber grandes deformaciones de tensión en el rango inelástico sin fractura.

cargado y descargado repetidamente por miles de ciclos, puede fallar por fatiga a una fracción del punto de fluencia. Una conexión, debido a que fluye localmente, puede no fallar hasta que el esfuerzo elástico calculado sea igual a varias veces el punto de fluencia; pero es también susceptible a falla por fatiga a esfuerzos mucho menores. Es evidente que el verdadero criterio de aceptabilidad es la resistencia y no el esfuerzo, y por ello, con base en la experiencia y en los análisis de resistencia, los esfuerzos permisibles especificados han tenido que ser ajustados hacia arriba y hacia abajo en un amplio rango para proporcionar un índice razonablemente uniforme de resistencia estructural.

El método de diseño por esfuerzos permisibles (ASD) es aún utilizado para diseñar estructuras de edificios de acero y está regido por la *Specification for Structural Steel Building - Allowable Stress Design and Plastic Design* del AISC. Para efectos de este trabajo sólo se considerará el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) que se describe más adelante.

Durante los últimos 50 años se ha dado una creciente atención a la evaluación de las propiedades inelásticas de los materiales y al cálculo directo de la resistencia última de un miembro. Esta información es útil para mejorar el procedimiento de los esfuerzos permisibles y permite también evitar el cálculo de esfuerzos usando la resistencia calculada del miembro como base directa del diseño. Resulta de esto el *diseño por factor de carga*. Las cargas máximas de servicio previstas se multiplican por factores de carga para dar una resistencia requerida que debe ser menor que la resistencia mínima que puede tener el elemento estructural. Éste es un procedimiento natural, directo y más apegado a la realidad. El enfoque del factor de carga ha sido empleado durante muchos años en el diseño de aeronaves y las especificaciones del AISC, desde 1961, permiten su uso como alternativa aceptable para el diseño de marcos continuos en estructuras de edificios. Aunque la tendencia actual en el diseño es quitarle importancia al cálculo de esfuerzos, tales cálculos son aún esenciales en el diseño de partes de máquinas y elementos estructurales que deben soportar muchas repeticiones de carga. Los esfuerzos resultantes totales deben también calcularse en el diseño y análisis de armaduras.

Los métodos de diseño estructural han experimentado rápidos cambios en la década de los 80 debido a que las especificaciones ponen cada vez más énfasis en el diseño por factor de carga¹⁷. Este procedimiento usa factores de carga diferentes para las cargas muertas, vivas, de viento y de nieve y factores de resistencia por los cuales las resistencias calculadas de vigas, columnas, conectores, etc., se multiplican para tomar en cuenta las diversas incertidumbres inherentes en la predicción de cargas y resistencias. Los factores de carga y resistencia son determinados por métodos probabilísticos a partir de los datos estadísticos de cargas y resistencias.

3.2.2 Seguridad estructural.

La seguridad estructural puede garantizarse por una combinación de buen diseño, buena mano de obra en la fabricación y buenos métodos constructivos. El evitar la posibilidad de fallas estructurales debe ser la preocupación principal del diseñador. En el diseño, la selección de un factor de carga apropiado requiere experiencia y buen juicio ingenieril. Los aspectos del deterioro por corrosión durante la vida planeada para la estructura, las variaciones en las propiedades del material y muchos otros factores más deben también ser considerados. El enfoque más racional al problema de la seguridad estructural requiere una evaluación estadística de la naturaleza aleatoria de todas las variables que determinan la resistencia de la estructura por una parte y de aquellas que pueden ocasionar la falla (principalmente las cargas) por la otra. Entonces, por medio de la teoría elemental de la probabilidad, el riesgo de falla puede ser evaluado y la probabilidad de su ocurrencia mantenerse en un nivel aceptable que depende de la importancia de la estructura, del riesgo a la vida humana y de otros factores. Creciente atención se le está dando a este enfoque para la evaluación de la seguridad, y se están efectuando estudios estadísticos de las propiedades de los materiales, de la variación en la resistencia de varios tipos de miembros y de las cargas. Particular atención se le ha dado a las cargas inciertas, como las de viento y sismo.

¹⁷ Llamado también diseño por factores de carga y resistencia en Estados Unidos y diseño por estados límite en Canadá.

La seguridad estructural en el diseño se logra garantizando, por medio de cálculos de diseño, que no se violen los límites de la utilidad estructural dados por las especificaciones estructurales aplicables, como las AISCS. En el prefacio, de las AISCS se advierte que "debe ejercerse un juicio profesional independiente" al aplicar las especificaciones y que "no se pretende cubrir los problemas encontrados infrecuentemente dentro del rango total de la práctica del diseño estructural...". Las AISCS son actualizadas periódicamente para incluir nuevos avances en la investigación y práctica y sus autores están especialmente preocupados por el aspecto de la seguridad. En 1978, las AISCS constaban de dos partes: un segmento proporcionaba reglas para el diseño por esfuerzos permisibles (ASD) y el otro definía los criterios para el diseño plástico (PD). En 1988, el AISC publicó las especificaciones LRFD. Este nuevo procedimiento define los criterios del LRFD, cuya meta es hacer pleno uso de la información de pruebas disponible, de la experiencia de diseño y del juicio ingenieril, aplicado por medio del análisis probabilístico.

En el ASD, los límites de la utilidad estructural son los esfuerzos permisibles que no deben ser excedidos cuando las fuerzas en la estructura de acero son determinadas por un análisis elástico. Los esfuerzos permisibles F_{perm} son definidos por la relación

$$F_{perm} = \frac{F_{lim}}{FS} \quad (3.1)$$

donde FS es el factor de seguridad y F_{lim} es un esfuerzo que denota un límite de utilidad como el esfuerzo de fluencia F_y , un esfuerzo crítico (pandeo) F_{cr} (estabilidad de columna, estabilidad de viga o estabilidad de placa), el esfuerzo último de tensión F_u bajo el cual el miembro se fractura o el rango de esfuerzos F_{sr} en fatiga. Por ejemplo, los esfuerzos permisibles en tensión son los más pequeños de $0.6F_y$ (estado límite de fluencia, $FS = 1/0.6 = 1.667$) y $0.5F_u$ (estado límite de fractura, $FS = 1/0.5 = 2.0$). Los esfuerzos reales, que no deben exceder los esfuerzos permisibles, son determinados por análisis elástico para las cargas de trabajo sobre la estructura.

El límite de la utilidad estructural es una carga P_u que inducirá la formación de un mecanismo plástico. Esta carga límite se compara luego con las cargas de trabajo factorizadas:

$$(FC)P_w \leq P_u \quad (3.2)$$

donde P_w , representa las cargas de trabajo y FC es un factor de carga. ($FC = 1.7$ para cargas gravitacionales y $FC = 1.3$ para cargas combinadas gravitacionales y de viento o sismo.)

Según los criterios del LRFD, el diseñador no tiene que manipular datos estadísticos. Más bien, debe seguir reglas prescritas para la determinación de resistencias y usar múltiples factores de carga. La revisión del diseño se hace con la expresión:

$$\sum_{i=1}^w \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (3.3)$$

En esta fórmula, las γ_i son factores parciales de carga por los que deben multiplicarse los efectos de carga Q_i individuales para tomar en cuenta las incertidumbres de las cargas, R_n es una resistencia nominal y ϕ es un factor de resistencia que toma en cuenta las incertidumbres inherentes en la determinación de la resistencia. Las γ son mayores que la unidad y ϕ es menor que la unidad. Los factores γ y ϕ son dados en las varias secciones de las AISCS para diferentes combinaciones de carga y tipos de miembros.

Los criterios generales de diseño se ilustran en la figura 3.1, donde R representa la resistencia de un elemento estructural y Q es el efecto de la carga (fuerza calculada producida por las cargas máximas esperadas durante la vida de la estructura). Los símbolos R_n y Q_n representan, respectivamente, el efecto

de carga debido a las cargas de trabajo especificadas y la resistencia mínima especificada. Los efectos de carga factorizada $\Sigma \gamma Q_n$ (por ejemplo, $\gamma_D Q_D + \gamma_L Q_L$, donde Q_D y Q_L son los efectos de carga muerta y viva, respectivamente, y γ_D y γ_L son los factores de carga asociados, e iguales a 1.2 y 1.6, respectivamente) y el factor de resistencia ϕ (por ejemplo, $\phi = 0.9$ para miembros a flexión) sirven el propósito de proporcionar un margen de seguridad entre R_n y Q_n para tomar en cuenta la impredecible pero posible eventualidad de que la carga real pueda exceder el valor especificado y/o que la resistencia real sea menor que el valor especificado. Esas incertidumbres están en la naturaleza de las cargas y resistencias. De hecho, se puede visualizar fácilmente que tanto los efectos de carga como las resistencias tienen una forma de una distribución probabilística (figura 3.1), caracterizada por una curva aproximadamente de campana que tiene un valor medio (R_m o Q_m) y una desviación estándar. La excedencia de un estado límite implica entonces la condición de que $R < Q$, y esto es siempre posible. La seguridad estructural se define entonces como la probabilidad aceptablemente pequeña de que Q exceda a R y el verdadero papel de los factores de carga y de resistencia es garantizar que esta probabilidad sea despreciablemente pequeña.

Se podría empezar la determinación del margen de seguridad requerido estipulando una probabilidad aceptablemente pequeña de exceder un límite de utilidad estructural (estado límite) y luego de que sean conocidas las distribuciones probabilísticas de R y Q se podría, por medio del cálculo de probabilidades, obtener el margen de seguridad apropiado. Es así como se obtuvieron los diversos factores para el método LRFD.

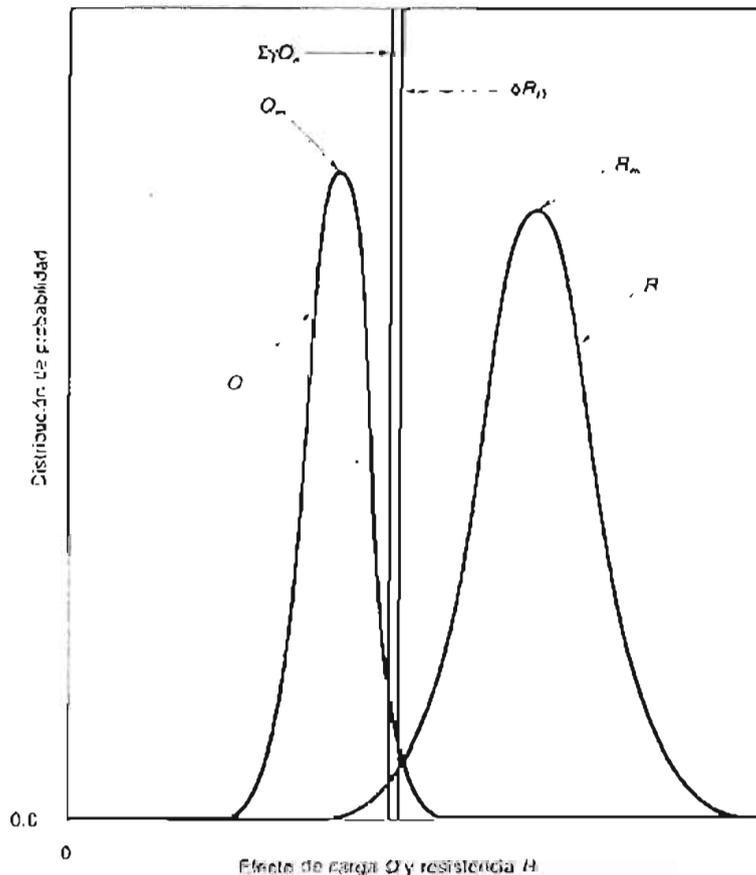


Figura 3.1 Definición de seguridad estructural. (Galambos, Theodore V. and Lind, F. J., 1996)

El método para obtener un margen de seguridad probabilístico es como sigue. Una estructura es segura (es decir, un estado límite no es violado) si $R - Q \geq 0$ ó $R/Q \geq 1$, ó $\ln(R/Q) \geq 0$. La distribución de $\ln(R/Q)$ se muestra en la figura 3.2. El estado límite se viola si $\ln(R/Q)$ es negativo y la probabilidad de que esto ocurra está representada por el área sombreada en la figura 3.2. Entre más pequeña es esta área, más confiable es el elemento estructural. El área sombreada varía en tamaño como la distancia del valor medio de $\ln(R/Q)$ al origen (figura 3.2). Esta distancia depende de dos factores: del ancho de la curva de distribución, tal como es caracterizada por su desviación estándar $\sigma_{\ln(R/Q)}$ (es decir, la dispersión de los datos que conforman la distribución) y de un factor β que se llama *Índice de confiabilidad*. Para cualquier distribución dada $\ln(R/Q)$, entre mayor es β , menor es la probabilidad de exceder un estado límite. De hecho, si se conoce la curva exacta de distribución, se puede relacionar esta probabilidad con el índice de confiabilidad.

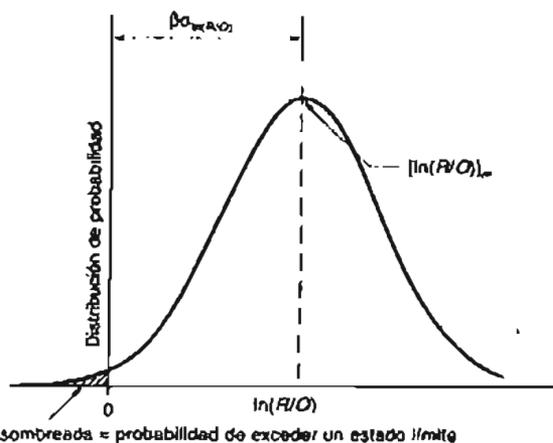


Figura 3.2. Definición del índice de confiabilidad. (Galambos, Theodore V. and Lind, F. J., 1996)

Desdichadamente, las distribuciones probabilísticas de R y Q se conocen sólo para muy pocos componentes de resistencia y carga, pero por lo menos se conocen los valores medios y la desviación estándar del análisis de datos de cargas y de las propiedades del material. A partir de lo ya antes mencionado, se puede obtener el índice de confiabilidad como:

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{R_m}{Q_m}\right)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (3.4)$$

En esta ecuación, los términos R_m y Q_m son los valores medios de la resistencia R y del efecto de carga Q, respectivamente, y V_r y V_Q son los correspondientes coeficientes de variación (V =desviación estándar/media).

Se puede ahora encontrar el valor de β inherente en, digamos, la parte 1 de las AISC's de 1978 diseñando un elemento, obteniendo luego los datos estadísticos apropiados y calculando entonces el valor β . Este proceso se llama *calibración*.

Se han efectuado calibraciones para muchos tipos de elementos estructurales y con base en tales calibraciones se seleccionaron para los criterios del LRFD los valores $\beta=2.6$ para miembros y $\beta=4.0$ para conexiones. Como los factores de seguridad en las previas AISC's resultaron de un proceso evolutivo a través de muchos años de experiencia, se encontró alguna dispersión en el valor de las β 's. El método del LRFD eliminó esta dispersión garantizando así una confiabilidad uniforme igual por lo menos a la de

los diseños aceptados en las AISC's actuales. Una ventaja del diseño basado en probabilidades es, por tanto, que se obtiene con él una confiabilidad más uniforme. La otra ventaja es que la variabilidad de los diversos elementos del diseño pueden tomarse en cuenta adecuadamente seleccionando los factores y de carga y los factores ϕ de resistencia apropiados, determinados a partir del Índice β especificado y de los datos estadísticos apropiados.

3.3 DISEÑO DE PLATAFORMAS MARINAS CON EL FORMATO LRFD.

3.3.1 Antecedentes.

La forma habitual de diseñar esta basado en el diseño por esfuerzos de trabajo (WSD) en el cual el esfuerzo máximo de diseño es igual al esfuerzo de fluencia nominal entre un cierto factor de seguridad, que matemáticamente se puede expresar como:

$$\frac{R}{SF} = D + L + W + \dots \quad (3.5)$$

donde R es la resistencia nominal del componente, D es el efecto de la carga muerta, L es el efecto de la carga viva, W es el efecto de la carga ambiental y SF es el factor de seguridad.

No obstante, este método presenta ciertas contradicciones, como el que la carga ambiental es más incierta que la carga viva, la cual a su vez es más incierta que la carga muerta, además de que algunos componentes tendrán factores de seguridad más grandes que otros. Dichas diferencias se han disminuido mediante la introducción de factores de esfuerzos permisibles en función de las cargas ambientales actuantes, sin embargo todavía existen algunas limitaciones con este formato que han sido resueltas mediante el formato de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

El método del LRFD tienen su base en prácticas de diseño basadas en confiabilidad. En algunos países se les conoce como "diseño por estados límite", "diseño por factores de seguridad parciales", o "diseño por resistencia última". El formato básico puede escribirse así:

$$\phi_i R = \gamma_D D + \gamma_L L + \gamma_W W + \dots \quad (3.6)$$

donde R es la resistencia nominal del componente, D es el efecto de la carga muerta, L es el efecto de la carga viva, W es el efecto de la carga ambiental, ϕ_i es el factor de resistencia en el i-ésimo componente (flexión, cortante, etc.), γ_D es el factor de carga aplicado a la carga muerta, γ_L es el factor de carga aplicado a la carga viva y γ_W es el factor de carga aplicado a las cargas ambientales.

Por lo tanto habrá más de una combinación de carga definida por el lado derecho de la ecuación anterior, por ejemplo, cargas de gravedad solamente, carga de gravedad más oleaje, cargas de gravedad más sismo, volteo, etc. Cada factor de seguridad parcial, esto es los factores ϕ de resistencia y los factores γ sobre las cargas están asociados con su correspondiente variable. Los factores de carga y resistencia dependen de diversos aspectos, tales como:

- a) Los sesgos de la variable, esto es, la relación entre el valor medio y el valor nominal.
- b) La correspondiente incertidumbre de la variable.
- c) La calibración de los factores de forma tal que se obtenga el Índice de confiabilidad deseado.

En esta parte la palabra variable puede entenderse como sismo, oleaje, volteo, capacidad axial, capacidad a la flexión, etc.

3.3.2 Estados límite.

Se entiende por estado límite al *estado más allá del cual la estructura ya no satisface los requerimientos.*

Debido a que en el API RP2A LRFD¹⁸ no se identifican explícitamente los estados límite – sólo se menciona que en el proceso de calibración del Índice de confiabilidad se estableció la ecuación de estado límite de la forma usual ($g = R - S$, donde g es el margen de seguridad, de tal forma que si g es positivo el componente es seguro, R es la capacidad y S las solicitaciones)– se presentan como referencia los estados límite que se establecen en el documento afín *DNV-OS-C101 Design of Offshore Steel Structures, General (LRFD Method)* de octubre de 2000.

Los diversos estados límite que se pueden identificar en el DNV-OS-C101 son los siguientes:

1. **Estado límite último (ELU).** Corresponde a la máxima carga que puede soportar la estructura. Este estado límite puede ser alcanzado por diversas razones, por ejemplo:
 - Pérdida de resistencia estructural (fluencia excesiva y pandeo).
 - Falla de componentes debido a fractura frágil.
 - Pérdida de equilibrio estático de la estructura, o de una parte de la estructura, considerada como un cuerpo rígido, por ejemplo el volteo.
 - Falla de componentes críticos de la estructura causada por exceder la capacidad última (en algunos casos reducida por repetición de cargas) o las deformaciones últimas de los componentes.
 - Transformación de la estructura en un mecanismo (colapso o deformación excesiva).
2. **Estado límite de fatiga (ELF).** Está relacionado con la posibilidad de falla debido al efecto de carga cíclica. Se puede alcanzar por:
 - Daño acumulado debido a la repetición de cargas.
3. **Estado límite accidental (ELA).** Corresponde al daño a componentes debido a un evento accidental o falla operacional. Este estado límite se alcanza por condiciones como las siguientes:
 - Daño estructural causado por cargas accidentales.
 - Capacidad última de estructuras dañadas.
 - Mantener la integridad estructural después de daños locales o inundación.
 - Pérdida de sujeción del sistema (a la deriva).
4. **Estado límite de servicio (ELS).** Corresponde a los criterios aplicables al uso normal (durabilidad). Puede ser alcanzado por:
 - Deflexiones que pueden alterar los efectos de las fuerzas actuantes.
 - Deformaciones que pueden cambiar la distribución de cargas entre objetos rígidamente soportados y los soportes de la estructura.
 - Vibraciones excesivas que producen molestia al personal o afectan componentes no estructurales.
 - Movimiento que excede las limitaciones de equipo.
 - Deformaciones inducidas por temperatura.

¹⁸ Nótese que el API RP2A LRFD es el código de diseño de plataformas marinas establecido por el American Petroleum Institute.

3.3.3 Condiciones de tormenta (operación).

A pesar de que en el API RP2A WSD y LRFD se establece como *condiciones típicas de operación* a aquellas relacionadas con periodos de retorno de 1 a 5 años, ha sido práctica común para las instalaciones de PEMEX, en el Golfo de México, considerar un periodo de retorno de 10 años para el diseño de las estructuras en tales condiciones (así se establece también en la norma de referencia NF-PEMEX-003).

El tipo de *análisis estructural* que se requiere para el diseño de las plataformas ante estas condiciones es el *estático (elástico lineal)*¹⁹.

3.3.4 Condiciones de tormenta (extrema).

Los tipos de análisis estructurales que son requeridos ante condiciones de *oleaje extremo* en el API RP2A LRFD son los siguientes²⁰:

1. **Análisis lineal estático** ante un oleaje (altura de ola) de un periodo de retorno de 100 años y sus parámetros asociados de viento, corriente y marea de tormenta. Este análisis es requerido cuando se desprecian la respuesta dinámica de la estructura y la distorsión del oleaje por la presencia de la plataforma.
2. **Análisis dinámico** ante oleaje extremo (se utiliza el mismo periodo de retorno que para el análisis estático). Puede obtenerse el Factor de Amplificación Dinámica (FAD) y multiplicarse por el cortante asociado al análisis estático. Es preferible utilizar el análisis dinámico en el dominio del tiempo, sin embargo, se puede utilizar el análisis dinámico en el dominio de la frecuencia realizando una linealización de las fuerzas de arrastre si así se justifica.

Considerando que los periodos de la ola asociados a periodos de retorno de 100 años se encuentran alrededor de los 12 segundos, se pueden despreciar los efectos dinámicos en estructuras que tengan periodos naturales de vibración iguales o menores a 3 segundos.

3.3.5 Condiciones de carga cíclica (fatiga).

Para las plataformas se debe realizar un *análisis detallado de daño acumulado por fatiga* empleando técnicas espectrales de análisis²¹. El diseño por fatiga es independiente del formato de diseño (WSD ó LRFD).

3.3.6 Condición de carga sísmica.

La *condición de carga sísmica* debe ser revisada para dos requerimientos de diseño:

1. A nivel de resistencia y,
2. A nivel de ductilidad.

Cada uno de ellos implica la realización de análisis estructurales diferentes²².

¹⁹ De acuerdo con *DNV-OS-C101* este análisis estructural está asociado a un estado límite de servicio (ELS).

²⁰ De acuerdo con *DNV-OS-C101* estos análisis estructurales están asociados a un estado límite último (ELU).

²¹ De acuerdo con *DNV-OS-C101* este análisis estructural está asociado a un estado límite de fatiga (ELS).

²² De acuerdo con *DNV-OS-C101* puede inferirse que tanto las condiciones de diseño por resistencia como las de ductilidad para el análisis sísmico quedan contenidas en el estado límite último (ELU).

Los requerimientos de resistencia son para asegurar que no se producirán daños significativos a la plataforma ante un evento sísmico que tiene una probabilidad razonable de no ser excedido durante la vida de la plataforma. Usualmente se utiliza un espectro sísmico asociado a un *periodo de retorno de 200 años*. Se realiza *análisis estructural dinámico* ya sea en el dominio de la frecuencia o en el dominio del tiempo.

Los requerimientos de ductilidad son para asegurar que la plataforma tiene suficiente reserva de capacidad para prevenir el colapso durante la ocurrencia de un sismo raro e intenso, aún y cuando se produzcan daños estructurales. Es preferible utilizar *análisis en el dominio del tiempo* cuando se realiza análisis de ductilidad. La respuesta del sistema estructura-cimentación debe ser determinada para un conjunto de movimientos del terreno que caractericen la envolvente de la intensidad de los movimientos, el contenido de frecuencias, el ángulo de fase y duración esperada en el sitio. Se deben analizar al menos tres conjuntos representativos de movimientos del terreno en el dominio del tiempo. Se pueden utilizar métodos de análisis más simplistas para complementar los resultados en el dominio del tiempo.

3.4 REVISIÓN DE LOS FACTORES DE CARGA: VERTICALES (DE GRAVEDAD, MUERTA Y VIVA), DE VIENTO, OLEAJE, CORRIENTE Y DE SISMO²³.

3.4.1 General.

Los factores de carga deben aplicarse antes de la combinación de cargas y antes de la realización de los análisis estructurales. El efecto que producen los factores de carga que se presentan aplica a cada miembro, junta y cimentación.

3.4.2 Factores de carga verticales.

La factorización de las cargas verticales puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$Q = 1.3D_1 + 1.3D_2 + 1.5L_1 + 1.5L_2 \quad (3.7)$$

donde Q es la fuerza interna en cada uno de los componentes, D₁, D₂, L₁ y L₂ se definen a continuación:

- **Carga muerta 1 (D₁).** La carga muerta 1 es el peso propio de la estructura e incluye:
 1. Peso de la estructura en el aire, incluyendo, donde aplique, el peso de los pilotes, el cementado y lastre sólido.
 2. Peso del equipo y otros objetos permanentemente montados en la plataforma que no cambian con el modo de operación.
 3. Fuerzas hidrostáticas que actúan sobre la estructura por debajo del nivel medio del mar incluyendo la presión interna y externa y la flotación resultante.
 4. El peso del agua atrapada en la estructura, ya sea permanente o por lastre temporal. También se agrega aquí el peso de miembros inundados (no intencionalmente) que producen una condición de carga más severa.

El valor nominal de D₁ es el valor calculado de las dimensiones y densidades nominales.

- **Carga muerta 2 (D₂).** La carga muerta 2 es la carga impuesta a la plataforma por el peso del equipo y otros objetos. Tales cargas pueden cambiar de uno a otro modo de operación, o cambiar durante

²³ En este punto el análisis que se realiza es para plataformas tipo jacket.

un modo de operación, pero permanecen constantes por largos periodos de tiempo. La carga muerta 2 incluye:

1. El peso del equipo de perforación y producción que puede ser agregado o removido de la plataforma.
2. El peso de módulos habitacionales, helipuerto y otros equipos de supervivencia, equipo submarino y de utilería, el cual puede ser agregado o removido de la plataforma.

El valor nominal de D_2 debe ser el peso izado estimado de estos objetos y cualquier accesorio instalado en campo.

- **Carga viva 1 (L_1).** La carga viva 1 incluye el peso de los suministros y fluidos en tuberías y tanques. El valor nominal de L_1 se calcula del peso nominal del material más pesado y la mayor capacidad bajo el modo de operación considerado.
- **Carga viva 2 (L_2).** La carga viva 2 es la fuerza de corta duración ejercida sobre la estructura debido a operaciones tales como el izamiento de la cadena de perforación, el izamiento de carga por grúas, operaciones de maquinaria, amarre de embarcaciones y carga de helicópteros. El valor nominal debe ser la carga causada por la capacidad máxima tasada del equipo involucrado y debe incluir los efectos dinámicos y de impacto.

Deben considerarse las variaciones en los pesos proporcionados y las variaciones en la localización de equipo móvil para encontrar la máxima fuerza interna Q en cada componente. Se deben considerar los valores máximos y mínimos de D_2 , L_1 y L_2 para cada modo de operación y en conjunto con cada condición ambiental.

3.4.3 Factores de carga ambientales.

La factorización de las *cargas ambientales extremas* (viento, oleaje y corriente) puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$Q = 1.1D_1 + 1.1D_2 + 1.1L_1 + 1.35(W_e + 1.25D_n) \quad (3.8)$$

donde Q es la fuerza interna en cada uno de los componentes, D_1 , D_2 y L_1 fueron definidas previamente e incluyen aquellas partes de cada modo de operación que pueden estar, razonablemente, durante una tormenta extrema, W_e y D_n se definen a continuación:

- **Carga extrema de viento, oleaje y corriente (W_e).** Es la fuerza aplicada a la estructura debido a la acción combinada de oleaje extremo (típicamente 100 años de periodo de retorno), corriente y viento asociados, tomando en cuenta la probabilidad de ocurrencia conjunta del viento, oleaje y corriente (tanto en magnitud como en dirección).
- **Carga Inercial extrema (D_n).** Es la carga inercial en el momento en el que la respuesta dinámica global total (estática y dinámica) es un máximo. El periodo de retorno de esta carga dinámica global total debe ser aproximadamente el mismo que se utiliza para el cálculo de W_e . Para plataformas con periodos naturales de vibración suficientemente pequeños (menores a 3 segundos), D_n se puede despreciar. La carga inercial extrema puede ser expresada como la amplificación de W_e a través del Factor de Amplificación Dinámica (FAD).

Cuando las fuerzas internas debido a las cargas verticales se oponen a las fuerzas internas debido a las cargas de viento, oleaje y corriente, los factores de las cargas verticales se deben reducir como sigue:

$$Q = 0.9D_1 + 0.9D_2 + 0.8L_1 + 1.35(W_e + 1.25D_n) \quad (3.9)$$

En esta revisión, en las cargas D_2 y L_1 se deben excluir cualquier parte del modo de operación que no pueda asegurarse que va estar presente durante una tormenta extrema.

La factorización de las cargas ambientales en *condiciones de operación* (viento, oleaje y corriente) puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$Q = 1.3D_1 + 1.3D_2 + 1.5L_1 + 1.5L_2 + 1.2(W_0 + 1.25D_n) \quad (3.10)$$

donde Q es la fuerza interna en cada uno de los componentes, W_0 es la carga de oleaje, viento y corriente asociada a condiciones ambientales de operación (en este caso 10 años de periodo de retorno) y D_2 , L_1 y L_2 son los máximos valores para cada modo de operación; y la carga de inercia D_n corresponde a la carga estática W_0 .

En cuanto al fenómeno de *fatiga*, el API RP2A LRFD establece que los factores de carga se inicialicen en 1.0.

3.4.4 Factores de carga en el proceso de instalación.

Dado que las condiciones ambientales en general no son predominantes durante la carga, lanzamiento e izamiento, se aplica un factor de carga de 1.3 tanto a las cargas verticales como a las cargas ambientales. Para los casos en que las condiciones ambientales sí son predominantes, se aplica un factor de carga ambiental de 1.35 y de 1.1 para las cargas gravitacionales.

Los factores de carga correspondientes para *transportación* son: 1.1 para cargas gravitacionales y 1.35 para cargas ambientales.

Los factores de carga para el diseño de la plataforma por *estabilidad durante la instalación* son los que a continuación se describen:

- a) *Revisión de resistencia*: 1.3 para las cargas verticales actuando aisladamente, y de 1.1 de tales cargas verticales actuando en combinación con 1.35 de las cargas ambientales cuando estas últimas predominan.
- b) *Estabilidad ante el volteo*: se utiliza un factor de 1.35 en las cargas de volteo y de 0.9 en las cargas gravitacionales.

3.4.5 Factores de carga por sismo.

El diseño por sismo se realiza para dos tipos de requerimientos:

- 1) Resistencia y,
- 2) Ductilidad.

En el caso de los requerimientos de ductilidad en el API RP2A LRFD no se especifican factores de carga. En cuanto a los requerimientos de resistencia, la factorización de las *cargas sísmicas* puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$Q = 1.1D_1 + 1.1D_2 + 1.1L_1 + 0.9E \quad (3.11)$$

donde E es la carga inercial producida por el movimiento sísmico asociado a un sismo de 200 años de periodo de retorno.

Cuando las fuerzas inerciales debidas a las cargas de gravedad se oponen a las fuerzas internas debidas a las cargas sísmicas, los factores de carga se deben reducir como se indica a continuación:

$$Q = 0.9D_1 + 0.9D_2 + 0.8L_1 + 0.9E \quad (3.12)$$

En el análisis dinámico requerido para diseñar por sismo, la masa asociada a la carga viva (L_1) se reduce al 75%.

Con el fin de revisar los esfuerzos que se presentan en los miembros, los efectos sísmicos se deben combinar con aquellos producidos por las cargas de gravedad, presión hidrostática y flotación. Los factores de resistencia a utilizar en tales casos se definirán más adelante.

3.4.6 Resumen de los factores de carga²⁴.

En la tabla siguiente se resumen los factores de carga en el diseño de plataformas marinas utilizando el API RP2A LRFD.

Tabla 3.1 Factores de carga para plataformas tipo jacket.

Condición de carga		Carga Muerta	Carga Viva	Carga Ambiental
Verticales		1.3	1.5	-
Condición de tormenta	Operación	1.3	1.5	$1.20(W_D + 1.25D_n)$
	Extrema	1.1	1.1	$1.35(W_c + 1.25D_n)$
	Extrema reducida	0.9	0.8	$1.35(W_c + 1.25D_n)$
Fatiga		1.0	1.0	1.0
Carga, lanzamiento e izamiento	Condiciones ambientales predominantes	1.1	1.1	$1.35(W_c + 1.25D_n)$
	No predominantes	1.3	1.3	$1.3(W_c + 1.25D_n)$
Transportación		1.1	1.1	$1.35(W_c + 1.25D_n)$
Estabilidad durante la instalación	Por resistencia (sólo cargas verticales)	1.3	1.3	—
	Por resistencia (cargas vert. mas ambientales)	1.1	1.1	$1.35(W_c + 1.25D_n)$
	Por volteo	0.9	0.9	$1.35(W_c + 1.25D_n)$
Sismo	Resistencia	1.1	1.1	$0.9E$
	Resistencia (cargas vert. se oponen a cargas sísmicas)	0.9	0.8	$0.9E$

3.4.7 Comparación del impacto del LRFD en el diseño.

El diseño con el WSD ha dado niveles altos de confiabilidad. Sin embargo, ha dado una dispersión considerable en las confiabilidades de componentes, comparado con el LRFD, el cual provee una mayor

²⁴ Los factores de carga aquí presentados corresponden a los calculados únicamente para plataformas tipo jacket.

uniformidad. Además, para casos donde las cargas de gravedad son mucho mayores que las ambientales, se ha logrado mayor economía con el LRFD.

El LRFD se presta a una mayor facilidad para incorporar avances de la investigación y para entender mejor el proceso de diseño en términos de su papel para asegurar la seguridad.

Se han observado algunas conclusiones generales:

- a) La mayor diferencia entre los diseños con WSD y LRFD es de $\pm 20\%$.
- b) El LRFD es más conservador para cargas ambientales y menos para gravitacionales.
- c) El modo de falla de inestabilidad en columnas es más conservador en el LRFD y el de flexión lo es menos.
- d) El LRFD es más conservador en situaciones de volteo cuando las cargas ambientales se oponen a las gravitacionales.

3.5 CALIBRACIÓN DE LOS FACTORES PARCIALES DE RESISTENCIA Y CARGA (LRFD).

Frecuentemente, la información o los datos disponibles para calcular la variabilidad en cargas y resistencias llegan a ser suficientes solo para evaluar el primer y el segundo momentos; es decir, los valores medios y las varianzas de las respectivas variables aleatorias (y tal vez las covarianzas entre pares de variables). Las mediciones prácticas de seguridad o confiabilidad, por tanto, frecuentemente deben limitarse a funciones de esos dos primeros momentos. Se debe enfatizar que la aproximación del segundo momento es consistente incluso con la representación normal equivalente de las distribuciones no normales.

Con dicha aproximación, la confiabilidad puede medirse completamente con una función del primer y segundo momento de las variables de diseño; es decir, si las formas apropiadas de las distribuciones están prescritas, el índice de confiabilidad β puede evaluarse con base en sus distribuciones normales equivalentes.

Recordando que el margen de seguridad está dado por $M = X - Y$, la frontera que separa a los estados de seguridad y de falla es el "estado límite" definido por la ecuación $M = 0$. A continuación se introducen las siguientes variables reducidas

$$X' = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (3.13)$$

$$Y' = \frac{Y - \mu_Y}{\sigma_Y} \quad (3.14)$$

En el espacio de estas variables reducidas, el estado de seguridad y de falla puede representarse como se muestra en la figura 3.3. En términos de las variables reducidas, la ecuación del estado límite, $M = 0$, se puede escribir como

$$\sigma_X X' - \sigma_Y Y' + \mu_X - \mu_Y = 0 \quad (3.15)$$

La cual es una línea recta como se muestra en la figura 3.3. La distancia lineal de la línea de falla al origen, 0, es por si misma una medida de la confiabilidad; esta distancia, d , está dada (de la geometría analítica) como

$$d = \frac{\mu_x - \mu_y}{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}} \quad (3.16)$$

Puede observarse que para las variables normales X e Y , esta distancia d es el Índice de seguridad β , esto es $d = \beta$.

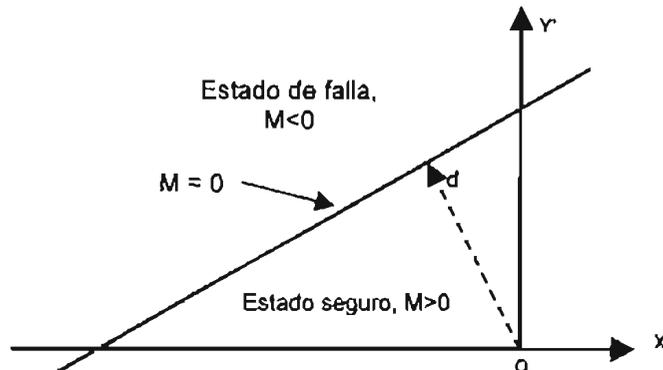


Figura 3.3 Espacio de las variables reducidas X' e Y' . (Galambos, Theodore V. and Lind, F. J., 1996)

3.5.1 Generalización.

La confiabilidad de un sistema de ingeniería puede involucrar múltiples variables. Esta generalización frecuentemente es necesaria en ingeniería, particularmente cuando el problema debe formularse en términos de las variables básicas de diseño.

El nivel de rendimiento de un sistema obviamente dependerá de las propiedades del sistema. En este contexto y, para el propósito de una formulación generalizada, se define la función de desempeño, o función de estado siguiente

$$g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.17)$$

donde $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ es un vector del estado básico (o de diseño) de las variables del sistema, y la función $g(X)$ determina el desempeño o el estado del mismo.

Se deduce, por tanto, que

$$\begin{aligned} g(X) > 0 &= \text{"estado seguro"} \\ g(X) < 0 &= \text{"estado de falla"} \end{aligned}$$

Así, la probabilidad del estado de seguridad es

$$p_s = \int_{g(X) > 0} f_X(X) dX \quad (3.18)$$

la cual simplemente es la integral de volumen de $f_X(X)$ sobre la región segura $g(X) > 0$.

3.5.2 Variables no correlacionadas.

En general, las variables básicas (X_1, X_2, \dots, X_n) en las ecuaciones anteriores pueden estar correlacionadas. Ahora se introduce el conjunto de variantes reducidas no correlacionadas

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}; \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad (3.19)$$

Obviamente, el estado de seguridad y de falla podría dibujarse en el espacio de las variantes reducidas anteriores, separadas por la ecuación del estado apropiado. (En el caso de dos variables esta podría ser como se muestra en la figura 3.4).

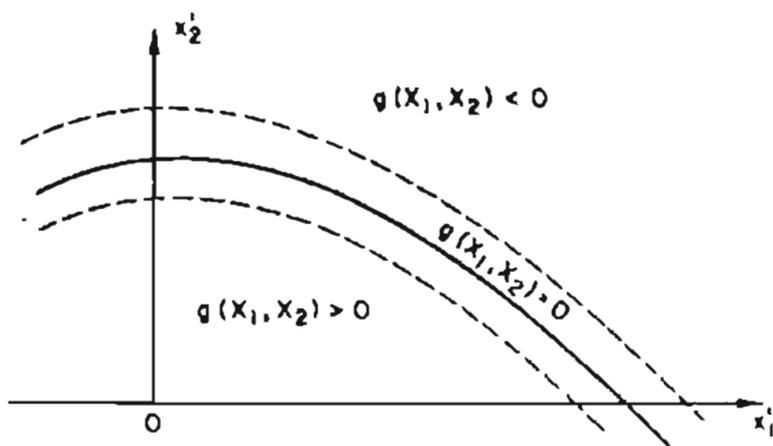


Figura 3.4 Estados de seguridad y de falla en el espacio de las variables reducidas. (Galambos, Theodore V. and Lind, F. J., 1996)

De la figura 3.4 se puede observar que la posición de la superficie de falla puede representarse por la distancia mínima a la superficie del estado límite, $g(X)=0$, al origen de las variables reducidas (Hasofer y Lind, 1974; Ditlevsen, 1979); Shinozuka (1983) ha demostrado que el punto en la superficie de falla con distancia mínima al origen es el *punto más probable de falla*. Por lo tanto, en un sentido de aproximación, esta distancia mínima podría usarse como una medida de confiabilidad.

Shinozuka (1983) estableció que la distancia mínima requerida puede determinarse como sigue. La distancia de un punto $X' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$ en la superficie de falla $g(X)=0$ al origen de X' es,

$$D = \sqrt{X'^2_1 + \dots + X'^2_n} \quad (3.20)$$

El punto en la superficie de falla, $(x''_1, x''_2, \dots, x''_n)$, con una distancia mínima al origen puede determinarse minimizando la función D , sujeta a la restricción $g(X)=0$. Para lo cual puede emplearse el método de los multiplicadores de Lagrange. Sea

$$L = D + \lambda g(X) \quad (3.21a)$$

ó

$$L = (X' \cdot X')^{1/2} + \lambda g(X) \quad (3.21b)$$

que en notación escalar se escribiría

$$L = \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_n^2} + \lambda g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.22)$$

en la cual, $X_i = \sigma_{x_i} X'_i + \mu_{x_i}$.

Minimizando L, obtenemos un conjunto de n+1 ecuaciones con n+1 incógnitas

$$\frac{\partial L}{\partial X'_i} = \frac{X'_i}{\sqrt{X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_n^2}} + \lambda \frac{\partial g}{\partial X'_i} = 0 \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.23)$$

y

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (3.24)$$

La solución del conjunto de ecuaciones anteriores daría como resultado el punto $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ más probable de falla.

Sea el vector gradiente

$$G = \left(\frac{\partial g}{\partial X'_1}, \frac{\partial g}{\partial X'_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X'_n} \right) \quad (3.25)$$

en el cual

$$\frac{\partial g}{\partial X'_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \frac{dX_i}{dX'_i} = \sigma_{x_i} \frac{\partial g}{\partial X_i} \quad (3.26)$$

Escribiendo el conjunto de ecuaciones anteriores en notación matricial

$$\begin{matrix} X' \\ (X' X') \end{matrix} + \lambda G = 0 \quad (3.27)$$

de la cual

$$X' = -\lambda DG \quad (3.28)$$

Por lo tanto,

$$D = [(\lambda DG')(\lambda DG)]^{1/2} = \lambda D(G'G)^{1/2} \quad (3.29)$$

y de esta manera,

$$\lambda = (G'G)^{-1/2} \quad (3.30)$$

Usando este último resultado en la ecuación 3.28 da

$$X' = \frac{-GD}{(G'G)^{1/2}} \quad (3.31)$$

A la inversa (premultiplicando a la ecuación 3.31 por G'),

$$D = \frac{-G' X'}{(G' G')^{1/2}} \quad (3.32)$$

Sustituyendo la ecuación 3.31 en la ecuación 3.24 el resultado es una simple ecuación con la incógnita D; la solución de la ecuación resultante da la distancia mínima $d_{min} = \beta$; así,

$$\beta = \frac{-G'' X''}{(G'' G'')^{1/2}} \quad (3.33)$$

donde G'' es el vector gradiente en el punto $(x_1'', x_2'', \dots, x_n'')$ más probable de falla. Denotando a la ecuación 3.33 de manera escalar, queda

$$\beta = \frac{-\sum x_i'' \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2}} \quad (3.34)$$

donde las derivadas $\left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)$, están evaluadas en $(x_1'', x_2'', \dots, x_n'')$. Usando el valor de β en la ecuación 3.31, el punto más probable en la superficie de falla es

$$X'' = \frac{-G'' \beta}{(G'' G'')^{1/2}} \quad (3.35)$$

En forma escalar, los componentes de X'' , ecuación 3.35, son

$$x_i'' = -\alpha_i'' \beta; \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.36)$$

en donde

$$\alpha_i'' = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2}} \quad (3.37)$$

son los cosenos directores a lo largo de los ejes x_i'' .

3.5.3 Funciones de desempeño lineal.

Se considera ahora un caso particular de funciones de desempeño, es decir funciones de desempeño lineal.

Una función de desempeño lineal puede estar representada como

$$g(X) = a_0 + \sum_i a_i X_i \quad (3.38)$$

donde a_0 y las a_i 's son constantes. La ecuación correspondiente al estado límite, por lo tanto, es

$$a_0 + \sum_i a_i X_i = 0 \quad (3.39)$$

En términos de las variantes reducidas, ecuación 3.19, la ecuación del estado límite sería

$$a_0 + \sum_i a_i (\sigma_{x_i} X'_i + \mu_{x_i}) = 0 \quad (3.40)$$

En tres dimensiones, la ecuación 3.40 es

$$a_0 + a_1 (\sigma_{x_1} X'_1 + \mu_{x_1}) + a_2 (\sigma_{x_2} X'_2 + \mu_{x_2}) + a_3 (\sigma_{x_3} X'_3 + \mu_{x_3}) = 0 \quad (3.41)$$

que es una superficie plana en el espacio de x'_1, x'_2, x'_3 como se muestra en la figura 3.5. Finalmente la distancia al plano de falla, ecuación 3.40, al origen de las variantes reducidas X' es

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_i a_i \mu_{x_i}}{\sqrt{\sum_i (a_i \sigma_{x_i})^2}} \quad (3.42)$$

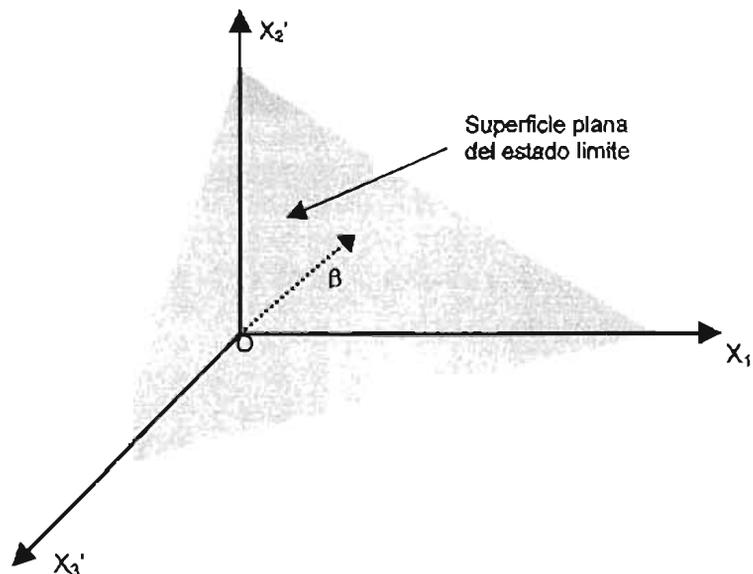


Figura 3.5 Plano del estado límite en el espacio de las variables reducidas. (Galambos, Theodore V. and Lind, F. J., 1996)

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA OBTENCIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DE LOS TENDONES DE LA PLATAFORMA.

El diseño estructural de una plataforma en aguas profundas es semejante al que se sigue para el diseño de una plataforma en aguas someras, con la diferencia de que para estructuras en aguas profundas dichas estructuras son flotantes, por lo que su construcción se realiza en el mar y no en tierra.

Para el análisis de la plataforma seleccionada se tomaron en cuenta las cargas generadas por el oleaje, la corriente marina, el efecto de sismo, el crecimiento marino y el viento sobre dicha plataforma, dichas acciones se describen a continuación.

4.1.1 Oleaje (API 5.3.2 y 6.4.3).

Las olas generadas por la acción del viento y el viento mismo son los principales generadores de las fuerzas que actúan sobre las plataformas costa afuera. La forma de dichas olas es irregular, con alturas y longitudes variables además de que pueden incidir en la plataforma en una o varias direcciones simultáneamente.

Si los miembros del cuerpo analizado son relativamente esbeltos o presentan bordes agudos, el efecto de la viscosidad es muy importante, por lo que la fuerza del oleaje se determina como la suma de las fuerzas de arrastre y de inercia, lo cual supone que la existencia del miembro no altera apreciablemente la forma de la ola. La expresión que modela este fenómeno es la propuesta por Morison (1950), en la cual se considera la velocidad y aceleración de la estructura, dicha ecuación es:

$$F = F_d + F_i \quad (4.1)$$

$$F = \frac{1}{2} \rho_w C_D D (u - \dot{x}) |u - \dot{x}| + F_i \quad (4.2)$$

$$F = \frac{1}{2} \rho_w C_D D (u - \dot{x}) |u - \dot{x}| + \frac{\pi}{4} \rho_w D^2 (C_M \ddot{u} - C_A \ddot{x}) \quad (4.3)$$

donde F es el vector fuerza por unidad de longitud que actúa normalmente al eje del miembro, F_d es el vector fuerza de arrastre y esta dado por el primer miembro del lado derecho de la igualdad, F_i es el vector fuerza de inercia y esta dado por el segundo miembro del lado derecho de la igualdad, D es el diámetro del tubo, C_D es el coeficiente de arrastre, C_A es el coeficiente de la masa adherida para la aceleración del cuerpo, C_M es el coeficiente de masa virtual y puede calcularse como $C_A + 1$, u es la velocidad del agua normal al eje del cilindro, \ddot{u} es la aceleración del agua normal al eje del cilindro, \dot{x} es la velocidad del miembro normal a su propio eje y \ddot{x} es la aceleración del miembro normal a su propio eje.

4.1.2 Corriente (API 5.4.4 y 6.3.2).

En aguas profundas la corriente marina puede llegar a provocar grandes cargas en la plataforma, principalmente en los tendones. En el criterio de diseño se puede incluir los datos recopilados acerca de la corriente en el sitio donde se colocará la plataforma.

La fuerza de arrastre de la corriente actúa en la dirección de la componente de la corriente que es normal al eje del miembro, y puede calcularse de la forma siguiente:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho_w C_D A V^2 \quad (4.4)$$

donde F_D es la fuerza de arrastre normal al miembro, ρ_w es la densidad de la masa de agua, C_D es el coeficiente de arrastre, A es el área proyectada y V es la velocidad de la corriente normal al eje del miembro.

4.1.3 Sismo (API 5.4.9 y 6.7).

En aquellas zonas que se sabe que la actividad sísmica es alta, en el diseño de la estructura debe considerarse las aceleraciones sísmicas de la zona, ya que tanto la componente vertical como la horizontal de la aceleración son importantes para el diseño de la TLP.

En las zonas en las que el sismo es una fuente significativa de generación de fuerzas, se debe tener el historial de las aceleraciones del suelo marino. Para la respuesta a tensión de los tendones, el desplazamiento vertical del suelo marino es mucho más crítico que el desplazamiento horizontal del mismo.

4.1.4 Crecimiento marino (API 5.4.10).

Es necesario conocer el tipo y la tasa de acumulación del crecimiento marino en el lugar donde se va a colocar la plataforma para determinar la tolerancia del peso de diseño, el diámetro hidrodinámico y el coeficiente de arrastre.

4.1.5 Viento (API 6.2 y 6.2.3).

Las condiciones de viento empleadas en el diseño se deben determinar usando los medios adecuados para recolectarlos, ya que estos deben ser consistentes, con relación a los puntos de ocurrencia, con otros parámetros ambientales que podrían acontecer simultáneamente.

La fuerza instantánea del viento en una plataforma puede determinarse sumando las fuerzas simultáneas en cada miembro que esté por encima del nivel medio del mar. Dicha fuerza puede calcularse como:

$$F = \frac{1}{2} \rho_a C_s A (V_z + u' - \dot{x}) |V_z + u' - \dot{x}| \quad (4.5)$$

en la cual F es la fuerza del viento, ρ_a es la densidad de la masa de aire, C_s es el coeficiente de forma del elemento, A es el área proyectada del objeto, \dot{x} es la velocidad instantánea del miembro estructural, u' es la velocidad del viento a una altura de referencia y V_z es la velocidad del viento a la elevación del centroide del miembro

4.2 CÁLCULO DE LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.

4.2.1 Análisis de la plataforma seleccionada.

El análisis que a continuación se realiza es para una plataforma tipo TLP llamada Snorre (figura 4.1), ubicada en el bloque 34/7 en el Mar del Norte, en Noruega, con la particularidad de que se analizará su comportamiento bajo las condiciones ambientales de la parte sur del Golfo de México, para lo cual se utilizó la información proporcionada por la base de datos Oceanweather y se encontró que el punto GPT

415 cumpla con las condiciones de profundidad para las que originalmente había sido diseñada la plataforma Snorre. Las características geométricas de la plataforma a analizar se resumen en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Características de la plataforma a analizar.

Diámetro de la columna	28.0 ft	(25m)
Altura de la columna	206.7ft	(63m)
Altura del pontón	37.7ft	(11.5m)
Ancho del pontón	37.7ft	(11.5m)
Calado de la plataforma	123.0ft	(37.5m)
Distancia longitudinal entre ejes de columnas	249.3ft	(76m)
Distancia transversal entre ejes de columnas	249.3ft	(76m)
Altura de las columnas	206.7ft	(63m)
Altura de la cubierta	49.0ft	(15m)
Dimensiones de la cubierta	408.5 x 301.8 x 49ft	(124.5x92x15m)
Carga muerta	55115.6kips	(25000t)
Desplazamiento	234792kips	(106500t) ²⁵
Tensión inicial	55115.6kips	(25000t)
Tirante de agua	1017ft	(310m)
Número de piernas	4	
Número de tendones por pierna	4	
Diámetro del tendón	32in	(812.8mm)
Espesor de la pared del tendón	1.5in	(38.1mm)

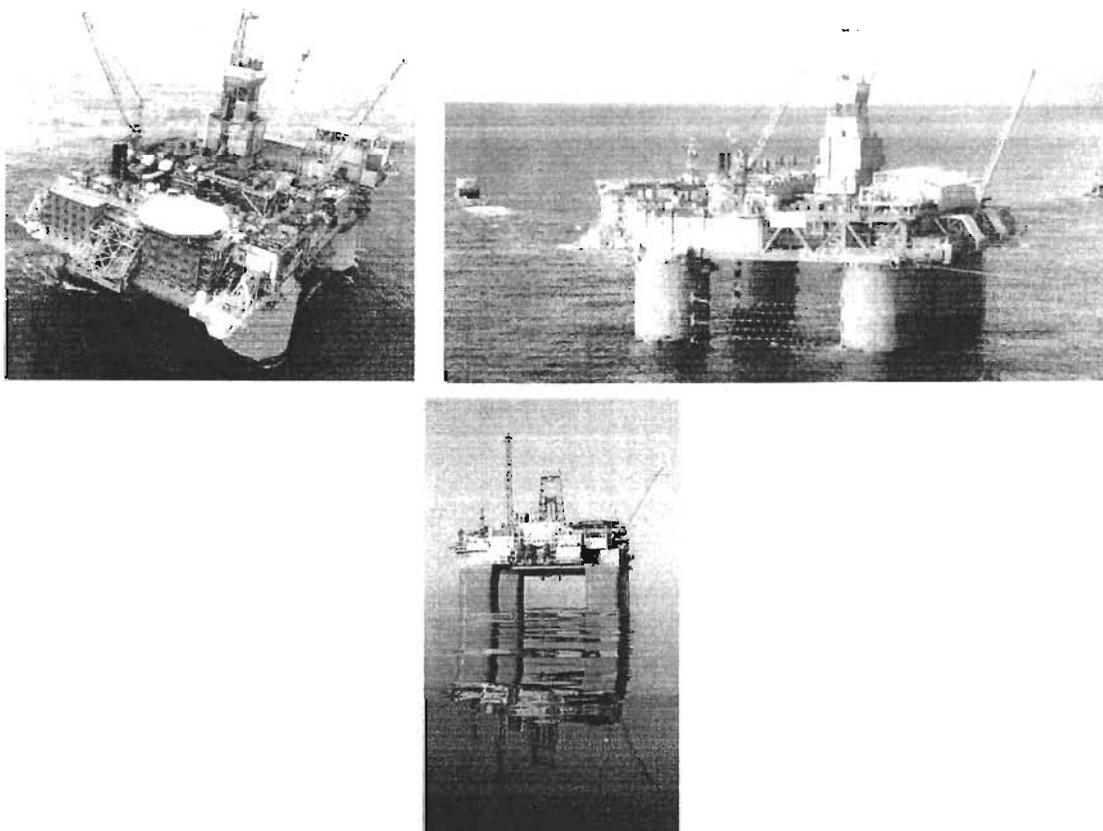


Figura 4.1 Varias vistas de la plataforma TLP Snorre. Mar del Norte, Noruega.

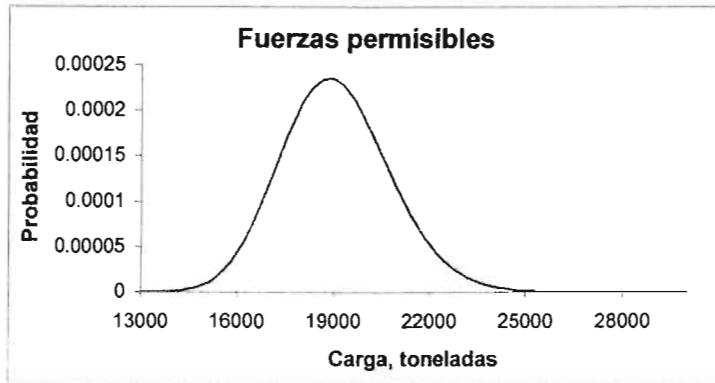
²⁵ Las unidades de fuerza, en este caso kips, obedecen a que el desplazamiento de barcos o instalaciones flotantes se mide en unidades de masa o fuerza, es decir, la fuerza necesaria para poder desplazarlo.

Dicha plataforma va a estar sometida a las siguientes condiciones ambientales:

Velocidad media de la corriente: 1.2m/s

Periodo de retorno T (años)	Altura de ola significativa Hsig (m)	Altura de ola máxima Hmáx (m)
5	3.16	5.97
10	4.76	8.68
25	6.41	11.45
50	7.56	13.38
66	8.01	14.14
100	8.68	15.27
200	9.78	17.12
500	11.23	19.56
700	11.76	20.45
1000	12.32	21.40

De acuerdo al análisis efectuado por Treviño²⁶ para los tendones de la plataforma antes mencionada, se obtuvieron la media y la desviación estándar de las fuerzas y desplazamientos actuantes y empleando la metodología para la obtención de la función densidad se obtuvieron las gráficas 4.1 y 4.2.



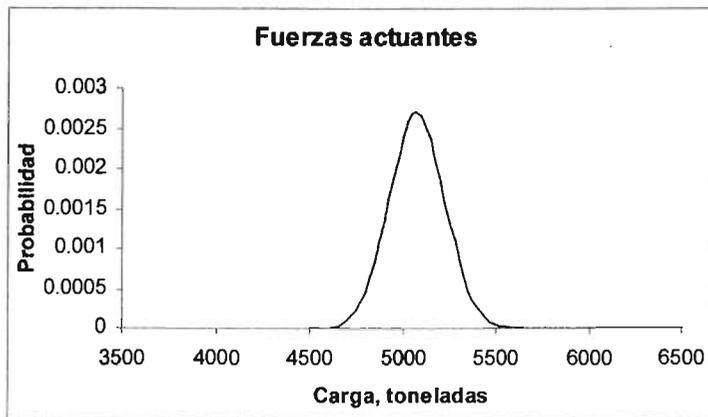
Gráfica 4.1 Función densidad de las fuerzas permisibles.



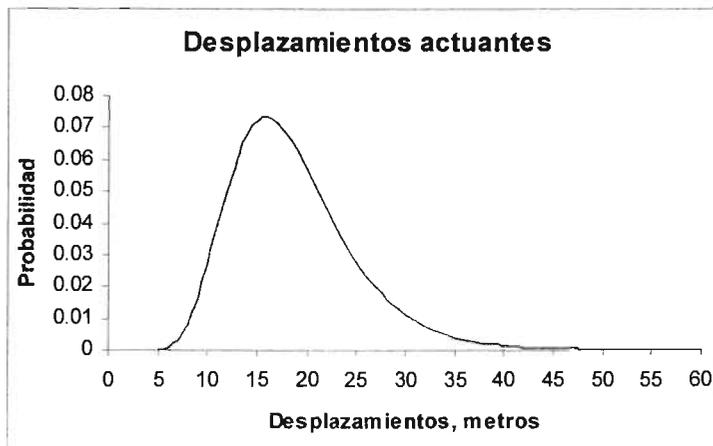
Gráfica 4.2 Función densidad de los desplazamientos actuantes.

Se obtuvieron las fuerzas y desplazamientos permisibles mediante los datos del esfuerzo de fluencia medio y su respectivo coeficiente de variación, obteniéndose las gráficas 4.3 y 4.4.

²⁶ Ver referencia 24.

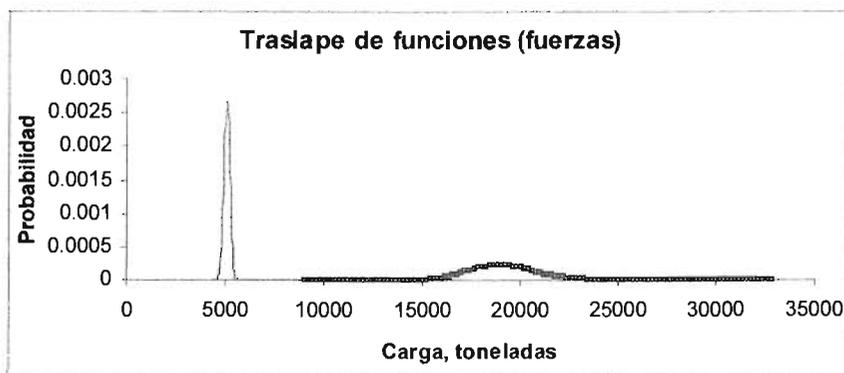


Gráfica 4.3 Función densidad de las fuerzas actuantes.

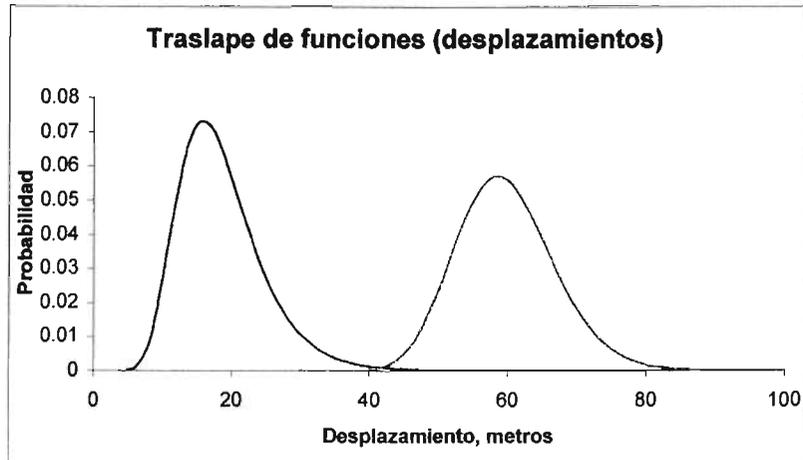


Gráfica 4.4 Función densidad de los desplazamientos actuantes.

Finalmente se obtuvo la curva de falla de la estructura (gráficas 4.5 y 4.6), de las que claramente se puede observar que la probabilidad de falla es baja.



Gráfica 4.5 Probabilidad de falla para la condición de cargas.



Gráfica 4.6 Probabilidad de falla para la condición de desplazamientos.

Además se obtuvieron los índices de confiabilidad para fuerzas y desplazamientos de los tendones que se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Parámetros estadísticos e índices de confiabilidad para la condición de fuerzas y desplazamientos.

Condición	Fuerzas	Desplazamientos
Parámetro		
Media de los datos permisibles	19000	59.28
Media de los datos actuantes	5052.6	18.11
Desviación estándar de los datos permisibles	1710	7.11
Desviación estándar de los datos actuantes	145.69	6.27
Índice de confiabilidad (β)	8.1	4.3

Con base en los resultados obtenidos se inicia el análisis de la plataforma con el formato del LRFD, para obtener los factores de diseño de resistencia y carga ambiental.

4.2.2 Desarrollo para la condición de carga ambiental.

Para las fuerzas en los tendones, la función de desempeño lineal está dada por

$$g(x) = \phi R_n - \gamma_A A_n = 0 \tag{4.6}$$

Que puede describirse como $g(x) = \phi(v_R \bar{R}) - \gamma_A (v_A \bar{A})$, de la cual se puede observar que $a_R = v_R$ y $a_A = v_A$.

Las derivadas parciales de $g(x)$ (ecuación 4.6) son

$$\frac{\partial g}{\partial R} = \sigma_R$$

y

$$\frac{\partial g}{\partial A} = -\sigma_A$$

Entonces, la ecuación del índice de confiabilidad quedaría expresada de la siguiente forma:

$$\frac{R - \bar{A}}{\sqrt{(\sigma_R)^2 + (\sigma_A)^2}} = \beta \quad (4.7)$$

Del análisis de los tendones para el caso de las fuerzas se tiene que: $\beta=8.1$, $\sigma_R=1710$, $\sigma_A=145.69$, $\mu_R=19000$ y $\mu_A=5052.6$, por lo que podemos calcular el coeficiente de variación de la resistencia y de la carga ambiental de la manera siguiente:

$$CV_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} = 0.09$$

y

$$CV_A = \frac{\sigma_A}{\mu_A} = 0.0288$$

Sustituyendo lo anterior en la ecuación 4.7 resulta que $\bar{R} = 13901.18 + \bar{A}$. Así, se tiene que los cosenos directores están dados por la ecuación 3.37. Así para la resistencia y carga ambiental, se tendrá:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{(\sigma_R)^2 + (\sigma_A)^2}} = \frac{(1710)}{\sqrt{(1710)^2 + (145.69)^2}} = 0.9964$$

$$\alpha_A = -\frac{(145.69)}{\sqrt{(145.69)^2 + (1710)^2}} = -0.0849$$

Los factores requeridos son:

$$\phi = 1 - \alpha_R \beta CV_R = 1 - [(0.9964)(8.1)(0.09)] = 0.2736$$

$$\gamma_A = 1 - \alpha_A \beta CV_A = 1 - [(-0.0849)(8.1)(0.0288)] = 1.0198$$

Así el requisito de seguridad quedaría expresado como $0.274\bar{R} \geq 1.02\bar{A}$.

4.2.3 Desarrollo para la condición de desplazamientos.

Para las fuerzas en los tendones se tiene que la función de desempeño lineal está dada por la ecuación (4.6)

$$g(x) = \phi R_n - \gamma_A A_n = 0$$

Que puede describirse como $g(x) = \phi(v_R \bar{R}) - \gamma_A(v_A \bar{A}) = 0$, de la cual se puede observar que $a_R = v_R$ y $a_A = v_A$. Las derivadas parciales de $g(x)$ (ecuación 4.6) son

$$\frac{\partial g}{\partial R} = \sigma_R$$

y

$$\frac{\partial g}{\partial A} = -\sigma_A$$

Entonces, la ecuación del índice de confiabilidad quedaría expresada de la siguiente forma:

$$\frac{\bar{R} - \bar{A}}{\sqrt{(\sigma_R)^2 + (-\sigma_A)^2}} = \beta \quad (4.9)$$

Del análisis de los tendones para el caso de los desplazamientos se tiene que: $\beta = 4.3$, $\sigma_R = 7.11$, $\sigma_A = 6.27$, $\mu_R = 59.28$ y $\mu_A = 18.11$, por lo que podemos calcular el coeficiente de variación de la resistencia y de la carga ambiental de la manera siguiente:

$$CV_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} = 0.1199$$

y

$$CV_A = \frac{\sigma_A}{\mu_A} = 0.3462$$

Sustituyendo lo anterior en la ecuación 4.9 resulta que $\bar{R} = 9.4797 + \bar{A}$. Así, los cosenos directores están dados por la ecuación 3.37. Para la resistencia y carga ambiental se tendrá:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{(\sigma_R)^2 + (\sigma_A)^2}} = \frac{(7.11)}{\sqrt{[7.11]^2 + [6.27]^2}} = 0.75$$

$$\alpha_A = \frac{(6.27)}{\sqrt{[6.27]^2 + [7.11]^2}} = 0.6614$$

Los factores requeridos son:

$$\phi = 1 - \alpha_R \beta CV_R = 1 - [(0.75)(4.3)(0.1199)] = 0.6133$$

$$\gamma_A = 1 - \alpha_A \beta CV_A = 1 - [(-0.6614)(4.3)(0.3462)] = 1.9846$$

Así el requisito de seguridad quedaría expresado, en términos de las medias de carga y resistencia, como $0.6133\bar{R} \geq 1.9846\bar{A}$.

4.3 CÁLCULO DEL DIÁMETRO DEL TENDÓN EMPLEANDO LOS FORMATOS DE DISEÑO: WSD Y LRFD.

4.3.1 Cálculo del diámetro del tendón mediante el formato de diseño WSD.

De lo anteriormente establecido, se sabe que la ecuación de diseño mediante el formato del WSD esta dada por

$$R_n = 1.66[D_n + L_n + W_n] \quad (4.10)$$

donde R_n es la resistencia del elemento, 1.66 corresponde a un factor de seguridad o sobrecarga, D_n es la carga muerta que actúa sobre el elemento, L_n es la carga viva que actúa sobre el elemento y W_n es la carga ambiental que actúa sobre el elemento.

Sustituyendo los datos previamente obtenidos en la ecuación anterior, se tiene que la resistencia del tendón es:

$$R_n = 1.66 \left[\left(\frac{25000}{16} \right) + \left(\frac{(0.4)(124.5)(92)}{16} \right) + 5756.5594 \right]$$

$$R_n = 12624.98(\text{ton})$$

Dado que la resistencia de un elemento estructural está relacionado con su área y su esfuerzo de fluencia (f_y), se llega a que el área del elemento puede obtenerse como

$$R_n = A \cdot f_y \quad (4.11)$$

Como se conoce la resistencia del tendón, y el acero con el que se construirá es de grado 36 (A-36), cuyo esfuerzo de fluencia es de $2530(\text{kg}/\text{cm}^2)$, el área del tendón es

$$A = \frac{R_n}{f_{y-A36}} = \frac{12624980(\text{kg})}{2530(\text{kg}/\text{cm}^2)} = 4990.11(\text{cm}^2)$$

Ahora bien, como la sección transversal del tendón es de un anillo circular, el área se calcula con la ecuación

$$A = \pi(r_o^2 - r_i^2) \quad (4.12)$$

en la cual r_o es el radio externo, r_i es el radio interno y π es una constante numérica equivalente a 3.1415926.

Suponiendo un radio interno del tubo de 3.81(cm) equivalente a 1 ½ (in), y sustituyendo valores en la ecuación 4.12, llegamos a que el radio externo del tendón es de

$$A = \pi(r_o^2 - r_i^2) = 4990.11(\text{cm}^2)$$

$$r_o = \sqrt{\frac{4990.11}{\pi} + (3.81)^2} = 40.04(\text{cm})$$

Por tanto el diámetro del tubo, calculado con el método del WSD, es de 80.08(cm), equivalente a 31.53(in).

4.3.2 Cálculo del diámetro del tendón mediante el formato de diseño LRFD.

De los datos ambientales del punto analizado se tiene:

T (años)	h=H _{máx} (m)	p(H _{máx} =h)	ph	P(h-h _m) ²
5	5.97	0.805	4.80585	0.75917618
10	8.68	0.1	0.868	0.30237002
25	11.45	0.04	0.458	0.81319959
50	13.38	0.02	0.2676	0.82918326
66	14.14	0.01515	0.214221	0.78513146
100	15.27	0.01	0.1527	0.69370225
200	17.12	0.005	0.0856	0.51804789
500	19.56	0.002	0.03912	0.31847221
700	20.45	0.0014	0.02863	0.25548574
1000	21.4	0.001	0.0214	0.20905918
			h _m = 6.9411	Σ = 5.4838

En donde T es el tiempo de retorno, h es la altura de ola media, H_{máx} representan a la altura de ola máxima y p(H_{máx}=h) es la probabilidad de que H_{máx} sea igual a h.

De los datos anteriores se puede calcular la desviación estándar y la variación de los datos ambientales:

$$\sigma_h^2 = \Sigma p(h-h_m)^2 / (n-1) = 0.6093(m^2)$$

$$\sigma_h = 0.7806(m)$$

El coeficiente de variación ambiental es:

$$v_E = \sigma_h/h_m = 0.1125$$

suponiendo un coeficiente de variación de la carga viva de:

$$v_L = 0.20$$

Del análisis previo se conoce:

Análisis por carga ambiental	Análisis por desplazamientos
β = 8.1	β = 4.3
φ = 0.2736	φ = 0.6133
γ _A = 1.0198	γ _A = 1.9846
α _R = 0.9964	α _R = 0.75
α _A = -0.0849	α _A = 0.6614
	v _A = 0.3462
	v _R = 0.1199

Para proseguir con el diseño del tendón por el método del LRFD, es necesario obtener primero los factores de resistencia para las cargas que va a soportar el tendón.

El factor de resistencia por carga ambiental está dado por la ecuación

$$\gamma_E = e^{\alpha\beta v_E} \quad (4.13)$$

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación anterior se obtiene

$$\gamma_E = e^{(-0.0849)(8.1)(0.1125)} = 0.926$$

El factor de resistencia por carga muerta está dado por la ecuación

$$\gamma_D = 1 + \alpha_A \beta \sqrt{v_A^2 + v_D^2} \quad (4.14)$$

en la que sustituyendo valores se obtiene

$$\gamma_D = 1 + (0.6614)(4.3)\sqrt{(0.3462)^2 + (0.1199)^2} = 2.042$$

El factor de resistencia por carga muerta está dado por la ecuación

$$\gamma_L = 1 + \alpha\beta\sqrt{v_B^2 + v_L^2} \quad (4.15)$$

sustituyendo valores en la ecuación anterior se obtiene

$$\gamma_L = 1 + (0.6614)(4.3)\sqrt{(0.3642)^2 + (0.20)^2} = 2.137$$

De lo anteriormente establecido, se sabe que la resistencia del tendón esta descrita por la ecuación siguiente

$$R_n = \frac{\gamma_D D_m + \gamma_L L_m + \gamma_E W_E}{\phi} \quad (4.16)$$

Además, existe una relación entre la resistencia del tendón y el área del mismo, así como con el esfuerzo de fluencia del acero con el que se construirá, la cual se puede modelar con la ecuación 4.11. Sustituyendo los valores de la resistencia y del esfuerzo de fluencia del acero empleado (A-36), se obtiene un área del tendón de:

$$A = \frac{R_n}{2.53} = \frac{\left[(2.042) \left(\frac{25000}{16} \right) \right] + \left[(2.137) \left(\frac{(0.4)(124.5)(92)}{16} \right) \right] + [(0.926)(5756.5594)]}{(0.6133)(2.530)}$$

$$A = 5886.08(\text{cm}^2)$$

Como la sección transversal del tendón corresponde a un anillo circular, el área se calcula con la ecuación 4.12; si suponemos un radio interno del tubo de 3.81(cm) equivalente a 1 ½ in, llegamos a que el radio exterior del tendón es de

$$A = \pi(r_o^2 - r_i^2) = 5882.37(\text{cm}^2)$$

$$r_o = \sqrt{\frac{5886.08}{\pi} + (3.81)^2} = 43.45(\text{cm})$$

Por tanto el diámetro del tubo, calculado con el método de diseño del LRFD, es de 86.90(cm), equivalente a 34.21(in).

Resumiendo:

En la tabla 4.3 se anota el diámetro del tendón calculado con los métodos de diseño del WSD y del LRFD, suponiendo un mismo radio interno para ambos métodos de 3.81(cm).

Tabla 4.3 Diámetro del tendón de acuerdo con el formato de diseño empleado.

Φ WSD	Φ LRFD
800.8 (mm)	869.0 (mm)

Finalmente, como un ejercicio extra, se calcularon los índices de confiabilidad (β) para diseños con el LRFD y el WSD para diferentes relaciones de carga ambiental a carga muerta, mismos que se reportan en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Índices de confiabilidad para diferentes relaciones de carga ambiental a gravitacional

Relación de carga W/D	β WSD	β LRFD
0.25	3.02	2.39
0.50	2.75	2.51
1.00	2.40	2.49
2.00	2.12	2.44
5.00	1.90	2.39
Promedio	2.44	2.44

W = Efecto de carga ambiental
 D = Efecto de carga de gravedad

CONCLUSIONES.

El estudio realizado forma parte de los temas de investigación en el Instituto Mexicano del Petróleo (IMP), para la explotación de hidrocarburos en las aguas profundas del Golfo de México. Los resultados a partir de los cuales se comenzó esta tesis surgen de un análisis simplificado, sin embargo son aproximaciones bastante razonables para este tipo de análisis.

Del análisis realizado, es claro que la condición de diseño más preocupante es aquella que esta relacionada con el desplazamiento de la estructura, lo cual se puede observar al comparar directamente el índice de confiabilidad para la condición de desplazamientos ($\beta=4.3$) contra el de la condición de fuerzas ($\beta=8.1$).

En la actualidad el diseño de estructuras empleando el formato del LRFD ha tenido mucho auge, ya que presenta diseños más económicos y confiables, en comparación con aquellas estructuras que son diseñadas empleando el formato del WSD. Las estructuras diseñadas con el formato del WSD han presentado grados de confiabilidad altos en comparación con aquellas diseñadas con el formato del LRFD, no obstante, la dispersión de dichas confiabilidades es considerable, mientras que con el formato del LRFD son más uniformes.

El método del LRFD, en comparación con el WSD, es más conservador para cargas ambientales y en aquellas situaciones de volteo cuando las cargas ambientales se oponen a las gravitacionales, y es menos conservador para las cargas gravitacionales. No obstante, en general, el diseño de estructuras empleando el método del LRFD o el WSD presentan niveles de confiabilidad aceptables.

Lo anterior se puede verificar al momento en que se cálculo el diámetro del tendón, ya que por el método del WSD se obtuvo un diámetro ($\phi= 800.8\text{mm}$) que no dista mucho del obtenido mediante el formato del LRFD ($\phi = 869.0\text{mm}$). La diferencia entre ambos diámetros calculados radica principalmente en que el formato del WSD solo considera un factor de seguridad para todas las condiciones de carga, mientras que el LRFD considera factores diferentes para cada condición de carga.

En promedio, ambos formatos de diseño presentan confiabilidades semejantes, aunque también se puede observar que conforme la relación de carga ambiental a carga de gravedad aumenta, la relación de los índices de confiabilidad para las estructuras diseñadas con el LRFD respecto a las diseñadas con WSD aumenta.

El análisis de confiabilidad y el diseño por ambos formatos, dio como resultado que es técnicamente factible utilizar plataformas marinas del tipo TLP para explotar hidrocarburos en aguas profundas en nuestra parte del Golfo de México, sin dejar a un lado el hecho de que una plataforma petrolera lleva consigo un gran riesgo tanto humano como ecológico y económico para nuestro país, por lo cual es muy importante diseñar una estructura confiable que no genere fallas peligrosas o costosas al momento de estar operando bajo cualquier tipo de condición para la cual fue planeada.

Puede concluirse que el LRFD es más conservador para combinaciones de carga donde hay mayor incertidumbre (como la ambiental), mientras que lo es menos para aquellas donde dominan las cargas con menor incertidumbre. Lo anterior, corrobora que el LRFD es un formato que incorpora factores de seguridad mayores donde son más necesarios y menores donde no lo son y, en ése sentido, es más racional que el WSD.

Por otra parte y, como es de esperar, los factores de seguridad para una TLP resultan mayores que para una estructura tipo jacket, debido a que, al ubicarse en profundidades mucho mayores, las TLP tienen consecuencias de falla más severas que reclaman márgenes de seguridad mayores.

RECOMENDACIONES.

Como producto del análisis realizado se desprende las siguientes recomendaciones:

1. Realizar el análisis aquí presentado tomando en cuenta toda la estructura.
2. Profundizar y analizar los efectos dinámicos para la misma.
3. Determinar todos los costos asociados con la posible falla de la estructura, cuyas bases están asentadas en este estudio.
4. Generar análisis de confiabilidad más detallados, a fin de considerar todos los posibles modos de falla de la plataforma, determinar los costos asociados con cada uno de dichos modos de falla y realizar estudios de factibilidad económica para determinar que tipo de plataformas conviene utilizar para la explotación de hidrocarburos en aguas profundas en nuestro país.

Referencias.

1. Abu-Saba, Elias, Design of steel structures, Editorial Chapman & Hall.
 2. ASCE Committee: Committee on Reliability of Offshore Structures, ASCE, 1983, "Application of Reliability Methods in Design and Analysis of Offshore Platforms", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 10.
 3. American Petroleum Institute, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms Load and Resistance Factor Design (API RP-2A LRFD), 1993.
 4. Ang, Alfredo H-S. and Tang, W. H., Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volumen II – Risk, Reliability and Decisions. Editorial John Wiley and Sons, New York, 1984.
 5. Bea, Robert, Risk-based criteria for the design, construction and operation of deep water structures. Proceedings of 3rd International Symposium on Offshore Hydrocarbon Exploitation Technologies, IMP, octubre 1997.
 6. Construction Industry Research and Information Association, 1976. Accident facts. Rationalization of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes. CIRIA Report 63. Seminar ed. London: U. K. National Safety Council, ediciones: 1968, 1975 y 1976.
 7. Craig, Michael J. and Hyde, Steven T. Deepwater Gulf of Mexico more profitable than previously thought, Oil and Gas Journal, marzo 1997.
 8. De León, David and Ang, Alfredo H. S., Optimal Reliability of a typical marine platform in Mexico. Structures Congress (organizado por la ASCE), Seattle, USA, del 29 de mayo al 1 de junio de 2003.
 9. Det Norske Veritas, DNV-OS-C101 Design of Offshore Steel Structures, General (LRFD Method), octubre de 2000.
 10. Galambos, Theodore V. and Lind, F. J., Basic Steel Design with LRFD, editorial Prentice Hall, 1996.
 11. Graff, W. J., Introduction to offshore structures: design, fabrication and installation. Editorial Gulf Publishing Co., 1998.
 12. IMP – PEMEX, Criterios para diseño y construcción de plataformas y líneas marinas en la sonda de Campeche, Norma de referencia, 1998, segunda edición.
 13. Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, Probability, statistics and decision for civil engineers, Editorial Mc Graw - Hill, 1970.
 14. Lind, N. C (1977), Formulation of probabilistic Design, J. of Engineering Mechanics Division, 103(EM2), pp. 273-284.
 15. Lind, Niels (1970), Structural reliability and codified design, SM3, University of Waterloo, Solid Mechanics Division, Waterloo, Ont., Canada.
 16. McCormac, Jack, Diseño de estructuras metálicas. Método ASD, Editorial Alfaomega, 4ta. Edición.
-

17. Oceanweather Inc., Final report, Update of meteorological and oceanographic hindcast data and normals and extremes bay of Campeche. Report to Brawn and Root International Inc., Cos cob, CT, 1996a.
18. Oceanwether Inc. Final report, Hurricane Roxanne/1996. Hindcast study. Report to Brawn and Root International Inc., Cos cob,CT, 1996b.
19. Oceanweather Inc. Interim report preliminary estimate of impact of hurricane Roxanne on bay of Campeche Metocean extremes. Report to Brawn and Root International Inc., Cos cob,CT, 1996c.
20. Ortega E., César y De León, David. Development of a cost-benefit model for inspection of offshore jacket structures in Mexico, Proceedings of OMAE, 22nd International Conference on Offshore Mechanics and Artic Engineering, Cancún, México 2003.
21. PEMEX, NRF-003-PEMEX-2000, Diseño y evaluación de plataformas fijas en la sonda de Campeche, diciembre de 2000.
22. Reifel, Michael D and Mc Clelland, Bramlet, Planning and design of fixed offshore platforms. Editorial Van Nostrand Reinhold Company, 1986.
23. Stahl, B., and Blenkarn, K. A. Offshore platform reliability: A parameter study. Proceedings of Nat. Structural Engineering Conference, Methods of Structural Analysis. Madison, WI: ASCE, 1: 419-428, 1976.
24. Treviño A., Eddy, Análisis estático no lineal simplificado y de confiabilidad de una plataforma TLP en el Golfo de México, Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, febrero 2004.
25. Valdes Rubio, Víctor Manuel. Apuntes para el curso de ingeniería civil costa afuera, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2003.
26. Minerals management service. <http://www.gomr.mms.gov/homepg/offshore/deepwatr/options.html>
27. Construcciones Mecánicas Monclova S. A. de C. V. <http://www.commsa.com/es/plataformas.html>
28. Offshore Tecnology. <http://www.offshore-technology.com/projects/snorre/snorre4.html>
29. Grupo TMM, Transporte Multimodal, Marítima Mexicana S.A. de C.V. , México. <http://www.grupotmm.com/marmex/esp/comercial/Default.asp>

A.1 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD.

En la aplicación de la teoría de la probabilidad surge una cantidad de modelos una y otra vez. En diversas, situaciones reales, los ingenieros frecuentemente realizan suposiciones acerca de sus problemas físicos que los llevan a descripciones análogas y por lo tanto a formas matemáticamente idénticas del modelo. Suele suceder que los valores de los parámetros de un modelo y sus interpretaciones, son los únicos que difieren de aplicación a aplicación. Las variables aleatorias de interés en estas situaciones tienen distribuciones que pueden ser derivadas y estudiadas independientemente de la aplicación específica. Esas distribuciones han llegado a ser tan comunes que se les han dado nombres propios y han sido tabuladas para facilitar su uso.

La familiaridad de esas distribuciones de hecho conduce a su frecuente adopción simplemente por razones de conveniencia computacional. Aunque puede que no exista argumento (no exista un modelo del mecanismo físico implícito) que sugiera que una distribución en particular sea apropiada, es frecuentemente conveniente tener una función matemática simple para describir una variable. Las distribuciones estudiadas en este apéndice son algunas de las más comúnmente adoptadas por los ingenieros para este uso empírico. Esto es simplemente porque son bien conocidas, bien tabuladas y fácilmente trabajables. En tales situaciones la elección entre distribuciones comunes usualmente está basada en una comparación entre la forma del histograma de los datos y la forma de la función densidad de probabilidad (PDF o PMF) de la distribución matemática.

Para poder llegar a conclusiones tan exactas y tan útiles como sea posible, y para justificar, cuando sea necesario, la extrapolación más allá de los datos disponibles, es preferible que la elección de la distribución esté basada, siempre que sea posible, en el entendimiento y la reproducción del fenómeno físico en el rango de interés de la variable. Por esta razón este apéndice está escrito para no dar al lector un simple catálogo de distribuciones comunes sino para proveer de un mecanismo por el cual cada distribución podría surgir. Para el ingeniero, la existencia de tales mecanismos, que podrían describir una situación física de interés para él, es fundamentalmente una razón mucho más importante para adquirir familiaridad con una distribución común en particular, que el hecho de que se trate de una aproximación matemática de alguna otra aproximación, o que este ampliamente tabulada.

A.2 MODELOS DE OCURRENCIAS ALEATORIAS.

En varias situaciones no es posible identificar procesos discretos individuales en los cuales los eventos (o sucesos) podrían ocurrir, pero es sabido que el número de tales procesos es alto. Los modelos que se tratarán aquí surgen de la consideración de situaciones donde el número de posibles procesos es infinitamente grande en teoría.

A.2.1 Conteo de Eventos; la Distribución de Poisson.

Una derivación de la distribución. Se supone que un ingeniero de tránsito está interesado en el número total de vehículos que llegan a un sitio específico en un intervalo de tiempo fijo, de t segundos de longitud. Si sabe que la probabilidad de que un vehículo pasará en cualquier segundo es un número pequeño p , (y si se asume que la probabilidad de que dos o más vehículos pasen en un segundo es insignificante), el número total de vehículos X en el proceso independiente $n=t$ (asumido) es binomial, $B(n,p)$:

$$p_x(x) = \binom{n}{x} p^x (1-p)^{n-x} \quad x = 0, 1, 2, \dots, n$$

Considérese qué sucede cuando el ingeniero toma duraciones de tiempo cada vez más pequeñas para representar los procesos individuales. El número de procesos n se incrementa y la probabilidad p de éxito en cualquier proceso decrece, pero el número de eventos esperados en todo el intervalo debe permanecer constante en np . Llamando a esta constante ν y considerando el PMF de X en el límite cuando la duración del proceso se reduce a cero, tal como:

$$\begin{aligned} n &\rightarrow \infty \\ p &\rightarrow 0 \\ np &= \nu \end{aligned}$$

Sustituyendo para $p = \nu/n$ en la PMF de X y acomodando,

$$p_x(x) = \frac{n!}{x!(n-x)!} \left(\frac{\nu}{n}\right)^x \left(1 - \frac{\nu}{n}\right)^{n-x} = \frac{\nu^x}{x!} \left(1 - \frac{\nu}{n}\right)^n \frac{n!}{(n-x)!} \frac{1}{n^x \left(1 - \frac{\nu}{n}\right)^x}$$

$$p_x(x) = \frac{\nu^x}{x!} \left(1 - \frac{\nu}{n}\right)^n \left[\frac{n(n-1)(n-2)\cdots(n-x+1)}{\left[n\left(1 - \frac{\nu}{n}\right)\right]^x} \right]$$

El término entre llaves tiene x términos en el numerador y x términos en el denominador. Para un n grande cada uno de estos términos es muy cercano a n ; por lo tanto en el límite, conforme n tiende a infinito, el término entre llaves simplemente es n^x/n^x ó 1. Se sabe que el término $(1 - \nu/n)^n$ es igual a $e^{-\nu}$ en el límite. Por lo tanto el PMF de X es

$$p_x(x) = \frac{\nu^x e^{-\nu}}{x!} \quad x = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (A.1)$$

Momentos. Esta distribución, que es muy utilizada, es conocida como la *Distribución de Poisson*, denotada aquí como $P(\nu)$. Su media y su varianza son parámetros iguales. Se tiene que la media es igual a:

$$E[X] = \sum_{x=0}^{\infty} x \frac{\nu^x e^{-\nu}}{x!} = \nu \sum_{x=1}^{\infty} \frac{\nu^{x-1} e^{-\nu}}{(x-1)!}$$

Si $y = x - 1$

$$E[X] = \nu \sum_{y=0}^{\infty} \frac{\nu^y e^{-\nu}}{y!}$$

$$m_x = \nu \quad (A.2)$$

Ya que ahora la suma es simplemente la suma sobre una PMF de Poisson. Un cálculo similar muestra incluso que

$$\sigma_x^2 = \nu \quad (A.3)$$

En la figura A.1 se muestran las gráficas de las distribuciones de Poisson. Nótese la disminución del sesgo conforme ν se incrementa.

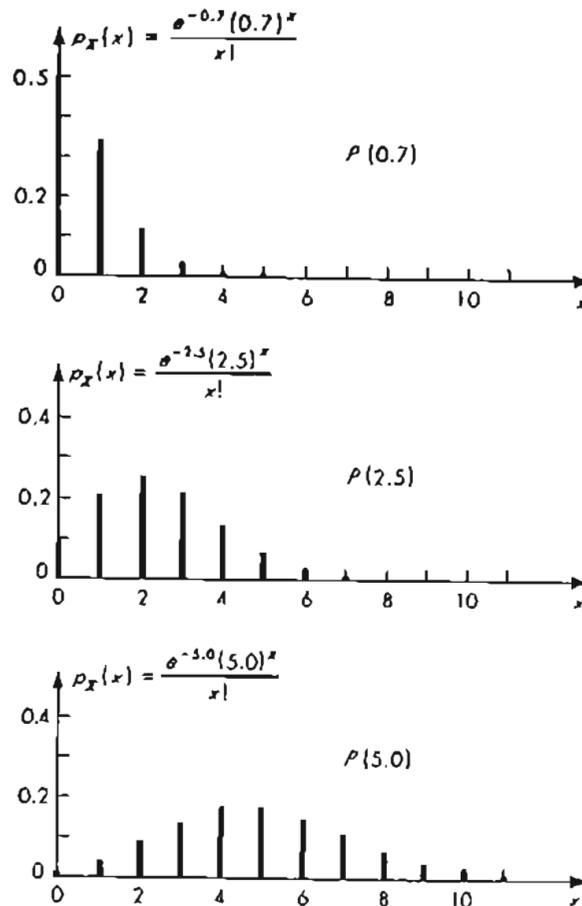


Figura A.1 Distribución de Poisson $P(\nu)$.
(Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

También, de la derivación puede verse que la suma de dos variables aleatorias del tipo Poisson con parámetros ν_1 y ν_2 resulta en otra variable aleatoria del tipo Poisson con parámetros $\nu = \nu_1 + \nu_2$. Las distribuciones con la propiedad peculiar y evaluable de que la suma de dos variables aleatorias independientes que tienen una distribución y generan el mismo tipo de distribución se dice que son "regeneradoras".

Proceso tipo Poisson. Es claro de la derivación que si un intervalo de tiempo de diferente duración, digamos $2t$, es de interés, el número de pruebas en cualquier etapa en el límite sería dos veces más grande y el parámetro de la distribución de Poisson resultante sería 2ν . En tales casos, el parámetro de la distribución de Poisson puede escribirse ventajosamente como λt en vez de ν :

$$p_x(x) = \frac{(\lambda t)^x e^{-\lambda t}}{x!} \quad x = 0, 1, 2, \dots \quad (A.4)$$

Esta forma de la distribución de Poisson es indicativa de su asociación con el *proceso tipo Poisson*. Un proceso estocástico es una función aleatoria del tiempo (normalmente). En este caso estamos interesados en un proceso estocástico $X(t)$, cuyo valor en cualquier tiempo t es el número (aleatorio) de llegadas o incidentes que han ocurrido desde el tiempo $t = 0$. Los números del muestreo de una variable aleatoria X son, x_1, x_2, \dots , por lo que las observaciones de un proceso aleatorio $X(t)$ es un *muestreo de las funciones de tiempo*, $x_1(t), x_2(t), \dots$, como se muestra en la figura A.2.

Los muestreos denotan la existencia de un proceso tipo Poisson que está contando el número de llegadas de vehículos contra el tiempo. Otros ejemplos de procesos estocásticos incluyen fuerzas de oleaje contra el tiempo, la precipitación total acumulada contra el tiempo, y la resistencia del suelo contra la profundidad.

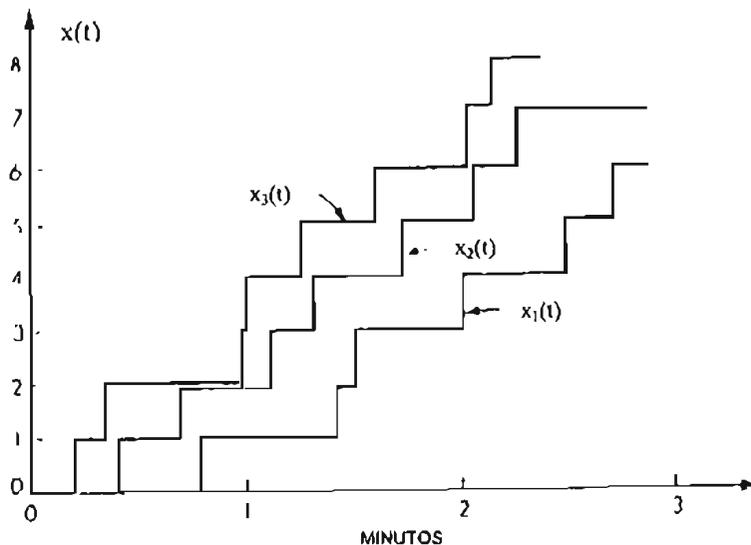


Figura A.2 Ejemplos de funciones de procesos tipo Poisson $X(t)$. (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

Para cualquier valor fijo del parámetro t (tiempo), digamos $t = t_0$, el valor $X(t_0)$ de un proceso estocástico es una simple variable aleatoria, con una distribución apropiada $p_{X(t_0)}(X)$, la cual tiene una media apropiada $m_{X(t_0)}$, varianza $\sigma^2_{X(t_0)}$, etcétera²⁷. En general, esta distribución, la media y la varianza son funciones del tiempo. Además, el comportamiento conjunto de dos (o más) valores, digamos $X(t_0)$ y $X(t_1)$, de un proceso estocástico está gobernado por la ley de probabilidad conjunta. Típicamente uno puede estar interesado en el estudio de la distribución condicional de un valor futuro $X(t_1)$, dada una observación en un tiempo presente $X(t_0)$, para "predecir" el valor futuro.

Un resultado elemental del estudio de los procesos estocásticos es que la distribución de una variable aleatoria $X(t_0)$ tiene una distribución tipo Poisson con el parámetro λt_0 si el proceso estocástico $X(t)$ es un proceso tipo Poisson con parámetro λ . Para ser un proceso tipo Poisson, el mecanismo físico implícito generador de las ocurrencias o incidentes debe satisfacer las siguientes suposiciones importantes:

1. *Inmovilización*. La probabilidad de un accidente en un corto intervalo de tiempo de t hasta $t+h$ es aproximadamente λh , para cualquier t .
2. *No multiplicidad*. La probabilidad de dos o más eventos en un corto intervalo de tiempo es insignificante comparado con λh (por ejemplo, es de orden más pequeño que λh).

²⁷ En el estudio de los procesos estocásticos la notación más común es $p_x(t)$, $m(t)$, $\sigma^2(t)$, etcétera.

3. *Independencia.* El número de incidentes en cualquier intervalo de tiempo es independiente del número en cualquier otro intervalo de tiempo (no superposición).

En resumen, si estamos observando un proceso tipo Poisson, la distribución de $X(t)$ para cualquier t tiene una distribución de Poisson (ecuación A.4), con media $m_{X(t)} = \lambda t$ (de la ecuación A.2). Por lo tanto, el parámetro λ normalmente es referido como *la tasa promedio* (de ocurrencia) del proceso tipo Poisson.

El mecanismo básico del cual surge el proceso tipo Poisson, es decir, la ocurrencia de incidentes independientes a lo largo de un eje continuo (tiempo) con un tasa promedio de ocurrencia constante, sugiere el por qué del nombre "modelo de eventos aleatorios" (o llegadas aleatorias). Este tipo de proceso ha sido exitosamente empleado para describir diversos problemas tales como las ocurrencias de tormentas (Borgman [1963]), inundaciones importantes (Shane y Lynn [1964]), sobrecargas en estructuras (Freudenthal, Garrelts, y Shinozuka [1966]), y, cargas distribuidas en el espacio en vez del tiempo, fallas en materiales y partículas de agregado en matrices circundantes de material. Incluso es ampliamente empleado en otros campos de la ingeniería para describir la llegada de llamadas telefónicas a la central telefónica y las demandas sobre las instalaciones de servicio.

El proceso tipo Poisson frecuentemente es usado por los ingenieros de tránsito para modelar el flujo de vehículos que pasan en un punto cuando se tiene un flujo libre y no denso. Por esta razón la distribución de Poisson describe bien el número de vehículos que llegan a una intersección durante un intervalo de tiempo dado, por ejemplo un ciclo de un semáforo.

A.2.2 Tiempo Entre Dos Eventos; La Distribución Exponencial.

El ingeniero de tránsito observando un flujo de tráfico preocupado con la longitud del intervalo de tiempo entre la llegada de dos vehículos a un punto. Si un intervalo es muy corto, por ejemplo, causaría que un carro intentara cruzar o mezclarse con el flujo del tráfico para permanecer estacionario o para interrumpir el flujo. Busquemos la distribución para este tiempo entre llegadas bajo las condiciones que describen el flujo del tráfico usados en los párrafos precedentes, es decir, que los vehículos siguen un proceso de llegada tipo Poisson con una tasa promedio de llegadas λ .

Distribución y momentos. Si denotamos por la variable aleatoria T al tiempo para la primera llegada, la probabilidad de que T exceda algún valor de t es igual a la probabilidad de que ningún evento ocurra en esa longitud de intervalo de tiempo t . La primera probabilidad es $1 - F_T(t)$. Ésta probabilidad es $p_x(0)$, la probabilidad de que una variable aleatoria X tipo Poisson con parámetro λt sea cero. Sustituyendo en la ecuación A.4,

$$1 - F_T(t) = \frac{(\lambda t)^0 e^{-\lambda t}}{0!} \quad t \geq 0$$

Por lo tanto,

$$F_T(t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad t \geq 0 \tag{A.5}$$

mientras que

$$f_T(t) = \frac{dF_T(t)}{dt} = \lambda e^{-\lambda t} \quad t \geq 0 \tag{A.6}$$

Esto define la distribución "exponencial" que denotaremos por $EX(\lambda)$. Esta describe el tiempo de la primera ocurrencia de un evento Poisson. Por lo tanto es una analogía continua de la distribución geométrica²⁸. Pero, debido a la propiedad de Inmovilización e independencia del proceso de Poisson, $e^{-\lambda t}$ es la probabilidad de no eventos en *cualquier* intervalo de tiempo de longitud t , tanto si comienza o no en el tiempo cero. Si usamos el tiempo de llegada del n ésimo evento como el comienzo del intervalo de

²⁸ La ecuación de la distribución geométrica es: $p_N(n) = p(1-p)^{n-1} \quad n = 1, 2, \dots$

tiempo, $e^{-\lambda t}$ es la probabilidad de que el tiempo del $(n+1)$ evento sea mayor que t . En resumen, los tiempos interrelacionados de arribo de un proceso de Poisson son independientes y exponencialmente distribuidos.

La media de la distribución exponencial es:

$$E[T] = \int_0^{\infty} \lambda t e^{-\lambda t} dt$$

Haciendo $u = \lambda t$

$$E[T] = \frac{1}{\lambda} \int_0^{\infty} u e^{-u} du = \frac{1}{\lambda} [e^{-u}(-u-1)]_0^{\infty}$$

$$m_T = \frac{1}{\lambda} \tag{A.7}$$

Recordando que en los párrafos anteriores, se encontró que λ era el número promedio de eventos por unidad de tiempo, mientras aquí $1/\lambda$ se interpreta como el *tiempo promedio entre llegadas* o, como frecuentemente se le llama, *periodo de retorno*.

De manera similar,

$$\sigma_T^2 = \frac{1}{\lambda^2} \tag{A.8}$$

Nótese que el coeficiente de variación de T es unitario para cualquier valor del parámetro λ .

La distribución exponencial se grafica en la figura A.3 como función de λt , la proporción de t a la media del tiempo interrelacionado de arribo.

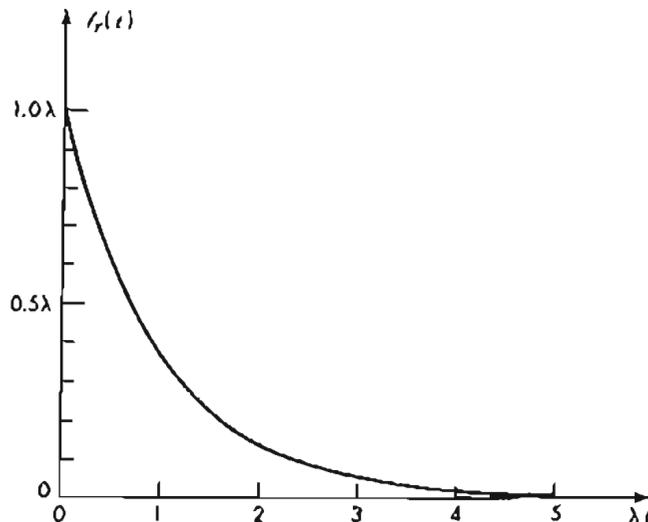


Figura A.3 Distribución exponencial $E_x(\lambda)$.
(Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970).

Propiedad de carencia de memoria. El proceso de Poisson frecuentemente se dice ser "carente de memoria", significa que el comportamiento futuro es independiente de su comportamiento presente o

pasado. Este carácter de carencia de memoria de los arribos de Poisson y de la distribución exponencial se entiende mejor mediante la determinación de la distribución condicional de T dado que $T > t_0$, esto es, la distribución del tiempo entre llegadas dado que no ocurren arribos antes de t_0 :

$$F_{T|[T>t_0]}(t) = P[T \leq t | T > t_0] = \frac{P[(T \leq t) \cap (T > t_0)]}{P[T > t_0]}$$

Para t menor que t_0 , el numerador es cero; para $t \geq t_0$ el numerador es igual a $P\{t_0 < T \leq t\}$. Así

$$F_{T|[T>t_0]}(t) = \frac{F_T(t) - F_T(t_0)}{1 - F_T(t_0)} = \frac{(1 - e^{-\lambda t}) - (1 - e^{-\lambda t_0})}{e^{-\lambda t_0}} = \frac{e^{-\lambda t_0} - e^{-\lambda t}}{e^{-\lambda t_0}} = 1 - e^{-\lambda(t-t_0)}; \quad t \geq t_0 \quad (\text{A.9})$$

$$f_{T|[T>t_0]}(t) = \lambda e^{-\lambda(t-t_0)} \quad ; \quad t \geq t_0 \quad (\text{A.10})$$

O si el tiempo τ esta considerado a partir de t_0 , $\tau = t - t_0$,

$$f_{T|[T>t_0]}(\tau) = \lambda e^{-\lambda \tau} \quad t \geq 0 \quad (\text{A.11})$$

En palabras, la falla de observar un evento superior a t_0 no altera nuestras predicciones de la longitud del tiempo (desde t_0) antes de que un evento ocurra. El futuro no está influenciado por el pasado si los eventos son arribos de tipo Poisson. Una consecuencia es que cualquier elección del origen del tiempo (instante cero) es satisfactoria para el proceso de Poisson.

Aplicaciones. La distribución exponencial, muy manejable, es ampliamente adoptada en la práctica. Existe una estrecha asociación entre la distribución de Poisson y la distribución exponencial, ambas surgen de mecanismos de eventos de llegadas independientes y "aleatorios". Lo anterior sugiere que la distribución exponencial es aplicable a la descripción de intervalos de tiempo (o distancias, en el caso de distribuciones de falla, por ejemplo) y en aquellas situaciones en las cuales el número de eventos en un intervalo fijo es de interés, dichos números se representan mediante una distribución de Poisson. Además, los datos observados frecuentemente son sugerentes de una distribución exponencial incluso cuando la suposición de un mecanismo de arribo de Poisson puede no parecer totalmente apropiada. Los tiempos entre los arribos de los vehículos, por ejemplo, están influenciados (al menos por pequeños valores) por efectos tales como espaciamiento mínimo entre vehículos y "embotellamientos" de vehículos detrás de un vehículo más lento, implicando una carencia de independencia entre eventos de arribo en dos vecindarios de intervalos cortos. No obstante, la experiencia ha indicado que en muchas circunstancias la adopción de la distribución exponencial de los intervalos de tiempo de los vehículos es razonable. En estudios de la longitud del tiempo de vida de los componentes eléctricos y mecánicos, la manejabilidad analítica de la distribución exponencial ha permitido su amplia adopción, aunque el desgaste gradual de tales componentes sugeriría que el riesgo de falla en intervalos de igual longitud no sería constante en el tiempo. Esta dependencia del tiempo está, por supuesto, en contradicción con la suposición de inmovilización en el modelo de proceso de Poisson, la que predice que la distribución exponencial describirá los tiempos interrelacionados de arribo. En resumen, la distribución exponencial, como muchas otras que se pueden encontrar, se adopta simplemente como una representación conveniente de un fenómeno cuando lo sugiere la forma de los datos observados o la manejabilidad analítica de la función exponencial.

A.3 MODELOS DE CASOS LIMITANTES.

La clase más importante de modelos es aquella en la cual el modelo surge como un límite a un argumento acerca de la relación entre el fenómeno de interés y sus (posibles) "causas". La incertidumbre en la variable física puede ser el resultado de los efectos combinados de la contribución de varias causas, de las cuales cada una es difícil de aislar y observar. En varias situaciones importantes, si se conoce el mecanismo por el cual las causas individuales afectan a la variable de interés, se puede determinar un modelo (o una distribución) para esta variable sin estudiar en detalle los efectos individuales. En particular, no se necesita conocer las distribuciones de las causas. Se considerarán tres casos importantes: aquellas donde las causas individuales son aditivas, aquellas donde son multiplicativas, y aquellas donde sus extremos son críticos.

A.3.1 El Modelo de Sumas; La Distribución Normal.

Forma de la convergencia de la distribución de sumas. Se introducirá este caso a través de un ejemplo. La longitud total de un artículo puede estar formada por la suma de las longitudes de un número de partes individuales similares. Algunos ejemplos son la longitud total de una línea de carros en una cola, el error total en la medición de la longitud de una línea en incrementos de 100 pies, o el tiempo total empleado repitiendo un número de operaciones idénticas en un programa de construcción. Observando una secuencia de curvas, para un ejemplo de medición de errores en la fabricación de cierto tipo de piezas, es evidente que la distribución de la suma de un número de variables aleatorias uniformemente distribuidas rápidamente toma la forma de una figura acampanada. Mediante un ajuste apropiado del parámetro c en cada caso²⁹, una función densidad de la forma

$$f_{Y_i}(y) = ke^{-cy^2} \quad -\infty \leq y \leq \infty \quad (\text{A.12})$$

se aproximará estrechamente a las funciones densidad de la sucesión Y_i . Tales curvas se muestran en la figura A.4 como líneas punteadas. Las aproximaciones son sucesivamente mejores conforme se vayan considerando más datos, y la aproximación siempre es mejor alrededor de la media, $y = 0$, que en las colas. Esta muy importante función densidad "doble exponencial" es llamada la *distribución normal o gaussiana*.

Teorema del límite central. La capacidad de una curva de esta forma para aproximarse a la distribución de la suma de un número de variables aleatorias uniformemente distribuidas no es casual. Este es, de hecho, uno de los resultados más importantes de la teoría de la probabilidad que:

Bajo condiciones muy generales, cuando el número de variables en la suma se hace grande, la distribución de la suma de variables aleatorias se acercará a la distribución normal.

Varias de las frases en esta expresión ligeramente inexacta del *teorema del límite central* merecen un refinamiento. Una idea de las "condiciones muy generales" se puede obtener considerando algunos casos especiales. El teorema se reserva para la mayoría de las variables aleatorias con significado físico³⁰: (1) si las variables involucradas son independientes e idénticamente distribuidas; (2) si las variables son independientes, pero no idénticamente distribuidas (con tal de que cada variable individual tenga un pequeño efecto en la suma); ó (3) si las variables no son completamente independientes, pero

²⁹ Claramente la constante k también tendrá que ser ajustada en cada paso para asegurar que el área bajo la curva es unitaria.

³⁰ Por ejemplo, las varianzas deben ser finitas en el caso 1; es suficiente en el caso 2 que todas las variables estén limitadas (esto es, $P(|X_i| \leq a) = 1$ para toda i y a menor que infinito); en el caso 3 es suficiente que todas las variables estén limitadas y la dependencia no permita un ciclo patológico entre un pequeño número de valores.

conjuntamente distribuidas tal que la correlación sea efectivamente cero entre cualquier par de variables y todas menos un número limitado de otras. La palabra "acercarse" en la expresión del teorema puede ser interpretada por un matemático como "converger a", pero un ingeniero la leería como "esta aproximada por". La cuestión de cuanto es "grande" depende, como en cualquier aproximación semejante, en cuál sea la precisión demandada, pero en este caso también depende de la forma de las distribuciones de las variables aleatorias a ser sumadas (distribuciones altamente sesgadas son relativamente lentas para converger). El grado de dependencia también es un factor. Por ejemplo, si todas las variables fueran perfectamente linealmente dependientes en el primero, $X_i = a_i + b_i X_1$, la distribución de la suma de cualquier número de ellos tendría la misma forma como la distribución de la primera, dado que la suma $Y_n = \sum_{i=1}^n X_i$, podría escribirse siempre como $Y_n = c + dX_1$.

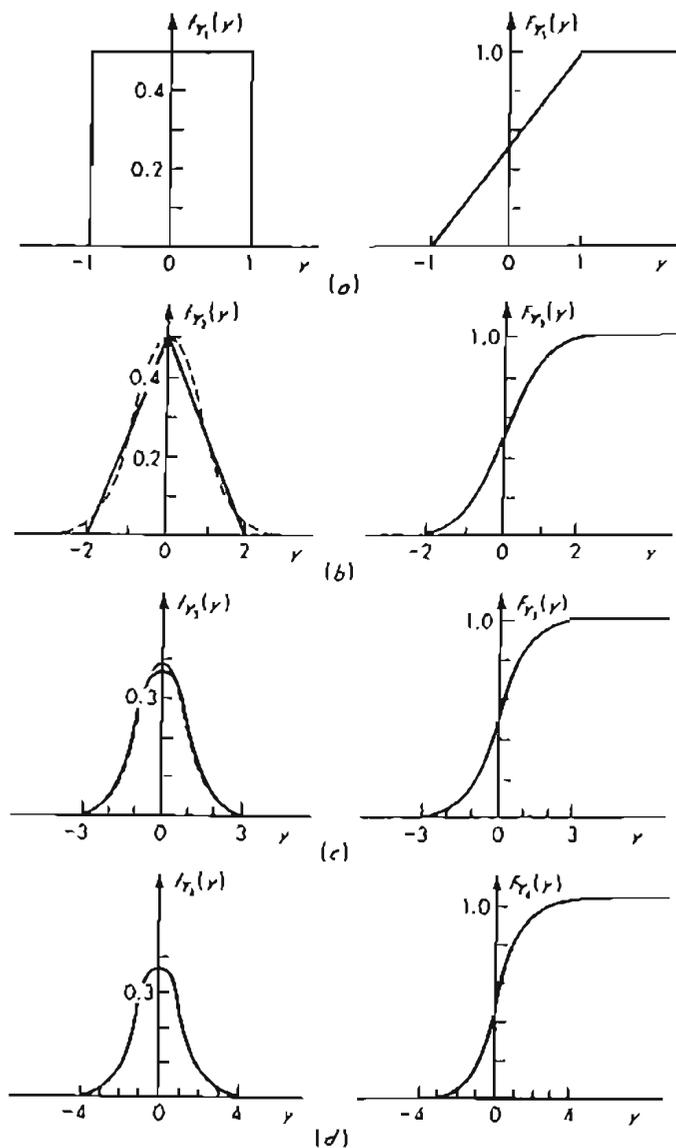


Figura A.4 Distribuciones del error en la longitud total de una, dos, tres, o cuatro piezas. (a) Distribución de Y_1 ; (b) distribución de Y_2 ; (c) distribución de Y_3 ; distribución de Y_4 . (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970).

El hecho importante es que, incluso si el número de variables involucradas es solo moderadamente grande, mientras que ninguna variable domine y mientras que las variables no sean altamente dependientes, la distribución de su suma será muy cercana a la normal. La inmensa importancia práctica de la distribución normal reside en el hecho de que esta expresión del teorema del límite central puede hacerse *sin* un conocimiento exacto (1) de las distribuciones marginales de la contribución de las variables aleatorias, (2) de su número, o (3) de su distribución conjunta. Ya que la variación aleatoria en varios fenómenos surge de un número de variaciones aditivas, no es sorprendente que la aproximación de los histogramas a esta distribución sea frecuentemente observada en la naturaleza y que esta distribución sea frecuentemente adoptada como un modelo en la práctica. De hecho, debido a su manejabilidad analítica y a la familiaridad de muchos ingenieros con esta distribución, el modelo normal es muy frecuentemente usado en la práctica cuando no hay razón para creer que no existe un mecanismo físico aditivo. Por todas estas razones la distribución merece una atención especial.

Parámetros: Medía y varianza. Primero, debe señalarse que las distribuciones no necesitan estar centradas en el origen. Considerando en general el caso contrario

$$f_x(x) = ke^{-c(x-m)^2} \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (\text{A.13})$$

La distancia al centro de la distribución esta etiquetada como m , y por la simetría de la distribución ésta es su media. Se puede determinar la constante de normalización k integrando:

$$1 = \int_{-\infty}^{\infty} ke^{-c(x-m)^2} dx$$

Se encuentra

$$1 = \frac{k}{c} \pi$$

Por lo tanto

$$k = \frac{c}{\pi}$$

O

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-m_x}{\sigma_x} \right)^2} \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (\text{A.14})$$

Se determina la varianza de la distribución normal.

$$Var[X] = \frac{\sqrt{c}}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} (x-m)^2 e^{-c(x-m)^2} dx$$

Haciendo un cambio de variable e integrando por partes se tiene

$$Var[X] = \frac{1}{2c}$$

$$\sigma_x = \frac{1}{\sqrt{2c}}$$

Nótese que

$$\sqrt{c} = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2}}$$

se reemplaza c como un parámetro de la distribución normal y escribimos la función densidad en la forma

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-m_X}{\sigma_X} \right)^2} \quad -\infty \leq X \leq \infty \quad (A.15)$$

En esta, su forma usual, la media y la desviación estándar (o varianza) son usadas como parámetros de la distribución, y se escribiría " X es $N(m, \sigma^2)$." El efecto del cambio en m y σ se muestra en la figura A.5. Las curvas normales graficadas en líneas punteadas en la figura A.4 son aquellas con media y desviación estándar igual a los momentos correspondientes a la distribución auténtica.

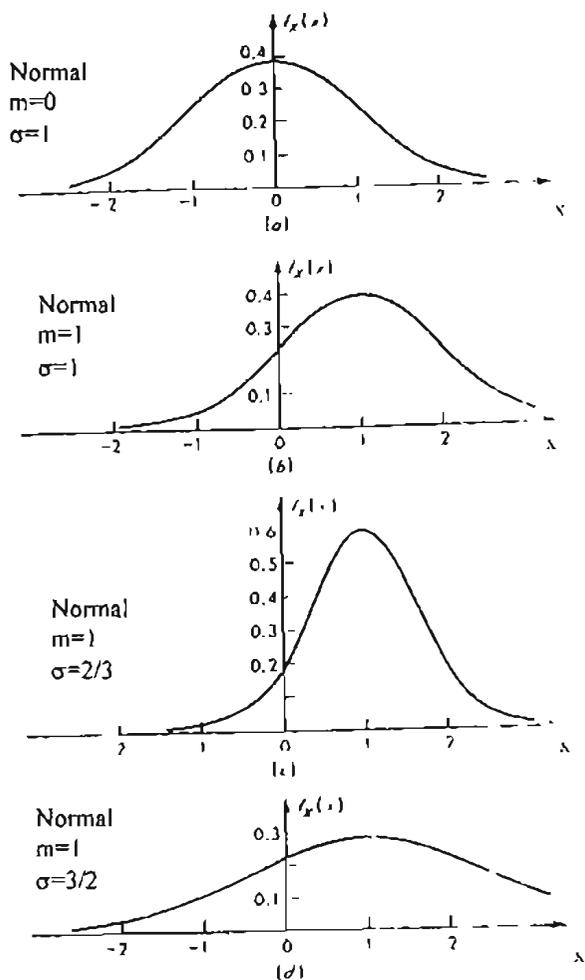


Figura A.5 Funciones densidad normales. (Jack R., Benjamin and Cornell, Carl Allin, 1970)

Uso de las tablas normales. La distribución normal esta ampliamente tabulada en la literatura³¹. Este trabajo esta simplificado por la sola tabulación de la variable estandarizada

$$U = \frac{X - m_X}{\sigma_X} \quad (\text{A.16})$$

Esta variable tiene una media igual a cero y una desviación estándar igual a 1. La densidad de la variable aleatoria normal estandarizada consecuentemente es $N(0,1)$ o

$$f_U(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad -\infty \leq u \leq \infty \quad (\text{A.17})$$

la cual se muestra en la figura A.5a. La función densidad deseada, de que $X = m_X + \sigma_X U$, es:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X} f_U\left(\frac{x - m_X}{\sigma_X}\right) \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (\text{A.18})$$

Las tablas solamente dan la mitad del rango de u , $u \geq 0$, debido a la simetría de la PDF.

Para determinar la probabilidad de que una variable aleatoria normal resida en cualquier intervalo, se requiere la integral de $f_X(x)$ sobre el intervalo; por supuesto alternativamente, la diferencia entre los dos valores de la función distribución acumulativa dará esta información. No hay una expresión simple para la CDF³² de la distribución normal, pero ha sido evaluada numéricamente y tabulada, de nuevo para la variable aleatoria estandarizada. En general

$$F_X(x) = P[X \leq x] = P\left[U \leq \frac{x - m_X}{\sigma_X}\right] = F_U\left(\frac{x - m_X}{\sigma_X}\right) = F_U(u)$$

$$F_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}v^2} dv \quad -\infty \leq u \leq \infty \quad (\text{A.19})$$

en donde $u = (x - m_X) / \sigma_X$. Nótese que u puede interpretarse como el número de desviaciones estándar por las cuales x difiere de la media. Las tablas dan los valores de $F_U(u)$. Debido a la simetría de la PDF, las tablas solo dan la mitad del rango de u , usualmente para $u \geq 0$.

La simetría de la distribución permite encontrar valores para argumentos negativos, de la forma siguiente

$$F_U(-u) = 1 - F_U(u)$$

En otras tablas se tabula para $1 - F_U(u)$ con $u \geq 0$, mientras que otras tablas dan $1 - 2F_U(-u)$, $u \geq 0$.

Esta última forma esta relacionada con situaciones comunes en el estudio de errores o tolerancias donde se desea conocer la probabilidad de que una variable aleatoria normal pueda caer con k desviaciones estándar de su media:

³¹ Vea el National Bureau of Standards, o en menos detalle, cualquier tabla matemática estándar.

³² Función Densidad Acumulativa.

$$P[m - k\sigma \leq X \leq m + k\sigma] = P\left[-k \leq \frac{X - m}{\sigma} \leq +k\right] = F_U(k) - F_U(-k) = 1 - F_U(-k) - F_U(-k)$$

$$P[m - k\sigma \leq X \leq m + k\sigma] = 1 - 2F_U(-k) \quad (\text{A.20})$$

Momentos de orden mayor. La simetría de la distribución normal alrededor de su media implica que todos los momentos centrales de orden impar (y los coeficientes de sesgo) sean cero. Los momentos de orden par solo deben vincularse a la media y a la desviación estándar porque estos dos momentos sirven como parámetros de la familia de las distribuciones normales. Puede demostrarse por Integración que los momentos de orden par están dados por

$$\mu_X^{(n)} = E[(X - m_X)^n] = \frac{n!}{2^{n/2} \binom{n}{2}} \sigma^n \quad n = 2, 4, \dots \quad (\text{A.21})$$

Note que

$$\mu_X^{(4)} = \frac{4!}{2^2 2!} \sigma^4 = 3\sigma^4 \quad (\text{A.22})$$

Por tanto el coeficiente de curtosis es

$$\gamma_2 = \frac{\mu_X^{(4)}}{\sigma^4} = \frac{3\sigma^4}{\sigma^4} = 3 \quad (\text{A.23})$$

No es poco común comparar el coeficiente de curtosis de una variable aleatoria con este valor "estándar" de 3, de la distribución normal. Si una distribución tiene $\gamma_2 > 3$, se dice que esta "más aplanada" que la estándar. De hecho, frecuentemente uno ve definido el *coeficiente de exceso*, $\gamma_2 - 3$. Los coeficientes de exceso positivos indican distribuciones más planas que la normal, los negativos, más puntiagudos que la normal.

Distribución de la suma de variables normales. Debido al teorema del límite central la suma de varias variables tienden a ser normalmente distribuidas, debe esperarse que la suma de dos variables aleatorias independientes cada una normalmente distribuida también sería normalmente distribuida. Este es, de hecho, el caso. Aceptando la declaración, concluimos que la distribución de $Z = X + Y$ cuando X es $N(m_X, \sigma_X^2)$ e Y es $N(m_Y, \sigma_Y^2)$ también es normal si X e Y son independientes. Por tanto los parámetros de Z son:

$$m_Z = m_X + m_Y \quad (\text{A.24})$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_X^2 + \sigma_Y^2} \quad (\text{A.25})$$

Por tanto Z es $N(m_X + m_Y, \sigma_X^2 + \sigma_Y^2)$.

Si existe interés en $Z = X_1 + X_2 + \dots + X_n$, donde las X_i son independientes, variables aleatorias normalmente distribuidas, podemos concluir, por consideración de pares de variables en secuencia, que, en general, la suma de variables aleatorias independientes normalmente distribuidas es normalmente distribuida con una media igual a la suma de sus media y una varianza igual a la suma de sus varianzas.

Aplicaciones. Puede decirse que la distribución normal es el modelo más usado en la aplicación de la teoría de la probabilidad. Hemos visto que puede existir una buena razón para su adopción para describir ciertos fenómenos naturales. Es decir, puede esperarse que represente a aquellas variables que surgen como la suma de un número de efectos aleatorios, de las cuales ninguna de ellas domina la totalidad. Como consecuencia el modelo normal se ha utilizado fructuosamente para describir el error en las mediciones, para representar las desviaciones de los valores especificados de la manufacturación de productos y la fabricación de artículos que resultan de una cantidad de piezas y/u operaciones cada uno de los cuales pueden agregar alguna desviación al total, y para modelar la capacidad de un sistema que falla solo después de la saturación de una cantidad de componentes redundantes (capacidad aleatoria) han tomado lugar. Algunos ejemplos específicos del último caso incluyen a la capacidad de una carretera la cual equivale a la suma de las capacidades de sus carriles, la resistencia al colapso de un mecanismo dúctil, una armadura elastoplástica, que es una suma en tiempos constantes de los momentos de fluencia de ciertas juntas, y la deflexión de un material elástico que es la suma de las deflexiones de un número de volúmenes elementales pequeños.

La distribución normal frecuentemente se adopta como una aproximación conveniente a otras distribuciones cuya tabulación es menos amplia. En aquéllos casos en los que la distribución normal es una buena aproximación numérica y puede aceptarse considerando cómo surgen estas distribuciones y como resultado de, posteriormente, invocar el teorema del límite central.

Si se adopta el modelo normal siguiendo un argumento físico o como una aproximación a otra distribución, debe notarse que su validez puede disminuir fuera de la región alrededor de su media. Las colas de la distribución son mucho más sensitivas a los errores en la formulación del modelo que la región central. Los límites en el argumento de una función densidad normal teóricamente son más y menos infinito, aun, puede ser útil en la práctica asumir que algunas variables, tales como la carga, el peso, o el tiempo, que están físicamente limitados a valores no negativos, están normalmente distribuidas. La cautela debe abogar en las conclusiones gráficas de los modelos basados en tales suposiciones, si, como es frecuente en el caso de la ingeniería civil, son de mayor preocupación los valores extremos (grandes o pequeños). Vale la pena comentar que, para estos casos, las distribuciones extremas representan mejor el comportamiento de dichos parámetros. En resumen, el ingeniero nunca debe olvidar el rango de validez de su modelo ni la precisión con la cual puede darle un uso significativo. Esta declaración tiene validez para todos los modelos probabilísticos, así como para las formulaciones determinísticas de problemas de ingeniería, aunque es muy frecuente ignorar ambas.

A.3.2 El modelo de productos: La Distribución Lognormal.

Modelos multiplicativos. Mientras que la distribución normal surgió de la suma de varios efectos pequeños, también es deseable considerar la distribución de un fenómeno que surge como resultado de un mecanismo multiplicativo actuando sobre un número de factores. Un ejemplo de tal mecanismo ocurre en los procesos de rotura, tal como en la trituración de los agregados o en el transporte de los sedimentos en los ríos. El tamaño final de una partícula resulta de un número de colisiones de partículas de varios tamaños viajando a diferentes velocidades. Cada colisión reduce a la partícula por una porción aleatoria de su tamaño en el tiempo (Epstein [1947]). Por lo tanto, el tamaño Y_n de una partícula escogida aleatoriamente después de la n ésima colisión es el producto de Y_{n-1} (su tamaño anterior a tal colisión) y W_n (el factor de reducción aleatorio). Extendiendo hacia atrás este argumento durante las colisiones previas,

$$Y_n = Y_{n-1}W_n = Y_{n-2}W_{n-1}W_n = \dots = Y_0W_1W_2 \dots W_n \quad (A.26)$$

Incluso, una cantidad de sistemas físicos pueden caracterizarse por un mecanismo que dicte que el incremento $Y_n - Y_{n-1}$ en la respuesta del sistema cuando es sujeto a un impulso de entrada aleatorio Z_n es proporcional al valor presente de la respuesta Y_{n-1} . Formalmente,

$$Y_n - Y_{n-1} = Z_n Y_{n-1} \tag{A.27}$$

O

$$Y_n = Y_{n-1}(1 + Z_n) = Y_{n-2}(1 + Z_{n-1})(1 + Z_n) = \dots = Y_0(1 + Z_1)(1 + Z_2) \dots (1 + Z_n)$$

Sea $W_i = 1 + Z_i$, esta función es la misma forma multiplicativa como en el del modelo de ruptura anterior. El crecimiento de ciertos sistemas económicos puede seguir este modelo.

Finalmente, el mecanismo de fatiga en los materiales ha sido descrito como sigue (Frudenthal [1951]³³). El daño interno Y_n , después de n ciclos de carga, es

$$Y_n = g(Y_{n-1})W_n \tag{A.28}$$

En esta expresión, W_n es el estado de esfuerzo interno resultante de la enésima aplicación de carga, sujeto a variación debido a las diferencias internas en los materiales a nivel microscópico. Si, como una primera aproximación, $g(Y_{n-1})$ se toma igual a $c_{n-1}Y_{n-1}$,

$$Y_n = Y_0 W_1 W_2 \dots W_n \tag{A.29}$$

Distribución. En todos estos casos la variable de interés Y se expresa como el producto de un número grande de variables, cada una de las cuales es, en sí misma, difícil de estudiar y describir. En varios casos, algo puede decirse, sin embargo, de la distribución de Y . Tomando logaritmos naturales³⁴ en ambos lados de cualquier de las ecuaciones anteriores. El resultado es de la forma

$$\ln(Y) = \ln(Y_0) + \ln(W_1) + \ln(W_2) + \dots + \ln(W_n) \tag{A.30}$$

Dado que las W_i son variables aleatorias, las funciones $\ln(W_i)$ también son variables aleatorias. Recurriendo al teorema del límite central, se puede predecir que la suma de un número de estas variables será aproximadamente normalmente distribuida. Sea

$$X = \ln(Y) \tag{A.31}$$

El problema es, sabiendo que X es normalmente distribuida, determinar la distribución de Y o

$$Y = e^X \tag{A.32}$$

Una variable aleatoria Y cuyos logaritmos están normalmente distribuidos se dice que tiene una distribución *logaritmiconormal* o *lognormal*. Su forma es fácilmente determinable. Se sabe que la función densidad, en el caso de una función monotónica, es

$$f_y(y) = \left| \frac{dg^{-1}}{dy} \right| (y) f_x(g^{-1}(y))$$

Aquí

³³ Debe indicarse que este autor desde entonces ha propuesto modelos probabilísticos más apropiados de este fenómeno.

³⁴ Los logaritmos se pueden tomar con otra base. Los resultados diferirán solo por una constante incómoda, por ejemplo, $\log_{10}(Y) = 0.4343 \ln(Y)$. Si se usan logaritmos base 10, el lado derecho de las ecuaciones (A.33) y (A.34) deberán multiplicarse por 0.4343.

$$Y = g(X) = e^X$$

$$X = g^{-1}(Y) = \ln(Y)$$

$$\frac{dg^{-1}(y)}{dy} = \frac{1}{y}$$

y X es normalmente distribuida:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} e^{\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - m_X}{\sigma_X} \right)^2 \right]} \quad -\infty \leq x \leq \infty$$

Por lo tanto, sustituyendo lo anterior,

$$f_Y(y) = \frac{1}{y \sigma_X \sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(y) - m_X}{\sigma_X} \right)^2 \right)} \quad y \geq 0 \quad (A.33)$$

La variable aleatoria Y es lognormalmente distribuida, mientras que el logaritmo de X es normalmente distribuido. El rango de Y va desde cero hasta infinito, mientras que para X es de menos infinito a mas infinito. Si $Y = 1$, $X = 0$, y si $Y > 1$, X es positivo. En el rango de $0 \leq Y \leq 1$, X está en el rango de menos infinito a cero, ya que el logaritmo de un número entre cero y la unidad es negativo. Y no puede tener valores negativos, ya que el logaritmo de un número negativo no está definido.

Parámetros comunes. En la ecuación A.33, para la PDF de Y , los parámetros usados, σ_X y m_X , son la media y la desviación estándar de X o $\ln(Y)$, no de Y . Se dispone de un par un poco más natural de parámetros envueltos en la mediana de Y . La *mediana* \bar{m} de una variable aleatoria esta definida como el valor por debajo del cual se encuentra la mitad de probabilidad masa. Esto es,

$$F(\bar{m}) = 0.5$$

Cuando X es igual a $\ln(Y)$,

$$0.5 = P[Y \leq \bar{m}_Y] = P[X \leq \ln(\bar{m}_Y)] = F_X[\ln(\bar{m}_Y)]$$

Por tanto,

$$\ln(\bar{m}_Y) = \bar{m}_X$$

Para la normal y otras distribuciones simétricas, la mediana es igual a la media: $\bar{m}_X = m_X$. Consecuentemente,

$$0.5 = F_X(\bar{m}_X) = F_X(m_X)$$

Por tanto,

$$\ln(\bar{m}_Y) = m_X$$

Sustituyendo en la ecuación A.33 para $\ln(y) - m_x$,

$$\ln(y) - m_x = \ln(y) - \ln(\bar{m}_y) = \ln\left(\frac{y}{\bar{m}_y}\right)$$

Y escribiendo σ_x como $\sigma_{\ln(Y)}$, se obtiene la forma más común de la función densidad de probabilidad lognormal:

$$f_Y(y) = \frac{1}{y\sqrt{2\pi}\sigma_{\ln(Y)}} e^{\left\{-\frac{1}{2}\left[\frac{1}{\sigma_{\ln(Y)}} \ln\left(\frac{y}{\bar{m}_y}\right)\right]^2\right\}} \quad y \geq 0 \quad (\text{A.34})$$

Si y tiene esta función densidad, decimos que Y es $LN(\bar{m}_y, \sigma_{\ln(Y)})$, donde \bar{m}_y y $\sigma_{\ln(Y)}$ son dos parámetros de la distribución.

Uso de las tablas normales. En términos de la PDF de una variable U estandarizada $N(0,1)$,

$$f_Y(y) = \frac{1}{y\sigma_{\ln(Y)}} f_U\left(\frac{\ln(y/\bar{m}_y)}{\sigma_{\ln(Y)}}\right) \quad (\text{A.35})$$

Esto es,

$$f_Y(y) = \frac{1}{y\sigma_{\ln(Y)}} f_U(u) \quad (\text{A.36})$$

donde

$$u = \frac{1}{\sigma_{\ln(Y)}} \ln\left(\frac{y}{\bar{m}_y}\right) \quad (\text{A.37})$$

La función $f_U(u)$ está tabulada.

La CDF de Y se evalúa incluso más fácilmente usando una tabla de la distribución normal, ya que

$$F_Y(y) = P[Y \leq y] = P[\ln(Y) \leq \ln(y)] = P[X \leq \ln(y)] = F_X[\ln(y)]$$

Puesto que X es $N(m_x, \sigma^2_x)$ ó $N(\bar{m}_y, \sigma^2_{\ln(Y)})$,

$$F_Y(y) = F_U\left(\frac{\ln(y) - \ln(\bar{m}_y)}{\sigma_{\ln(Y)}}\right) = F_U\left(\frac{\ln(y/\bar{m}_y)}{\sigma_{\ln(Y)}}\right)$$

$$F_Y(y) = F_U(u) \quad (\text{A.38})$$

con u dada en la ecuación A.37

Momentos. A través de evidencia experimental normalmente se tienen disponibles los momentos de la variable aleatoria Y . Para determinar los parámetros de la PDF y CDF, se hace necesario calcular \bar{m}_Y y la desviación estándar de X o $\ln(Y)$ de estos momentos. Para determinar las ecuaciones para hacer esto, primero buscamos los momentos de Y en términos de sus parámetros. Por integración, es fácil mostrar que los momentos de Y son

$$E[Y^r] = \int_0^{\infty} y^r f_Y(y) dy$$

$$E[Y^r] = (\bar{m}_Y)^r e^{\left(-\frac{1}{2}r^2\sigma_{\ln(Y)}^2\right)} \quad (\text{A.39})$$

En particular,

$$m_Y = \bar{m}_Y e^{\left(\frac{1}{2}\sigma_{\ln(Y)}^2\right)}$$

y

$$\sigma_Y^2 = E[Y^2] - m_Y^2 = \bar{m}_Y^2 e^{2\sigma_{\ln(Y)}^2} - \bar{m}_Y^2 e^{\sigma_{\ln(Y)}^2}$$

$$\sigma_Y^2 = m_Y^2 \left(e^{\sigma_{\ln(Y)}^2} - 1 \right) \quad (\text{A.40})$$

Por tanto

$$V_Y^2 = e^{\sigma_{\ln(Y)}^2} - 1 \quad (\text{A.41})$$

Las relaciones deseadas para los parámetros en términos de los momentos son

$$\bar{m}_Y = m_Y e^{\left(-\frac{1}{2}\sigma_{\ln(Y)}^2\right)} \quad (\text{A.42})$$

$$\sigma_{\ln(Y)}^2 = \ln(V_Y^2 + 1) \quad (\text{A.43})$$

También es importante notar que la media de $\ln(Y)$ o X es

$$m_{\ln(Y)} = \ln(\bar{m}_Y) = \ln\left(m_Y e^{\left(-\frac{1}{2}\sigma_{\ln(Y)}^2\right)}\right) = \ln(m_Y) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(Y)}^2 \quad (\text{A.44})$$

La media de $\ln(Y)$ no es igual al $\ln(m_Y)$; esto es, la media del logaritmo no es el logaritmo de la media. Esto se infiere de que la función logaritmo es no lineal.

Distribución de un producto de lognormales. La distribución lognormal no tiene la propiedad aditiva regenerativa; esto es, la distribución de una variable aleatoria la cual es la suma de dos variables

aleatorias lognormalmente distribuidas no es lognormal. Pero la distribución posee una especie de capacidad de regeneración multiplicativa. Si

$$Z = Y_1 Y_2 \cdots Y_n \quad (\text{A.45})$$

y las Y_i son independientes y todas son lognormalmente distribuidas con parámetros \bar{m}_{Y_i} y $\sigma_{\ln(Y_i)}$. Z también es lognormalmente distribuida con

$$m_{\ln(Z)} = \sum_{i=1}^n m_{\ln(Y_i)} \quad (\text{A.46})$$

y

$$\sigma_{\ln(Z)}^2 = \sum_{i=1}^n \sigma_{\ln(Y_i)}^2 \quad (\text{A.47})$$

Por la ecuación A.44,

$$m_{\ln(Y_i)} = \ln(\bar{m}_{Y_i})$$

Por tanto

$$m_{\ln(Z)} = \ln(\bar{m}_{Y_1} \bar{m}_{Y_2} \cdots \bar{m}_{Y_n})$$

y

$$\bar{m}_Z = \bar{m}_{Y_1} \bar{m}_{Y_2} \cdots \bar{m}_{Y_n} \quad (\text{A.48})$$

Aplicaciones. La ley de probabilidad lognormal tiene una larga historia en la ingeniería civil. Fue adoptada tempranamente en los estudios estadísticos de datos hidrológicos (Hazen [1914]) y de fallas por fatigas. Parece haber sido adoptada originalmente solo porque los datos observados se encontraron que presentaban una forma oblicua, y se obtuvo un mejor ajuste usando esta simple observación de la distribución normal familiar. Esta cualidad oblicua no poco común en varios tipos de datos, más el hecho de que la distribución evita la probabilidad cero (sin embargo pequeña) de valores negativos asociados con el modelo normal, se han combinado para hacer que esta distribución permanezca en uso común en la práctica de la ingeniería civil. Es particularmente frecuente encontrarla en estudios hidrológicos (por ejemplo, Chow [1954], Beard [1953], y Beard [1962]) para modelar el flujo diario de una corriente, descargas pico de inundaciones, inundaciones anuales, y pluviosidad diaria, mensual y anual. Chow [1954] sostiene que el evento hidrológico es el resultado de la acción conjunta de varios factores hidrológicos y geográficos los cuales pueden expresarse en la forma matemática

$$Y = W_1 W_2 \cdots W_n$$

donde n es grande. Esta forma es típica de aquellas que hemos visto que conducen a la distribución lognormal.

Lomnitz [1964] ha usado el modelo multiplicativo para describir la distribución de las magnitudes de los sismos. Encontró que las magnitudes y los tiempos de llegada entre sismos se ajustaban a distribución lognormal.

Incluso se ha encontrado que la distribución describe la resistencia de volúmenes elementales de materiales plásticos (Johnson [1953]), la distribución de partículas de pequeños tamaños (Kottler [1950]), y el esfuerzo de fluencia en las barras de acero de refuerzo (Fruedenthal [1948]).