

Evaluación probabilística de confiabilidad estructural ante acciones sísmicas en instalaciones petroleras

Ing. José G. Parra Rosales. Msc.

Dpto. de Ingeniería General. INTEVEP, S.A.

RESUMEN

Se presenta una discusión de los métodos para la evaluación probabilística del riesgo sísmico (y su complemento, la confiabilidad) de instalaciones, y su aplicación a algunas estructuras típicas de la Industria Petrolera. Los métodos de evaluación probabilística de confiabilidad permiten considerar en forma conjunta la información e incertidumbres provenientes de los diversos aspectos involucrados en la ingeniería sismorresistente: amenaza sísmica, condiciones geotécnicas locales y resistencia y ductilidad de la estructura en cuestión. La determinación del riesgo, definido como la probabilidad de excedencia de un estado límite en un tiempo determinado, proporciona una medida cuantitativa del nivel de seguridad de una instalación. Igualmente, permite jerarquizar las necesidades de información, identificar aquellos aspectos que determinan en mayor medida el riesgo, y proporcionar el punto de partida para evaluar la efectividad y rentabilidad de las inversiones requeridas para mitigarlo.

1. Introducción

Además de los riesgos propios debidos a la naturaleza de la actividad petrolera, existe una fuente adicional de riesgos asociada a las acciones ambientales. Estas acciones podrían producir desde el mal funcionamiento hasta el colapso de las instalaciones, con el consecuente daño a la producción, el entorno, los operadores y la población adyacente. Dentro de esta categoría, en Venezuela los sismos tienen una importancia principal, ya que al estar la mayoría de las actividades de la IPPCN ubicadas en zonas de comprobada actividad sísmica, por lo general el diseño de las estructuras asociadas está controlado por la necesidad de proveer resistencia suficiente ante sismos severos. Debido a la naturaleza aleatoria e impredecible de éstos, siempre es posible la ocurrencia de eventos extremos que excedan los valores considerados en el diseño. Si al mismo tiempo se considera el hecho de que muchas de las instalaciones de la IPPCN fue-

ron construídas décadas atrás, cuando los criterios de diseño y el conocimiento sobre la magnitud probable de las acciones eran menos completos que en la actualidad, se comprende la necesidad de contar con herramientas que permitan evaluar el nivel de seguridad ante sismos de la infraestructura existente, compararlo con el nivel de riesgo debido a las operaciones y ayudar en la toma de decisiones concernientes al refuerzo o reemplazo de las mismas.

En el presente trabajo se describen en forma resumida, los principales métodos de evaluación probabilística de riesgo sísmico que han sido utilizados en INTEVEP para evaluar algunas instalaciones típicas dentro de la industria. Aún cuando se presentan algunas expresiones matemáticas, la descripción es fundamentalmente cualitativa. Adicionalmente, se incluyen ejemplos de aplicación de las mencionadas metodologías.

2. Confiabilidad estructural ante acciones sísmicas. Conceptos generales

La evaluación del desempeño de una estructura ante acciones sísmicas está marcada por la presencia de numerosas e inevitables fuentes de incertidumbre: el número, la intensidad y el lugar de origen de los futuros sismos, los efectos sobre el sitio donde está localizada la estructura de interés, y la respuesta y resistencia de ésta. En el caso de las instalaciones propias de la industria petrolera debe agregarse una fuente de incertidumbre adicional: las estructuras involucradas no tienen en general un comportamiento tipificado, producto de la experiencia acumulada por la observación de los efectos de sismos sobre ellas, tal y como es el caso de las estructuras típicas de edificaciones residenciales.

La única manera de tratar, en forma racional, con las incertidumbres presentes, es por medio de la aplicación de la estadística y teoría de probabilidades a la ingeniería sismorresistente. El objetivo primario de los

métodos de confiabilidad estructural es la estimación de las probabilidades nominales de falla de la instalación, como consecuencia conjunta de la incertidumbre en su resistencia y en las diversas acciones a las que puede estar sometida. Desarrollos completos de la teoría pueden encontrarse en la literatura especializada [Madsen et al, 1986; Melchers, 1987; Ang y Tang, 1984]. Se entiende por «falla» la excedencia de un estado límite, es decir la incursión de la instalación en un estado en el cual deja de prestar adecuadamente el servicio para la que fue diseñada. El presente estudio está limitado a la consideración de los estados límites asociados al colapso de la estructura en cuestión por efecto de las acciones sísmicas. Las probabilidades estimadas son nominales en el sentido que no incorporan el efecto de los errores humanos. Se ha demostrado que estas probabilidades nominales son una herramienta válida para asistir en la toma de decisiones y controlar el proceso de diseño [Melchers, 1987]. En consecuencia, en este trabajo se entiende por riesgo sísmico de una instalación la probabilidad nominal de falla, en un tiempo dado, debida a la acción de sismos, y la confiabilidad como su complemento (1-riesgo). Su determinación permite, entre otros:

- Disponer de una herramienta para medir en forma cuantitativa el nivel de seguridad de una instalación ante sismos, integrando información relacionada con la sismicidad regional, las condiciones geotécnicas locales (C.G.L.), las características dinámicas de la estructura y su respuesta y resistencia

- Proveer un método sistemático y objetivo para jerarquizar la importancia de las incertidumbres en todos los aspectos que afectan el desempeño sismorresistente de una estructura. De esta manera, se puede determinar si se justifica o no invertir recursos en mejorar la calidad de la información disponible en algún aspecto en particular, con base en su efecto sobre el nivel de seguridad de la instalación.

- Constituye el punto de partida para la aplicación de principios de ingeniería económica que permitan evaluar la efectividad y rentabilidad de inversiones destinadas a mitigar el efecto de los sismos. Al considerar en forma explícita los costos de construcción o refuerzo, mantenimiento e inspección; el costo de exceder el estado límite en cuestión (consecuencias de la falla), y el valor del dinero en el tiempo, es posible determinar si la utilidad esperada al hacer menos probable la falla compensa la inversión de recursos en refuerzo o mejoras en el diseño.

La evaluación de la confiabilidad de una estructura ante acciones sísmicas se plantea, por lo general, en dos etapas bien diferenciadas. En primer lugar la determinación de la amenaza sísmica de la zona, definida como la probabilidad de ocurrencia de sismos con distintos grados de severidad, en el sitio de ubicación de la instalación. En segundo lugar, se determina la vulnerabilidad de la instalación o probabilidad de excedencia del estado límite considerado, suponiendo la ocurrencia de sismos de distintas severidades. El riesgo sísmico de la instalación, o probabilidad total o incondicional de falla, viene dado por la consideración conjunta (convolución) de la amenaza y vulnerabilidad. A continuación, se presenta una breve discusión de cada una de ellas.

2.1 Descripción de la amenaza sísmica

Los métodos convencionales de análisis de amenaza sísmica combinan información acerca de la frecuencia de ocurrencia de sismos, la distribución espacial de las fuentes sismogénicas (fallas geológicas activas), y la atenuación que sufren los movimientos del terreno desde los posibles epicentros hasta el sitio analizado. El producto final es la descripción probabilística de la actividad sísmica de la zona. Generalmente, ésta es dada en dos formas equivalentes: tasa de excedencia anual (I), o período medio de retorno ($T_r=1/I$) de eventos que excedan un determinado nivel de severidad. El término severidad se refiere a cualquier medida de la intensidad del movimiento del terreno en el sitio de interés, generalmente se utiliza la aceleración máxima del terreno (A_0), aunque existen otras alternativas (velocidad o desplazamiento máximo del terreno, Intensidad Mercalli, Intensidad de Arias, etc.). El resultado es entonces $I(A_0)=g(A_0)$. Con el fin de reconocer la alta incertidumbre propia de los estudios de amenaza es conveniente incluir una medida de ésta, como por ejemplo el coeficiente de variación (COV) del valor de I para cada valor de A_0 de interés ($COV[I(A_0)]=h(A_0)$). Este coeficiente puede obtenerse formalmente de los estudios de amenaza, o estimarse con base en el juicio de especialistas. Adicionalmente puede ser necesario incluir estimados de la duración (más probable) del movimiento para distintos niveles de intensidad. En las Figs. 1 y 2 se muestran ejemplos de la amenaza de dos zonas diferentes de Venezuela: Lago de Maracaibo y Puerto La Cruz, y una estimación del COV a partir de la opinión de varios especialistas [Gajardo, 1995].

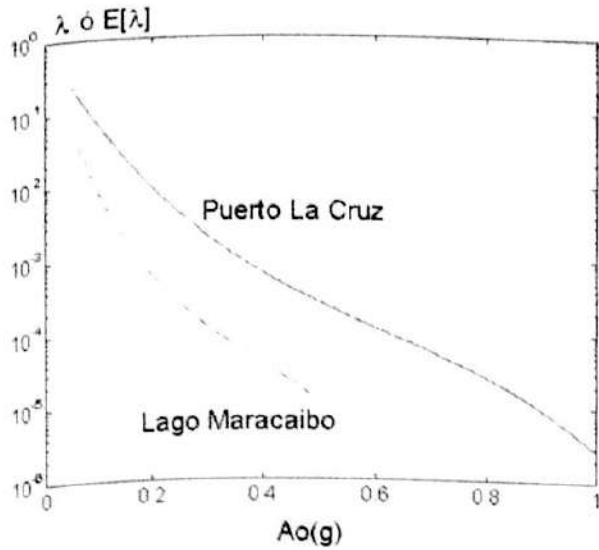


Fig. 1. Ejemplos de curvas de amenaza

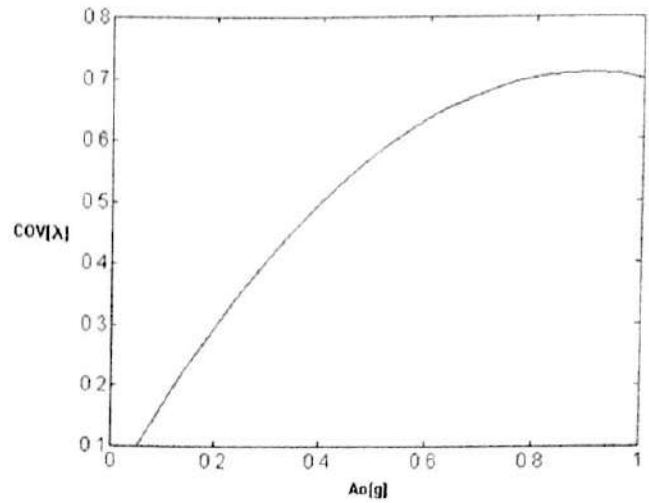


Fig. 2. Ejemplo de COV de la amenaza.

Una de las hipótesis básicas en la determinación de la amenaza es suponer independencia, tanto espacial como temporal, de la ocurrencia de sismos (proceso de Poisson), lo cual simplifica considerablemente la determinación del riesgo sísmico total.

2.2 Determinación de la vulnerabilidad

Se entiende por vulnerabilidad o fragilidad de una estructura, la probabilidad condicionada de excedencia de un estado límite dado que ocurre un sismo de una determinada severidad. La vulnerabilidad depende de las características sismorresistentes de la estructura y puede ser controlada durante el diseño o modificada por medio de medidas de refuerzo. En términos generales, sea X un vector que contiene todas las variables que describen la acción sísmica y las propiedades de resistencia y rigidez de la estructura (variables claves: v.c.) correspondiente al estado límite de interés, y A_0 la variable que mide la intensidad del movimiento sísmico (en general A_0 es la aceleración máxima del terreno, en el caso más general puede ser un vector si se utiliza más de una variable para describir el movimiento del terreno). X se modela como un conjunto de variables aleatorias (v.a.) con función de densidad de probabilidad conjunta (f_{dpc}) conocida. Sea la función $M=G(X)$, que toma valores positivos para los estados del sistema en los que no se ha excedido el estado límite, y valores negativos para el caso contrario. El conjunto de valores de X para los que $G(X) > 0$ define el conjunto seguro ("safe set") de valores de las variables claves. La vulnerabilidad se define como:

$$\text{Vulnerabilidad} = \text{Prob}[M < 0 | A_0 = a] \quad (1)$$

La definición de la función $M=G(X)$ es competencia del Ing. Estructural: debe describir en términos suficientemente sencillos la respuesta última de la estructura ante acciones sísmicas de diversa severidad, y con distintos valores de las propiedades estructurales. Pueden plantearse desde alternativas simplificadas como el corte basal total o el desplazamiento último de un punto de referencia, hasta la formulación de mecanismos de colapso, energía acumulada por la estructura, y en general indicadores de daño.

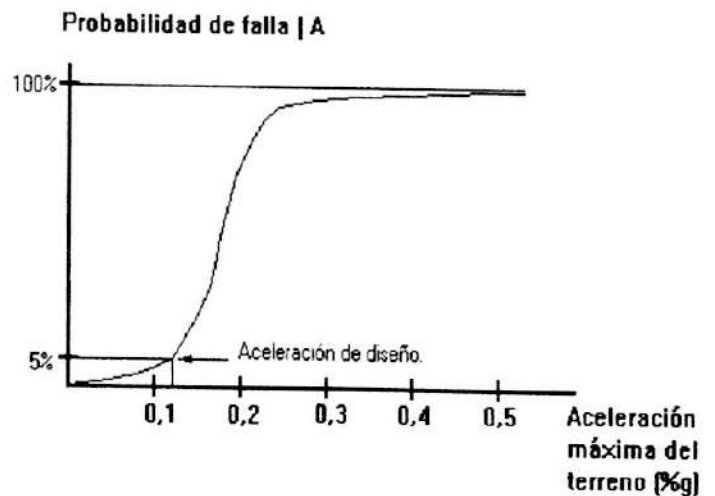


Fig. 3. Curva típica de vulnerabilidad

La Fig. 3 muestra la forma general de la curva de vulnerabilidad o fragilidad. Esta aumenta de 0 a 1 (0 a 100%) en la medida en que se incrementa la intensidad de la acción sísmica desde valores mucho menores a valores mucho mayores que los correspondientes a la intensidad de diseño. Se estima que para la intensidad de diseño la vulnerabilidad (referida al estado límite de colapso) es del orden del 1% al 5% [Vanmarcke, 1983], lo que indica que aún para estructuras correctamente diseñadas y construidas existe una probabilidad (pequeña pero no despreciable) de que fallen si son sometidas a un nivel de acción sísmica igual a aquel para el que fueron diseñadas. En el aparte 3 se describen algunas de las alternativas posibles para el planteamiento de la función M y la estimación de la vulnerabilidad.

2.3 Determinación del riesgo sísmico

Independientemente del método seguido para la determinación de la vulnerabilidad, ésta por sí sola no es suficiente para comparar los niveles de riesgo de distintas estructuras situadas en zonas de distinta actividad sísmica. A este efecto, lo que debe ser comparado es el riesgo total (o su complemento, la confiabilidad), el cual viene dado por la consideración conjunta de la vulnerabilidad y la amenaza sísmica de la zona. Por ejemplo, una instalación situada en una zona de actividad sísmica moderada, tal como la ciudad de Maracaibo, no necesariamente tiene un nivel de riesgo menor que otra situada en la ciudad de Cumaná (de mucha mayor actividad sísmica). Suponiendo que la primera fue construida sin atención a los principios de Ingeniería Sismorresistente, su vulnerabilidad podría ser lo suficientemente alta como para dominar el efecto de la moderada amenaza sísmica.

En términos simplificados, el riesgo sísmico o probabilidad nominal de falla es:

$$\text{Riesgo} = \text{Prob}[M(x) < 0] = \sum_i \text{Prob}[M(x) < 0 | A_o = a_i] \cdot \text{Prob}[A_o = a_i] \quad (2)$$

donde $\text{Prob}[A_o = a_i]$ es la probabilidad de que la máxima intensidad A_o sea igual a a_i en un período de tiempo dado (amenaza) y $\text{Prob}[M(x) < 0 | A_o = a_i]$ es la vulnerabilidad. Se supone que la vulnerabilidad permanece inalterada en el tiempo, y que el sismo de mayor A_o es el que produce el menor valor de M. Son posibles planteamientos más elaborados para la Ec. (2): si por ejemplo se supone que A_o varía en forma continua, que la ocurrencia de sismos sigue un proceso de Poisson en el tiempo, y que no necesariamente el sismo de mayor A_o produce la mayor demanda sobre la estructura. En este caso, se obtiene para el riesgo la siguiente expresión [Parra, 1993]:

$$\text{Prob}[M < 0] = 1 - \exp\left(-t \int_{a_o=0}^{a_o=\infty} \text{Prob}[M < 0 | A_o] \frac{d(-\lambda)}{da_o} da_o\right) \approx -t \int_{a_o=0}^{a_o=\infty} \text{Prob}[M < 0 | A_o] \frac{d(-\lambda)}{da_o} da_o \quad (3)$$

donde $l(A_o) = g(A_o)$ es la amenaza de la zona (aparte 2.1). La Ec. (3) es preferible si la variabilidad en las propiedades de la estructura es muy grande. Si se considera adicionalmente la incertidumbre en la amenaza ($\text{COV}[l(A_o)]$), la Ec. (3) debe modificarse. En la Ref. [Parra, 97] se propone un método para considerar esta incertidumbre, fundamentado en considerar a cada ordenada $l(A_o)$ con una distribución log-normal, y al conjunto posible de curvas $l(A_o)$ como una familia de curvas en función de un parámetro k, que a su vez tiene una densidad de probabilidad normal standard.

3. Alternativas para la estimación de la vulnerabilidad

Los métodos utilizados para la evaluación de la vulnerabilidad difieren grandemente en el nivel de complejidad y detalle. Se describen a continuación dos alternativas entre las muchas posibles: la incorporación directa de la incertidumbre en las variables claves en ecuaciones basadas en los formatos típicos de las normas de diseño sismorresistente y el uso de la Teoría de Vibraciones Aleatorias.

3.1 Uso del formato de las normas de diseño sismorresistente

Una importante fracción de las instalaciones típicas en la industria petrolera, particularmente en refinerías, puede modelarse con suficiente aproximación por medio de un sistema con un grado de libertad dinámico (1 GDL): recipientes horizontales, verticales con altura moderada, esféricos, y en general sistemas en los cuales el primer modo de vibración domina la respuesta. La consideración de sistemas con 1 GDL es el punto de partida para el estudio de sistemas más complejos, con múltiples grados de libertad dinámicos. Con base en el principio aceptado por la mayoría de las normas de diseño sismorresistente (p. ej. COVENIN 1756 y PDVSA JA-221), M se puede expresar como:

$$M = S - A_o \cdot \frac{A_e(T, \zeta = 5\%)}{R(D, T)} \cdot Q(\zeta, T) \cdot W \quad (4)$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \quad (5)$$

donde K y S son la rigidez y resistencia última (sin factor de seguridad) horizontal del sistema elastoplástico equivalente a la estructura real; W es el peso efectivo asociado a la inercia horizontal de la estructura; T es el período fundamental de vibración; A_e es la ordenada del espectro de respuesta elástico normalizado correspondiente al período T , y amortiguamiento viscoso lineal equivalente $z=5\%$. $Q(z,T)$ es un factor de corrección para considerar la posibilidad de amortiguamientos diferentes a 5% ; y $R(D,T)$ el factor de reducción de respuesta función de la máxima ductilidad disponible (D) en el sistema estructural y su período de vibración.

La Ec. 4 expresa la definición de la excedencia del estado límite de colapso ante acciones sísmicas aceptada por la casi totalidad de los códigos de diseño: una estructura colapsará si la demanda de resistencia necesaria para no exceder la ductilidad D (expresada por $A_o \cdot A_e \cdot Q \cdot W/R$) es mayor que la resistencia disponible S . Partiendo de que este modelo es suficientemente preciso, el problema es estimar la función de densidad de probabilidad conjunta de las variables claves: S, K, z, D, W, A_e condicionada a la ocurrencia de un valor de A_o . El cálculo de la vulnerabilidad es equivalente al cálculo de la integral múltiple siguiente:

$$\text{Prob}[M < 0 | A_o] = \int_{\text{región donde } M < 0} f_{S,K,z,D,W,A_e}(s,k,z,d,w,A_e | A_o) \cdot ds \cdot dk \cdot dz \cdot dd \cdot dw \cdot dA_e \quad (6)$$

La región de integración es el conjunto de puntos (s,k,z,d,w,A_e) para los cuales M es negativa, la cual depende de A_o . $f_{S,K,z,D,W,A_e}(s,k,z,d,w,A_e | A_o)$ es la fdp conjunta de las variables clave y puede representarse por:

$$f_{S,K,z,D,W,A_e}(s,k,z,D,A_e^{1/2}A_o,W) = f_{S,K}(s,k) \cdot f_z(z^{1/2}A_o) \cdot f_D(d) \cdot f_W(w) \cdot f_{A_e}(A_e^{1/2}K,W,z) \quad (7)$$

La Ec. (7) implica un conjunto de hipótesis con respecto a la interdependencia de las diferentes variables: se supone que S y K pueden ser dependientes entre sí, pero independientes del resto de las variables. La fdp de S y K puede estimarse a partir de la variabilidad en las propiedades de los materiales, de las condiciones de fijación y del mecanismo de colapso predominante. z puede ser función del nivel de severidad del movimiento del terreno ([Vanmarcke, 1983] recomienda utilizar una distribución gamma para el amortiguamiento y sugiere valo-

res para los parámetros de la distribución en estructuras de acero y concreto). D (máxima ductilidad disponible) se supone independiente del resto de las variables, su fdp es difícil de estimar, ya que la mayoría de las normas de diseño vigentes no hacen a D función numérica de parámetros estructurales, sino que la relacionan en forma cualitativa con la estructuración y calidad del detallado. Para este caso es conveniente utilizar distribuciones a priori, basadas en el buen criterio estructural, y por comparación con estructuras similares (aparte 4). W se considera v.a. sólo si su variación es significativa durante la operación (tanques, recipientes que almacenen hidrocarburos). La forma de la fdp de W puede obtenerse a partir de una serie de tiempo representativa de la variación de W con la operación.

Si se contara con un número estadísticamente representativo de registros de aceleración de eventos sísmicos en zonas con condiciones geotécnicas locales similares a las del sitio de interés, podrían elaborarse los correspondientes espectros de respuesta elástica normalizada (A_e). A partir de los resultados se podría inferir o ajustar una fdp a la distribución observada de valores de A_e para cada valor de T y z . Este procedimiento ha sido aplicado para muestras de sismos reales registra-

dos en diferentes zonas del mundo [Miranda, 1993a; Miranda, 1993b; Frank, 1979]. Los resultados sugieren que para un valor dado de T y $z=5\%$, el valor de A_e tiene una fdp tipo gamma. Los parámetros de la distribución

se pueden estimar a partir del valor medio o esperado de A_e ($E[A_e]$) y su coeficiente de variación ($COV[A_e]$), los cuales se representan en forma similar a los espectros de respuesta típicos dados en normas. En la Fig. 4 se muestran los espectros de $E[A_e]$ para suelos firmes según las referencias citadas, y la comparación con los espectros de la norma PDVSA JA-221 para suelos S1. En la Fig. 5 se presentan los espectros del $COV[A_e]$ según las Refs. [Miranda, 1993a; Miranda, 1993b; Frank, 1979]. Se observa como la dispersión (medida por COV) se

incrementa considerablemente al aumentar el período, como consecuencia de la variabilidad en los movimientos del terreno y de la normalización de los espectros por A_0 .

La integración de la Ec. 6, aún con técnicas numéricas, es una tarea formidable. Se disponen de varios métodos con el fin de obtener aproximaciones a su valor, entre los cuales están:

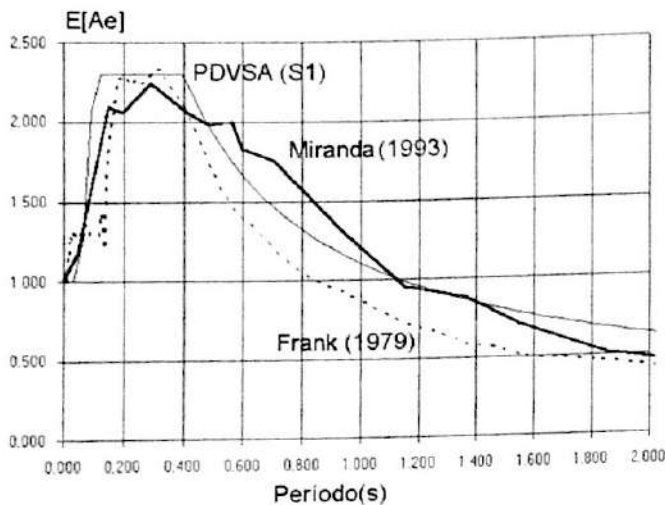


Fig. 4. Espectros de $E[Ae]$, $z=5\%$, suelo firme

Simulación directa por método de Monte Carlo: consiste en la generación numérica (con una computadora) de una muestra suficientemente grande de valores de las variables claves (S, K, z, D, W, Ae). El punto de partida es contar con un algoritmo para generar números aleatorios con distribución uniforme en el intervalo $[0, 1]$. Dado un conjunto de números así generados y a partir de la fdp conjunta de las variables claves $f_{S, K, z, D, W, Ae}(s, k, z, d, w, Ae|A_0)$ es posible, por medio de transformaciones matemáticas, generar un conjunto de valores $(s, k, z, d, w, Ae)_k$, $k=1, 2, \dots, n$, con esa distribución. La vulnerabilidad será el cociente entre el número de puntos para los cuales $M < 0$ (para cada valor de A_0) y el número total de puntos generados. El error en la estimación es directamente proporcional a $((1/p-1)/n)^{0.5}$, donde p es la probabilidad estimada y n el número de puntos. En la medida en que p es menor, es necesario un número cada vez más grande de puntos (n) para mantener el error acotado, lo que hace al método muy ineficiente para probabilidades muy pequeñas.

Método de aproximación de primer orden (FORM): a diferencia de la simulación de Monte Carlo, el algoritmo

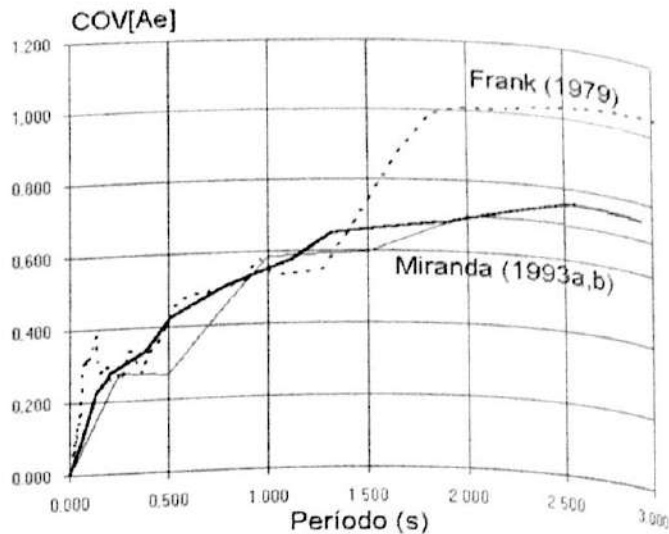


Fig. 5 Espectros de $COV[Ae]$

FORM (First Order Reliability Method) permite estimar probabilidades de falla, con un esfuerzo computacional que no aumenta exponencialmente con el número de variables claves ni con la magnitud de la probabilidad a estimar. Esto lo hace particularmente eficiente para calcular probabilidades muy pequeñas. Para el caso que nos ocupa, el algoritmo consiste esencialmente en aplicar una transformación unívoca (Transformación de Rosenblatt, [Madsen, 1986; Melchers, 1987]) desde el espacio de las variables claves originales (s, k, z, d, w, Ae) a un nuevo conjunto de variables claves $U=(u_1, u_2, u_3, u_4, u_5, u_6)$, las cuales son independientes entre sí y tienen, cada una, una distribución normal estándar (media=0, desviación estándar=1). De igual forma, la función que define a $M=G(s, k, z, d, w, Ae)$ se transforma en una nueva función $M=g(u_1, u_2, u_3, u_4, u_5, u_6)$. Esta función, que en general es no-lineal, se aproxima por medio de los términos lineales de una serie de Taylor alrededor del «punto de diseño» $U^*=(u_1^*, u_2^*, u_3^*, u_4^*, u_5^*)$, seleccionando de forma tal que pertenezca a la hiper-superficie $g(U)=0$ y su distancia al origen sea mínima (globalmente). Si b es la mínima distancia ($b^2=U^*U^{*T}$), la probabilidad de falla viene dada por:

$$\text{Si para } U=(0,0,0,0,0,0) \text{ se tiene que } M > 0 \text{ P} \\ \text{Prob}[M < 0 | A_0] = F(-b) \quad (8.1)$$

$$\text{Si para } U=(0,0,0,0,0,0) \text{ se tiene que } M < 0 \text{ P} \\ \text{Prob}[M < 0 | A_0] = 1 - F(-b) \quad (8.2)$$

donde $F()$ es la función acumulada de densidad normal estándar. Para el cálculo de b el algoritmo de Hohenbichler y Rackwitz es el más utilizado, pero cualquier otro de optimización no-lineal constreñida puede ser empleado [Madsen, et al, 1986; Melchers, 1987]. Es difícil estimar

el error cometido con el método FORM, ya que depende de la no-linealidad de la función $M=g(\mathbf{U})$. Si la no-linealidad es moderada, el algoritmo produce resultados con precisión suficiente para usos prácticos.

La principal ventaja en el uso del formato típico de las normas de diseño sismorresistente, es que la información necesaria se puede comunicar fácilmente entre los diferentes profesionales involucrados, y que es aprovechable la experiencia y criterio de éstos en el uso de las normas, por medio del uso de probabilidades subjetivas. Las desventajas son las mismas que se tienen al basar el diseño en normas: simplificación extrema de la caracterización del movimiento del terreno y de la respuesta no-lineal de la estructura en cuestión. En la Sección 4 se presenta un ejemplo de aplicación de las técnicas descritas a una instalación de una refinería.

3.2 Uso de la teoría de vibraciones aleatorias

Como alternativa al uso de espectros de respuesta normalizados junto con un ajuste empírico de una función de densidad de probabilidad a cada ordenada espectral, la fase fuerte del movimiento de un sismo puede modelarse como un segmento de un proceso estocástico estacionario gaussiano de duración limitada. De esta forma, se tiene una descripción más completa y formal de las propiedades estadísticas del movimiento aleatorio del terreno durante un sismo. Al idealizar de esta forma la variación de la aceleración del terreno con el tiempo ($a(t)$), es necesario conocer: la duración de la fase fuerte del movimiento (s), la cual en general depende de la severidad del mismo; la aceleración cuadrática media s_a , que sustituye a la aceleración máxima (A_0) como medida de severidad; y la función de densidad espectral de potencia (fdep) normalizada $G_a^*(w)$, la cual es una descripción de la importancia relativa de las componentes con distintas frecuencias en las que puede descomponerse el movimiento aleatorio, o equivalentemente representa el contenido de frecuencias del movimiento.

En términos generales $G_a^*(w)$ depende de las características focales del sismo (magnitud, distancia y trayectoria de propagación de las ondas sísmicas); de las condiciones geotécnicas locales (los estratos de suelo modifican el contenido de frecuencias del movimiento en la superficie) y de las dimensiones de la estructura a analizar (el contenido de frecuencias debe ser representativo del movimiento promedio en el área de la estructura). $G_a^*(w)$ puede estimarse a partir de las propiedades de las fuentes sismogénicas y de las propiedades dinámicas de los suelos de fundación. Igualmente, puede incorporarse la información proveniente de espectros de respuesta clásicos, del tipo incluido en las normas. La

ventaja de la representación espectral del movimiento del terreno es que permite el uso de las técnicas de la Teoría de Vibraciones Aleatorias para estimar, en forma explícita, las propiedades estadísticas de la respuesta estructural en función de la fdep del movimiento del terreno y las propiedades dinámicas de la estructura en cuestión. Para el caso de sistemas lineales (o lineales equivalentes), es posible estimar en forma sencilla la probabilidad de que cualquier parámetro de respuesta exceda un determinado valor durante la respuesta de la estructura (es decir la vulnerabilidad), aún para sistemas modelados con múltiples grados de libertad. Para sistemas no-lineales, aún es posible estimar las probabilidades de excedencia de parámetros de respuesta, pero las dificultades matemáticas aumentan notoriamente. La principal desventaja es que su uso está menos difundido entre los profesionales involucrados en el diseño de estructuras sismorresistentes, por lo que se dificulta la comunicación.

En [Vanmarcke, 1976] se presentan en detalle los fundamentos teóricos, y en [Parra, 1993] un ejemplo de aplicación a la evaluación de confiabilidad de una plataforma de procesamiento de crudo en el Lago de Maracaibo.

4. Ejemplo de aplicación a la evaluación de confiabilidad de un recipiente esférico

Con el fin de ilustrar la aplicación de los conceptos antes expuestos, se presenta como ejemplo la evaluación de confiabilidad de la estructura de soporte de un recipiente esférico que almacena isopropano líquido a presión. Se plantean los siguientes objetivos: i) determinar la probabilidad de falla por efecto de sismos y con base en ella y en los criterios de riesgo tolerable establecidos por PDVSA (Manual de Ing. de Riesgos), determinar si es necesario o no proceder con medidas de refuerzo. ii) estudiar la sensibilidad de la confiabilidad al efecto de las incertidumbres en las distintas variables involucradas; iii) jerarquizar las variables con el fin de determinar en que áreas se justifica inversión de recursos para mejorar la calidad de la información. La Ref. [Parra, 1997] contiene la evaluación detallada.

4.1 Funciones de densidad de probabilidad de las variables claves

La Fig. 6 muestra en forma esquemática la esfera: su estructura de soporte consta de ocho columnas cilíndricas de acero, conectadas en su extremo inferior a sendos pedestales de concreto, y en su extremo superior a la concha esférica. Adicionalmente, se tiene un sistema de arriostamiento constituido por 16 barras o tensores

de f17/8" dispuestas en 'X' entre cada par de columnas adyacentes. El estado límite de interés es el colapso de la estructura de soporte (columnas y tensores). Otros estados límites, tales como falla local de la concha, falla de la fundación y falla de la conexión a pedestales, ocurren para niveles de carga lateral mucho mayores que el correspondiente a la falla de la estructura de soporte, por lo que es este último el que define el nivel de riesgo sísmico de la esfera.

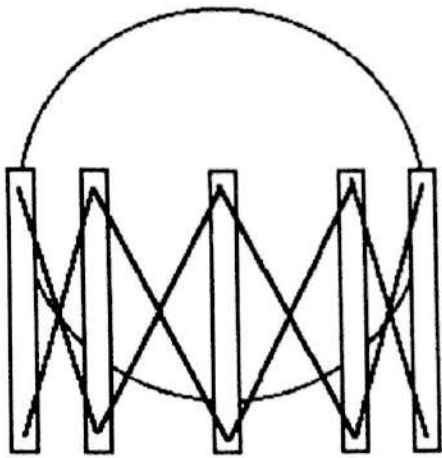


Fig. 6. Esquema de la esfera.

En primer lugar se estima la fdp conjunta de la resistencia (S) y rigidez (K) ante cargas laterales. Con relación a S , esta viene dada por la suma de la resistencia última de las columnas (suponiendo que se forman rótulas plásticas en sus extremos superiores, en los inferiores dependiendo de las condiciones de fijación) y la resistencia última de los arriostramientos en tensión. El esfuerzo de fluencia de los materiales se modeló con distribución normal con valor medio $E[FY]$ igual a 1,15 veces el valor nominal y COV igual a 0,1 [Galambos, Ravindra, 1978]. Las condiciones de fijación en los extremos inferiores de las columnas se consideraron variables entre empotramiento perfecto y articulación perfecta, con una distribución subjetiva que asigna mayor peso a la condición articulada. La altura efectiva de las columnas se consideró como v.a. con distribución uniforme, debido a la geometría de la intersección de éstas con la concha esférica. La capacidad a flexión última de las columnas se calcula con las expresiones dadas en la norma AISC-LRFD, para el valor medio del peso, ya que presenta poca variabilidad para el intervalo de cargas

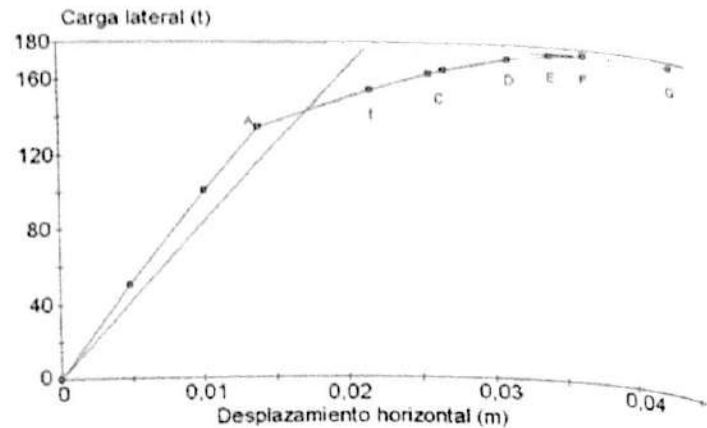


Fig. 7. Análisis estático no-lineal (determinístico)

axiales posibles. Análogamente se procede para la rigidez horizontal K . Esta se expresa como $K=K_e \cdot d$, donde K_e es la rigidez elástica, dada por la suma de las contribuciones de las columnas y de los arriostramientos, y d un factor que modela la imprecisión en la definición de la rigidez equivalente del sistema elastoplástico, ya que la rigidez horizontal disminuye gradualmente a medida que ceden los arriostramientos tensionados y se forman rótulas en las columnas. d se modeló como una v.a. con distribución uniforme entre [0,64; 0,90], con base en los resultados de un análisis no-lineal con carga horizontal incremental (Fig. 7).

La distribución conjunta de S y K depende del grado de correlación entre las propiedades de las columnas entre sí, y los arriostramientos entre sí. Se puede suponer que las propiedades están perfectamente correlacionadas ($r=1$) o que la correlación es nula ($r=0$, menos realista). La distribución en ambos casos se puede estimar por una simulación de Monte Carlo a partir de las Ecs. que definen a S y K . Alternativamente, se puede aproximar la distribución conjunta como una distribución normal, con $E[S]$, $E[K]$, $COV[S]$, $COV[K]$ y $r[S,K]$ estimados analíticamente a partir de las mismas ecuaciones. En el presente caso, la diferencia es muy pequeña [Parra, 1997] por lo que se trabaja con la aproximación normal. Para estimar la sensibilidad del riesgo a una estrategia de refuerzo basada en sustituir las barras o tensores por otras de mayor área (alternativa más sencilla en la práctica), se estimaron los parámetros de la distribución conjunta para el caso 2^*Ab (barras con el doble de área) y 3^*Ab (barras con el triple de área). Los resultados se resumen en la TABLA 1.

El peso de la esfera varía entre 115,5 t (vacía) y 771,9 t (llena). Esto implica una variación relativa de 6,7:1

La fdp del peso, independiente de cualquier otra variable clave, puede obtenerse a partir del análisis de una serie de tiempo (W vs. t) representativa del patrón de operación de la esfera. Se consideran tres casos para la fdp

Con referencia al amortiguamiento viscoso equivalente z , la norma PDVSA JA-221 define la forma del factor de corrección $Q(z, T)$ y recomienda un valor de 3% para estructuras de acero. Se consideraron tres mode-

Tabla 1. Momentos de la distribución conjunta de S y K
(los valores en paréntesis corresponden a simulación por Monte Carlo, los otros a valores exactos)

	$\rho=1$ Ab	$\rho=0$ Ab	$\rho=1$ $2 \cdot Ab$	$\rho=1$ $3 \cdot Ab$
E[S] (t)	213,8 (214,6)	(214,7)	375,0	535,4
E[K] (t/m)	9264, (9262,)	(9264,)	16491,	23716,
COV[S]	0,0853 (0,0893)	(0,0364)	0,0888	0,0915
COV[K]	0,152 (0,151)	(0,108)	0,127	0,121
r S,K	0,318 (0,305)	(0,132)	0,117	0,0583

de W (Fig. 8): i) distribución uniforme entre los límites 115,5t y 771,9t ($U[115,5;771,9]$), esta suposición es conservadora, ya que se sabe que la mayor parte del tiempo la esfera opera a poca capacidad (<40%); ii) distribución triangular sesgada a la izquierda entre los mismos límites ($Tl[115,5;771,9]$), lo que modela aproximadamente este efecto. Se considera que aún la distribución triangular es conservadora y que la distribución real es todavía más sesgada hacia el límite inferior de W .

los para la variabilidad de z (Fig. 9): i) z como una v.a. con distribución uniforme entre [2%;5%], ignorando toda dependencia con A_0 ; ii) z como variable determinística y función de A_0 iii) z como variable aleatoria con distribución gamma y con media $E[z]$ y $COV[z]$ función de A_0 , la variación de $E[z]$ es la misma que en ii, la variación de $COV[z]$ modela el aumento en la incertidumbre en el valor de z al aumentar la intensidad del movimiento del terreno.

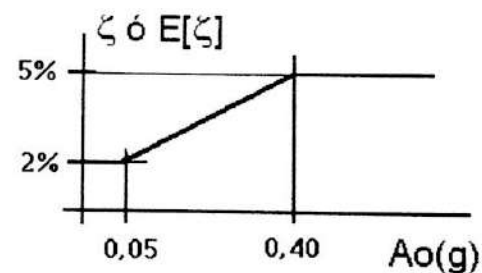
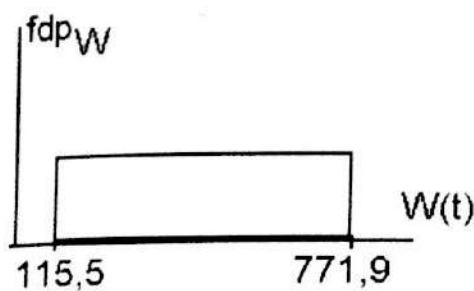


Fig. 8. Fdp supuestas para W .

Fig. 9. $E[\zeta]$ y $COV[\zeta]$ en función de A_0 .

La esfera analizada se encuentra en terreno firme, por lo que cualquiera de los espectros dados en la Fig. 4 serviría como estimado de $E[A_0]$. Se utilizó el dado por Miranda, y el recomendado en la norma PDVSA JA-221 para suelo S1. A efectos de verificar la sensibilidad del riesgo a errores severos en la caracterización geotécnica, se consideraron adicionalmente los espectros para suelos S2, S3 y S4. En todos los casos se supuso invariable el espectro del $COV[A_0]$ dado en la Fig. 5.

Se estima un valor bajo del factor de ductilidad del sistema estructural de soporte de la esfera, debido a la existencia de arriostramientos diagonales muy esbeltos (los cuales no resisten compresión) que conducen a lazos de histéresis más estrechos que en el caso de, por

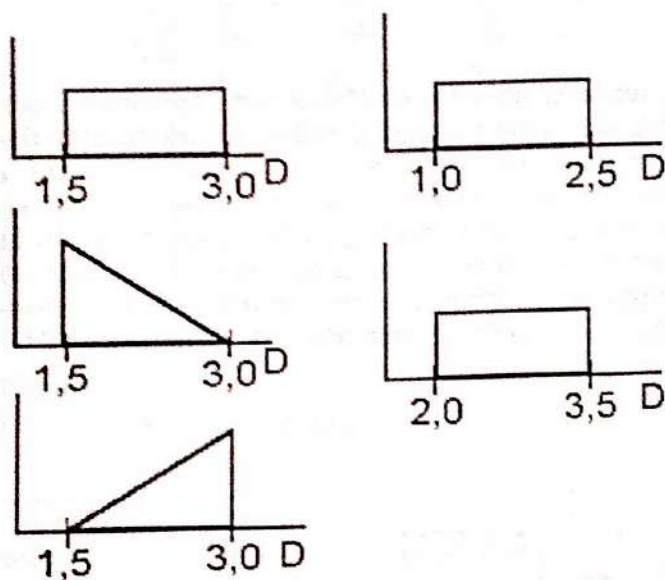


Fig. 10. Fdp supuestas para D.

ejemplo, estructuras con pórticos dúctiles. Adicionalmente, la relación diámetro/espesor de las columnas de soporte es bastante alta (98) por lo que la sección de estas columnas es no-compacta, con poca capacidad de rotación plástica. Debido a la dificultad de estimar D en forma analítica, las funciones de distribución de probabilidad se eligieron en forma subjetiva, considerándose los siguientes casos (Fig. 10): i) distribución uniforme $U[1,5;3,0]$; ii) distribución triangular sesgada a la izquierda $TI[1,5;3,0]$, lo que implica una suposición más pesimista que i; iii) distribución triangular sesgada a la derecha entre $TD[1,5;3,0]$, lo que implica una suposición más optimista que i; iv) distribución uniforme $U[1,0;2,5]$; y v) distribución uniforme $U[2,0;3,5]$.

Se consideró como curva de amenaza sísmica $I(A_0)$ representativa, la correspondiente a la de Puerto

La Cruz (Fig. 1), con su incertidumbre representada en términos del $COV[I(A_0)]$ dado en la Fig. 2. Para efectos del análisis de sensibilidad, se considera una variación de dI/da_0 (la cual es la que interviene en la Ec. 3 para la determinación del riesgo) de la forma $dI'/da_0 = dI'/da_0 * q(a_0)$. La función $q(a_0)$ permite modificar la tasa de ocurrencia de sismos en cualquier intervalo de interés. La función $q(a_0)$ permite modificar la tasa de ocurrencia de sismos en cualquier intervalo de interés. Adicionalmente a la amenaza sin modificar, se consideraron las funciones $q_2(a_0)$, $q_3(a_0)$, $q_4(a_0)$ y $q_5(a_0)$ mostradas en la Fig. 11, que corresponden a los siguientes casos: aumento en 100% de la tasa de ocurrencia de sismos con A_0 alrededor de 0,2g (q_2); aumento en 50% de la tasa de ocurrencia de sismos con A_0 alrededor de 0,2g

Adicionalmente a la amenaza sin modificar, se consideraron las funciones $q_2(a_0)$, $q_3(a_0)$, $q_4(a_0)$ y $q_5(a_0)$ mostradas en la Fig. 11, que corresponden a los siguientes casos: aumento en 100% de la tasa de ocurrencia de sismos con A_0 alrededor de 0,2g (q_2); aumento en 50% de la tasa de ocurrencia de sismos con A_0 alrededor de 0,2g

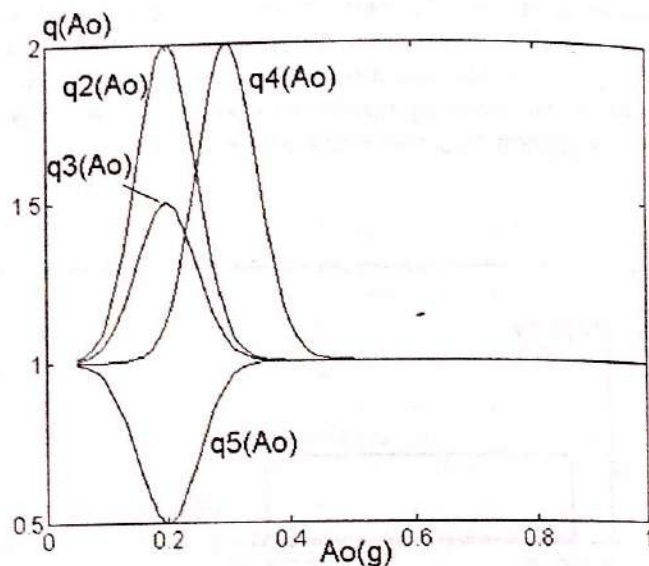


Fig. 11. Funciones $q(A_0)$ para modificación de la amenaza.

(q_3); aumento en 100% de la tasa de ocurrencia sismos con A_0 alrededor de 0,3g (q_4); disminución en 50% de la tasa de ocurrencia de sismos con A_0 alrededor de 0,2g (q_5). Se incorporó la incertidumbre en la amenaza, según lo explicado en el aparte 2.3.

4.2 Análisis de resultados

Para las diferentes hipótesis descritas en el aparte anterior, se determinaron los valores de riesgo (Prob[M<0]) en un año (t=1 año, el valor para cualquier otro tiempo es directo por la Ec. 3). Se consideró como intervalo representativo de valores de Ao al intervalo [0,05g; 1,0g]. Las vulnerabilidades se calcularon tanto por el método de Monte Carlo como por el método FORM, obteniéndose diferencias del orden de 15%. Estas diferencias son totalmente aceptables, ya que al comparar valores de riesgo sólo se consideran importantes diferencias del orden de 100%, debido a las aproximaciones involucradas. A efectos de interpretar los resultados es conveniente analizar no sólo los valores de Prob[M<0], sino también el integrando de la Ec. 3:

$$\text{Prob}[M < 0] \approx t \int_{a_0=0}^{a_0=\infty} \text{Prob}[M < 0 | A_0] \frac{d(-\lambda)}{da_0} da_0 = t \int_{a_0=0}^{a_0=\infty} \lambda_M(a_0) da_0 \tag{9}$$

La función $\lambda_M(a_0)$ indica la forma como el riesgo (Prob[M<0]) se distribuye entre sismos con diferentes Ao, y permite identificar en que intervalos de Ao es más importante la influencia de las variables involucradas. Si Ao es muy pequeño, $\lambda_M(a_0)$ también será pequeño, ya que aunque la ocurrencia de sismos pequeños es muy probable, la vulnerabilidad es muy reducida. Asimismo, si Ao es muy grande $\lambda_M(a_0)$ será igualmente muy pequeño, ya que aunque la vulnerabilidad es cercana a 1, la tasa de ocurrencias de sismos con Ao muy grandes es prácticamente nula. El riesgo viene dado (con aproximación suficiente) por el área bajo la curva $\lambda_M(a_0)$.

TABLA 2. Efecto de la dist. de W y del refuerzo

	Prob[M<0]*10 ⁵	Prob[M<0]*10 ⁵
	W-U[115,5;771,9]	W-TI[115,5;771,9]
Caso, Ab	230,	111,
Caso, 2*Ab	42,2	16,7
Caso, 3*Ab	10,4	3,73
Efecto del amortiguamiento. Caso Ab.		
ζ, caso i	230,	111,
ζ, caso ii	227,	101,
ζ, caso iii	259,	121,

La Fig. 12 y la TABLA 2 muestran el efecto de la variabilidad en el peso de la esfera y su contenido. Debido a la amplia variación (relación lleno/vacío=6,7), el patrón de operación de la esfera juega un papel determinante. Una variación en la distribución del peso entre uniforme y triangular sesgada a la izquierda implica una disminución de E[W] de un 25% (de 444t a 334t) y una disminución del riesgo en un 40%-50%, independientemente del refuerzo. La TABLA 2 indica también la sensibilidad del riesgo a los distintos modelos supuestos para el amortiguamiento. En líneas generales la sensibilidad es muy pequeña, por lo que cualquier suposición razonable, basada en los valores usualmente recomendados en la práctica es igualmente aceptable.

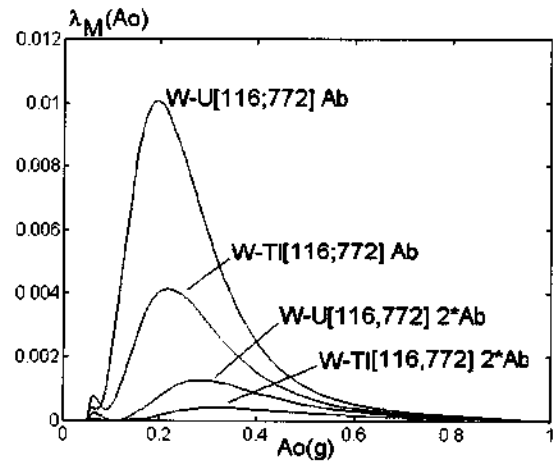


Fig. 12. Efecto de la distribución del peso.

La TABLA 3 y la Fig. 13 (para la estructura sin refuerzo) muestran la sensibilidad del riesgo a las condiciones geotécnicas locales, representadas éstas por espectros tipificados. En un caso general, esta sensibilidad depende del intervalo de valores probables para el período de vibración T. En el presente caso, se puede demostrar que el valor esperado E[T]=0,43s y su desviación estándar s[T]=0,16s. Las diferencias en los valores de riesgo para el espectro dado por Miranda [1993a] y el S1 [PDVSA JA-221] son pequeñas. La diferencias entre éstos resultados y los obtenidos para suelo S2 varían entre un 56% mayor (estructura sin refuerzo) a un 30% mayor (estructura con refuerzo 2*Ab). Esta diferencia es comparable con la de la variación supuesta en la distribución del peso, lo que indica que para este ejemplo en particular es importante distinguir entre S1 y S2.

Evaluación probabilística de confiabilidad estructural ante acciones sísmicas en instalaciones petroleras

Ing. José G. Parra Rosales. Msc.

Dpto. de Ingeniería General. INTEVEP, S.A.

RESUMEN

Se presenta una discusión de los métodos para la evaluación probabilística del riesgo sísmico (y su complemento, la confiabilidad) de instalaciones, y su aplicación a algunas estructuras típicas de la Industria Petrolera. Los métodos de evaluación probabilística de confiabilidad permiten considerar en forma conjunta la información e incertidumbres provenientes de los diversos aspectos involucrados en la ingeniería sismorresistente: amenaza sísmica, condiciones geotécnicas locales y resistencia y ductilidad de la estructura en cuestión. La determinación del riesgo, definido como la probabilidad de excedencia de un estado límite en un tiempo determinado, proporciona una medida cuantitativa del nivel de seguridad de una instalación. Igualmente, permite jerarquizar las necesidades de información, identificar aquellos aspectos que determinan en mayor medida el riesgo, y proporcionar el punto de partida para evaluar la efectividad y rentabilidad de las inversiones requeridas para mitigarlo.

1. Introducción

Además de los riesgos propios debidos a la naturaleza de la actividad petrolera, existe una fuente adicional de riesgos asociada a las acciones ambientales. Estas acciones podrían producir desde el mal funcionamiento hasta el colapso de las instalaciones, con el consecuente daño a la producción, el entorno, los operadores y la población adyacente. Dentro de esta categoría, en Venezuela los sismos tienen una importancia principal, ya que al estar la mayoría de las actividades de la IPPCN ubicadas en zonas de comprobada actividad sísmica, por lo general el diseño de las estructuras asociadas está controlado por la necesidad de proveer resistencia suficiente ante sismos severos. Debido a la naturaleza aleatoria e impredecible de éstos, siempre es posible la ocurrencia de eventos extremos que excedan los valores considerados en el diseño. Si al mismo tiempo se considera el hecho de que muchas de las instalaciones de la IPPCN fue-

ron construídas décadas atrás, cuando los criterios de diseño y el conocimiento sobre la magnitud probable de las acciones eran menos completos que en la actualidad, se comprende la necesidad de contar con herramientas que permitan evaluar el nivel de seguridad ante sismos de la infraestructura existente, compararlo con el nivel de riesgo debido a las operaciones y ayudar en la toma de decisiones concernientes al refuerzo o reemplazo de las mismas.

En el presente trabajo se describen en forma resumida, los principales métodos de evaluación probabilística de riesgo sísmico que han sido utilizados en INTEVEP para evaluar algunas instalaciones típicas dentro de la industria. Aún cuando se presentan algunas expresiones matemáticas, la descripción es fundamentalmente cualitativa. Adicionalmente, se incluyen ejemplos de aplicación de las mencionadas metodologías.

2. Confiabilidad estructural ante acciones sísmicas. Conceptos generales

La evaluación del desempeño de una estructura ante acciones sísmicas está marcada por la presencia de numerosas e inevitables fuentes de incertidumbre: el número, la intensidad y el lugar de origen de los futuros sismos, los efectos sobre el sitio donde está localizada la estructura de interés, y la respuesta y resistencia de ésta. En el caso de las instalaciones propias de la industria petrolera debe agregarse una fuente de incertidumbre adicional: las estructuras involucradas no tienen en general un comportamiento tipificado, producto de la experiencia acumulada por la observación de los efectos de sismos sobre ellas, tal y como es el caso de las estructuras típicas de edificaciones residenciales.

La única manera de tratar, en forma racional, con las incertidumbres presentes, es por medio de la aplicación de la estadística y teoría de probabilidades a la ingeniería sismorresistente. El objetivo primario de los

métodos de confiabilidad estructural es la estimación de las probabilidades nominales de falla de la instalación, como consecuencia conjunta de la incertidumbre en su resistencia y en las diversas acciones a las que puede estar sometida. Desarrollos completos de la teoría pueden encontrarse en la literatura especializada [Madsen et al, 1986; Melchers, 1987; Ang y Tang, 1984]. Se entiende por «falla» la excedencia de un estado límite, es decir la incursión de la instalación en un estado en el cual deja de prestar adecuadamente el servicio para la que fue diseñada. El presente estudio está limitado a la consideración de los estados límites asociados al colapso de la estructura en cuestión por efecto de las acciones sísmicas. Las probabilidades estimadas son nominales en el sentido que no incorporan el efecto de los errores humanos. Se ha demostrado que estas probabilidades nominales son una herramienta válida para asistir en la toma de decisiones y controlar el proceso de diseño [Melchers, 1987]. En consecuencia, en este trabajo se entiende por riesgo sísmico de una instalación la probabilidad nominal de falla, en un tiempo dado, debida a la acción de sismos, y la confiabilidad como su complemento (1-riesgo). Su determinación permite, entre otros:

- Disponer de una herramienta para medir en forma cuantitativa el nivel de seguridad de una instalación ante sismos, integrando información relacionada con la sismicidad regional, las condiciones geotécnicas locales (C.G.L.), las características dinámicas de la estructura y su respuesta y resistencia

- Proveer un método sistemático y objetivo para jerarquizar la importancia de las incertidumbres en todos los aspectos que afectan el desempeño sismorresistente de una estructura. De esta manera, se puede determinar si se justifica o no invertir recursos en mejorar la calidad de la información disponible en algún aspecto en particular, con base en su efecto sobre el nivel de seguridad de la instalación.

- Constituye el punto de partida para la aplicación de principios de ingeniería económica que permitan evaluar la efectividad y rentabilidad de inversiones destinadas a mitigar el efecto de los sismos. Al considerar en forma explícita los costos de construcción o refuerzo, mantenimiento e inspección; el costo de exceder el estado límite en cuestión (consecuencias de la falla), y el valor del dinero en el tiempo, es posible determinar si la utilidad esperada al hacer menos probable la falla compensa la inversión de recursos en refuerzo o mejoras en el diseño.

La evaluación de la confiabilidad de una estructura ante acciones sísmicas se plantea, por lo general, en dos etapas bien diferenciadas. En primer lugar la determinación de la amenaza sísmica de la zona, definida como la probabilidad de ocurrencia de sismos con distintos grados de severidad, en el sitio de ubicación de la instalación. En segundo lugar, se determina la vulnerabilidad de la instalación o probabilidad de excedencia del estado límite considerado, suponiendo la ocurrencia de sismos de distintas severidades. El riesgo sísmico de la instalación, o probabilidad total o incondicional de falla, viene dado por la consideración conjunta (convolución) de la amenaza y vulnerabilidad. A continuación, se presenta una breve discusión de cada una de ellas.

2.1 Descripción de la amenaza sísmica

Los métodos convencionales de análisis de amenaza sísmica combinan información acerca de la frecuencia de ocurrencia de sismos, la distribución espacial de las fuentes sismogénicas (fallas geológicas activas), y la atenuación que sufren los movimientos del terreno desde los posibles epicentros hasta el sitio analizado. El producto final es la descripción probabilística de la actividad sísmica de la zona. Generalmente, ésta es dada en dos formas equivalentes: tasa de excedencia anual (I), o período medio de retorno ($T_r=1/I$) de eventos que excedan un determinado nivel de severidad. El término severidad se refiere a cualquier medida de la intensidad del movimiento del terreno en el sitio de interés, generalmente se utiliza la aceleración máxima del terreno (A_0), aunque existen otras alternativas (velocidad o desplazamiento máximo del terreno, Intensidad Mercalli, Intensidad de Arias, etc.). El resultado es entonces $I(A_0)=g(A_0)$. Con el fin de reconocer la alta incertidumbre propia de los estudios de amenaza es conveniente incluir una medida de ésta, como por ejemplo el coeficiente de variación (COV) del valor de I para cada valor de A_0 de interés ($COV[I(A_0)]=h(A_0)$). Este coeficiente puede obtenerse formalmente de los estudios de amenaza, o estimarse con base en el juicio de especialistas. Adicionalmente puede ser necesario incluir estimados de la duración (más probable) del movimiento para distintos niveles de intensidad. En las Figs. 1 y 2 se muestran ejemplos de la amenaza de dos zonas diferentes de Venezuela: Lago de Maracaibo y Puerto La Cruz, y una estimación del COV a partir de la opinión de varios especialistas [Gajardo, 1995].

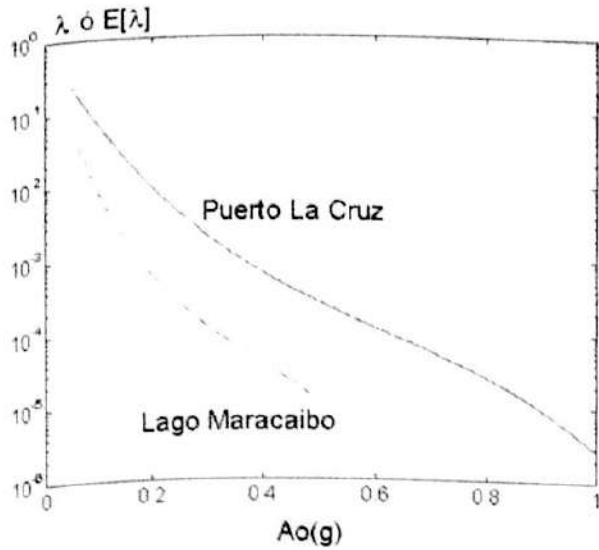


Fig. 1. Ejemplos de curvas de amenaza

Una de las hipótesis básicas en la determinación de la amenaza es suponer independencia, tanto espacial como temporal, de la ocurrencia de sismos (proceso de Poisson), lo cual simplifica considerablemente la determinación del riesgo sísmico total.

2.2 Determinación de la vulnerabilidad

Se entiende por vulnerabilidad o fragilidad de una estructura, la probabilidad condicionada de excedencia de un estado límite dado que ocurre un sismo de una determinada severidad. La vulnerabilidad depende de las características sismorresistentes de la estructura y puede ser controlada durante el diseño o modificada por medio de medidas de refuerzo. En términos generales, sea \mathbf{X} un vector que contiene todas las variables que describen la acción sísmica y las propiedades de resistencia y rigidez de la estructura (variables claves: v.c.) correspondiente al estado límite de interés, y A_0 la variable que mide la intensidad del movimiento sísmico (en general A_0 es la aceleración máxima del terreno, en el caso más general puede ser un vector si se utiliza más de una variable para describir el movimiento del terreno). \mathbf{X} se modela como un conjunto de variables aleatorias (v.a.) con función de densidad de probabilidad conjunta (*fdpc*) conocida. Sea la función $\mathbf{M}=\mathbf{G}(\mathbf{X})$, que toma valores positivos para los estados del sistema en los que no se ha excedido el estado límite, y valores negativos para el caso contrario. El conjunto de valores de \mathbf{X} para los que $\mathbf{G}(\mathbf{X}) > 0$ define el conjunto seguro ("safe set") de valores de las variables claves. La vulnerabilidad se define como:

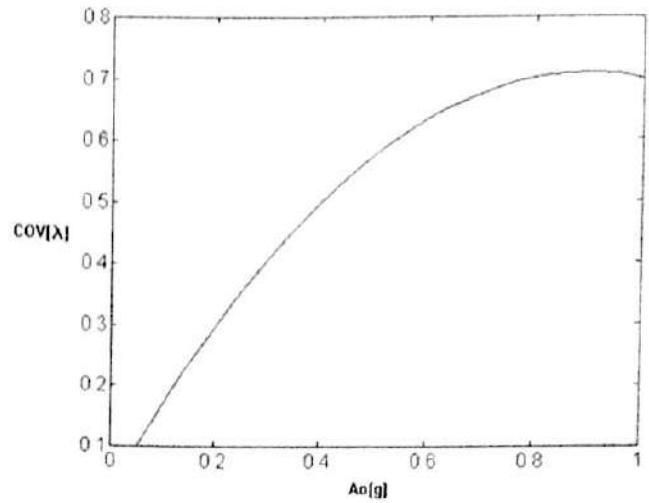


Fig. 2. Ejemplo de COV de la amenaza.

$$\text{Vulnerabilidad} = \text{Prob}[M < 0 | A_0 = a] \quad (1)$$

La definición de la función $\mathbf{M}=\mathbf{G}(\mathbf{X})$ es competencia del Ing. Estructural: debe describir en términos suficientemente sencillos la respuesta última de la estructura ante acciones sísmicas de diversa severidad, y con distintos valores de las propiedades estructurales. Pueden plantearse desde alternativas simplificadas como el corte basal total o el desplazamiento último de un punto de referencia, hasta la formulación de mecanismos de colapso, energía acumulada por la estructura, y en general indicadores de daño.

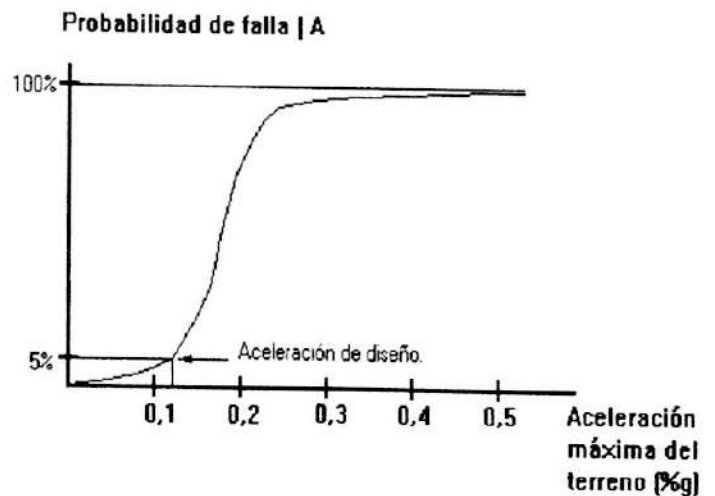


Fig. 3. Curva típica de vulnerabilidad

La Fig. 3 muestra la forma general de la curva de vulnerabilidad o fragilidad. Esta aumenta de 0 a 1 (0 a 100%) en la medida en que se incrementa la intensidad de la acción sísmica desde valores mucho menores a valores mucho mayores que los correspondientes a la intensidad de diseño. Se estima que para la intensidad de diseño la vulnerabilidad (referida al estado límite de colapso) es del orden del 1% al 5% [Vanmarcke, 1983], lo que indica que aún para estructuras correctamente diseñadas y construidas existe una probabilidad (pequeña pero no despreciable) de que fallen si son sometidas a un nivel de acción sísmica igual a aquel para el que fueron diseñadas. En el aparte 3 se describen algunas de las alternativas posibles para el planteamiento de la función M y la estimación de la vulnerabilidad.

2.3 Determinación del riesgo sísmico

Independientemente del método seguido para la determinación de la vulnerabilidad, ésta por sí sola no es suficiente para comparar los niveles de riesgo de distintas estructuras situadas en zonas de distinta actividad sísmica. A este efecto, lo que debe ser comparado es el riesgo total (o su complemento, la confiabilidad), el cual viene dado por la consideración conjunta de la vulnerabilidad y la amenaza sísmica de la zona. Por ejemplo, una instalación situada en una zona de actividad sísmica moderada, tal como la ciudad de Maracaibo, no necesariamente tiene un nivel de riesgo menor que otra situada en la ciudad de Cumaná (de mucha mayor actividad sísmica). Suponiendo que la primera fue construida sin atención a los principios de Ingeniería Sismorresistente, su vulnerabilidad podría ser lo suficientemente alta como para dominar el efecto de la moderada amenaza sísmica.

En términos simplificados, el riesgo sísmico o probabilidad nominal de falla es:

$$\text{Riesgo} = \text{Prob}[M(x) < 0] = \sum_i \text{Prob}[M(x) < 0 | A_o = a_i] \cdot \text{Prob}[A_o = a_i] \quad (2)$$

donde $\text{Prob}[A_o = a_i]$ es la probabilidad de que la máxima intensidad A_o sea igual a a_i en un período de tiempo dado (amenaza) y $\text{Prob}[M(x) < 0 | A_o = a_i]$ es la vulnerabilidad. Se supone que la vulnerabilidad permanece inalterada en el tiempo, y que el sismo de mayor A_o es el que produce el menor valor de M. Son posibles planteamientos más elaborados para la Ec. (2): si por ejemplo se supone que A_o varía en forma continua, que la ocurrencia de sismos sigue un proceso de Poisson en el tiempo, y que no necesariamente el sismo de mayor A_o produce la mayor demanda sobre la estructura. En este caso, se obtiene para el riesgo la siguiente expresión [Parra, 1993]:

$$\text{Prob}[M < 0] = 1 - \exp\left(-t \int_{a_o=0}^{a_o=\infty} \text{Prob}[M < 0 | A_o] \frac{d(-\lambda)}{da_o} da_o\right) \approx -t \int_{a_o=0}^{a_o=\infty} \text{Prob}[M < 0 | A_o] \frac{d(-\lambda)}{da_o} da_o \quad (3)$$

donde $l(A_o) = g(A_o)$ es la amenaza de la zona (aparte 2.1). La Ec. (3) es preferible si la variabilidad en las propiedades de la estructura es muy grande. Si se considera adicionalmente la incertidumbre en la amenaza ($\text{COV}[l(A_o)]$), la Ec. (3) debe modificarse. En la Ref. [Parra, 97] se propone un método para considerar esta incertidumbre, fundamentado en considerar a cada ordenada $l(A_o)$ con una distribución log-normal, y al conjunto posible de curvas $l(A_o)$ como una familia de curvas en función de un parámetro k, que a su vez tiene una densidad de probabilidad normal standard.

3. Alternativas para la estimación de la vulnerabilidad

Los métodos utilizados para la evaluación de la vulnerabilidad difieren grandemente en el nivel de complejidad y detalle. Se describen a continuación dos alternativas entre las muchas posibles: la incorporación directa de la incertidumbre en las variables claves en ecuaciones basadas en los formatos típicos de las normas de diseño sismorresistente y el uso de la Teoría de Vibraciones Aleatorias.

3.1 Uso del formato de las normas de diseño sismorresistente

Una importante fracción de las instalaciones típicas en la industria petrolera, particularmente en refinerías, puede modelarse con suficiente aproximación por medio de un sistema con un grado de libertad dinámico (1 GDL): recipientes horizontales, verticales con altura moderada, esféricos, y en general sistemas en los cuales el primer modo de vibración domina la respuesta. La consideración de sistemas con 1 GDL es el punto de partida para el estudio de sistemas más complejos, con múltiples grados de libertad dinámicos. Con base en el principio aceptado por la mayoría de las normas de diseño sismorresistente (p. ej. COVENIN 1756 y PDVSA JA-221), M se puede expresar como:

$$M = S - A_o \cdot \frac{A_e(T, \zeta = 5\%)}{R(D, T)} \cdot Q(\zeta, T) \cdot W \quad (4)$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \quad (5)$$

donde K y S son la rigidez y resistencia última (sin factor de seguridad) horizontal del sistema elastoplástico equivalente a la estructura real; W es el peso efectivo asociado a la inercia horizontal de la estructura; T es el período fundamental de vibración; A_e es la ordenada del espectro de respuesta elástico normalizado correspondiente al período T , y amortiguamiento viscoso lineal equivalente $z=5\%$. $Q(z,T)$ es un factor de corrección para considerar la posibilidad de amortiguamientos diferentes a 5% ; y $R(D,T)$ el factor de reducción de respuesta función de la máxima ductilidad disponible (D) en el sistema estructural y su período de vibración.

La Ec. 4 expresa la definición de la excedencia del estado límite de colapso ante acciones sísmicas aceptada por la casi totalidad de los códigos de diseño: una estructura colapsará si la demanda de resistencia necesaria para no exceder la ductilidad D (expresada por $A_o \cdot A_e \cdot Q \cdot W/R$) es mayor que la resistencia disponible S . Partiendo de que este modelo es suficientemente preciso, el problema es estimar la función de densidad de probabilidad conjunta de las variables claves: S, K, z, D, W, A_e condicionada a la ocurrencia de un valor de A_o . El cálculo de la vulnerabilidad es equivalente al cálculo de la integral múltiple siguiente:

$$\text{Prob}[M < 0 | A_o] = \int_{\text{región donde } M < 0} f_{S,K,\zeta,D,W,A_e}(s,k,\zeta,d,w,A_e | A_o) \cdot ds \cdot dk \cdot d\zeta \cdot dd \cdot dw \cdot dA_e$$

(6)

La región de integración es el conjunto de puntos (s,k,z,d,w,A_e) para los cuales M es negativa, la cual depende de A_o . $f_{S,K,z,D,A_e}(s,k,z,d,w,A_e | A_o)$ es la fdp conjunta de las variables clave y puede representarse por:

$$f_{S,K,z,D,A_e}(s,k,z,D,A_e | A_o, W) = f_{S,K}(s,k) \cdot f_z(z | A_o) \cdot f_D(d) \cdot f_W(w) \cdot f_{A_e}(A_e | K, W, z)$$

(7)

La Ec. (7) implica un conjunto de hipótesis con respecto a la interdependencia de las diferentes variables: se supone que S y K pueden ser dependientes entre sí, pero independientes del resto de las variables. La fdp de S y K puede estimarse a partir de la variabilidad en las propiedades de los materiales, de las condiciones de fijación y del mecanismo de colapso predominante. z puede ser función del nivel de severidad del movimiento del terreno ([Vanmarcke, 1983] recomienda utilizar una distribución gamma para el amortiguamiento y sugiere valo-

res para los parámetros de la distribución en estructuras de acero y concreto). D (máxima ductilidad disponible) se supone independiente del resto de las variables, su fdp es difícil de estimar, ya que la mayoría de las normas de diseño vigentes no hacen a D función numérica de parámetros estructurales, sino que la relacionan en forma cualitativa con la estructuración y calidad del detallado. Para este caso es conveniente utilizar distribuciones a priori, basadas en el buen criterio estructural, y por comparación con estructuras similares (aparte 4). W se considera v.a. sólo si su variación es significativa durante la operación (tanques, recipientes que almacenen hidrocarburos). La forma de la fdp de W puede obtenerse a partir de una serie de tiempo representativa de la variación de W con la operación.

Si se contara con un número estadísticamente representativo de registros de aceleración de eventos sísmicos en zonas con condiciones geotécnicas locales similares a las del sitio de interés, podrían elaborarse los correspondientes espectros de respuesta elástica normalizada (A_e). A partir de los resultados se podría inferir o ajustar una fdp a la distribución observada de valores de A_e para cada valor de T y z . Este procedimiento ha sido aplicado para muestras de sismos reales registra-

dos en diferentes zonas del mundo [Miranda, 1993a; Miranda, 1993b; Frank, 1979]. Los resultados sugieren que para un valor dado de T y $z=5\%$, el valor de A_e tiene una fdp tipo gamma. Los parámetros de la distribución

se pueden estimar a partir del valor medio o esperado de A_e ($E[A_e]$) y su coeficiente de variación ($COV[A_e]$), los cuales se representan en forma similar a los espectros de respuesta típicos dados en normas. En la Fig. 4 se muestran los espectros de $E[A_e]$ para suelos firmes según las referencias citadas, y la comparación con los espectros de la norma PDVSA JA-221 para suelos S1. En la Fig. 5 se presentan los espectros del $COV[A_e]$ según las Refs. [Miranda, 1993a; Miranda, 1993b; Frank, 1979]. Se observa como la dispersión (medida por COV) se

incrementa considerablemente al aumentar el período, como consecuencia de la variabilidad en los movimientos del terreno y de la normalización de los espectros por A_0 .

La integración de la Ec. 6, aún con técnicas numéricas, es una tarea formidable. Se disponen de varios métodos con el fin de obtener aproximaciones a su valor, entre los cuales están:

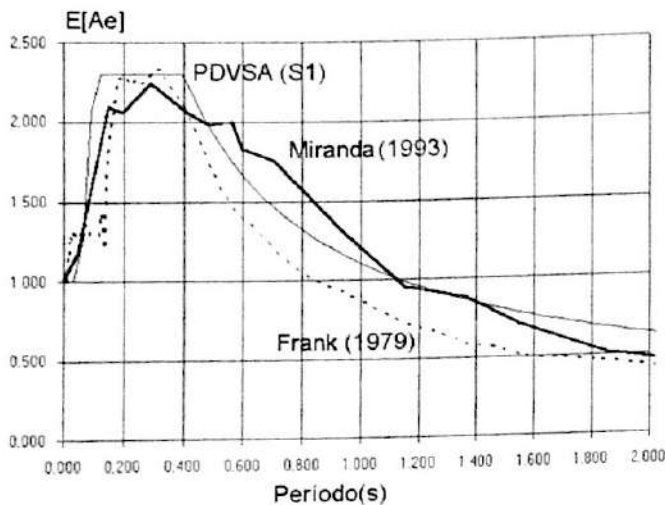


Fig. 4. Espectros de $E[Ae]$, $z=5\%$, suelo firme

Simulación directa por método de Monte Carlo: consiste en la generación numérica (con una computadora) de una muestra suficientemente grande de valores de las variables claves (S, K, z, D, W, Ae). El punto de partida es contar con un algoritmo para generar números aleatorios con distribución uniforme en el intervalo $[0, 1]$. Dado un conjunto de números así generados y a partir de la fdp conjunta de las variables claves $f_{S, K, z, D, W, Ae}(s, k, z, d, w, Ae|A_0)$ es posible, por medio de transformaciones matemáticas, generar un conjunto de valores $(s, k, z, d, w, Ae)_k$, $k=1, 2, \dots, n$, con esa distribución. La vulnerabilidad será el cociente entre el número de puntos para los cuales $M < 0$ (para cada valor de A_0) y el número total de puntos generados. El error en la estimación es directamente proporcional a $((1/p-1)/n)^{0.5}$, donde p es la probabilidad estimada y n el número de puntos. En la medida en que p es menor, es necesario un número cada vez más grande de puntos (n) para mantener el error acotado, lo que hace al método muy ineficiente para probabilidades muy pequeñas.

Método de aproximación de primer orden (FORM): a diferencia de la simulación de Monte Carlo, el algoritmo

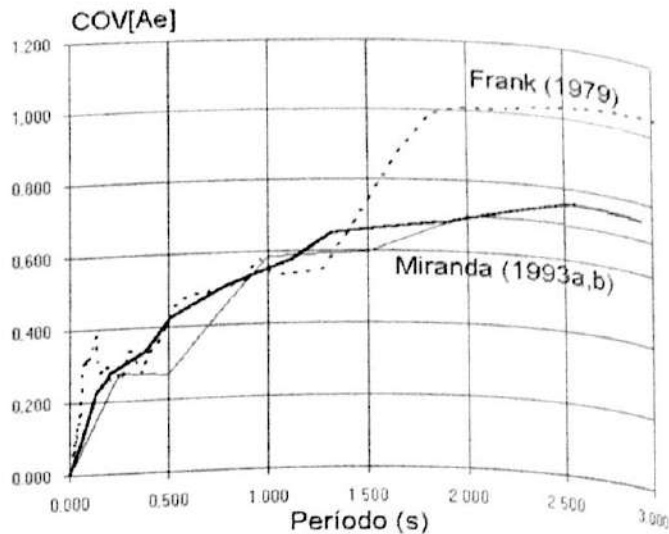


Fig. 5 Espectros de $COV[Ae]$

FORM (First Order Reliability Method) permite estimar probabilidades de falla, con un esfuerzo computacional que no aumenta exponencialmente con el número de variables claves ni con la magnitud de la probabilidad a estimar. Esto lo hace particularmente eficiente para calcular probabilidades muy pequeñas. Para el caso que nos ocupa, el algoritmo consiste esencialmente en aplicar una transformación unívoca (Transformación de Rosenblatt, [Madsen, 1986; Melchers, 1987]) desde el espacio de las variables claves originales (s, k, z, d, w, Ae) a un nuevo conjunto de variables claves $U=(u_1, u_2, u_3, u_4, u_5, u_6)$, las cuales son independientes entre sí y tienen, cada una, una distribución normal estándar (media=0, desviación estándar=1). De igual forma, la función que define a $M=G(s, k, z, d, w, Ae)$ se transforma en una nueva función $M=g(u_1, u_2, u_3, u_4, u_5, u_6)$. Esta función, que en general es no-lineal, se aproxima por medio de los términos lineales de una serie de Taylor alrededor del «punto de diseño» $U^*=(u_1^*, u_2^*, u_3^*, u_4^*, u_5^*)$, seleccionando de forma tal que pertenezca a la hiper-superficie $g(U)=0$ y su distancia al origen sea mínima (globalmente). Si b es la mínima distancia ($b^2=U^*U^{*T}$), la probabilidad de falla viene dada por:

$$\text{Si para } U=(0,0,0,0,0,0) \text{ se tiene que } M > 0 \text{ P} \\ \text{Prob}[M < 0 | A_0] = F(-b) \quad (8.1)$$

$$\text{Si para } U=(0,0,0,0,0,0) \text{ se tiene que } M < 0 \text{ P} \\ \text{Prob}[M < 0 | A_0] = 1 - F(-b) \quad (8.2)$$

donde $F()$ es la función acumulada de densidad normal estándar. Para el cálculo de b el algoritmo de Hohenbichler y Rackwitz es el más utilizado, pero cualquier otro de optimización no-lineal constreñida puede ser empleado [Madsen, et al, 1986; Melchers, 1987]. Es difícil estimar

el error cometido con el método FORM, ya que depende de la no-linealidad de la función $M=g(\mathbf{U})$. Si la no-linealidad es moderada, el algoritmo produce resultados con precisión suficiente para usos prácticos.

La principal ventaja en el uso del formato típico de las normas de diseño sismorresistente, es que la información necesaria se puede comunicar fácilmente entre los diferentes profesionales involucrados, y que es aprovechable la experiencia y criterio de éstos en el uso de las normas, por medio del uso de probabilidades subjetivas. Las desventajas son las mismas que se tienen al basar el diseño en normas: simplificación extrema de la caracterización del movimiento del terreno y de la respuesta no-lineal de la estructura en cuestión. En la Sección 4 se presenta un ejemplo de aplicación de las técnicas descritas a una instalación de una refinería.

3.2 Uso de la teoría de vibraciones aleatorias

Como alternativa al uso de espectros de respuesta normalizados junto con un ajuste empírico de una función de densidad de probabilidad a cada ordenada espectral, la fase fuerte del movimiento de un sismo puede modelarse como un segmento de un proceso estocástico estacionario gaussiano de duración limitada. De esta forma, se tiene una descripción más completa y formal de las propiedades estadísticas del movimiento aleatorio del terreno durante un sismo. Al idealizar de esta forma la variación de la aceleración del terreno con el tiempo ($a(t)$), es necesario conocer: la duración de la fase fuerte del movimiento (s), la cual en general depende de la severidad del mismo; la aceleración cuadrática media s_a , que sustituye a la aceleración máxima (A_0) como medida de severidad; y la función de densidad espectral de potencia (fdep) normalizada $G_a^*(w)$, la cual es una descripción de la importancia relativa de las componentes con distintas frecuencias en las que puede descomponerse el movimiento aleatorio, o equivalentemente representa el contenido de frecuencias del movimiento.

En términos generales $G_a^*(w)$ depende de las características focales del sismo (magnitud, distancia y trayectoria de propagación de las ondas sísmicas); de las condiciones geotécnicas locales (los estratos de suelo modifican el contenido de frecuencias del movimiento en la superficie) y de las dimensiones de la estructura a analizar (el contenido de frecuencias debe ser representativo del movimiento promedio en el área de la estructura). $G_a^*(w)$ puede estimarse a partir de las propiedades de las fuentes sismogénicas y de las propiedades dinámicas de los suelos de fundación. Igualmente, puede incorporarse la información proveniente de espectros de respuesta clásicos, del tipo incluido en las normas. La

ventaja de la representación espectral del movimiento del terreno es que permite el uso de las técnicas de la Teoría de Vibraciones Aleatorias para estimar, en forma explícita, las propiedades estadísticas de la respuesta estructural en función de la fdep del movimiento del terreno y las propiedades dinámicas de la estructura en cuestión. Para el caso de sistemas lineales (o lineales equivalentes), es posible estimar en forma sencilla la probabilidad de que cualquier parámetro de respuesta exceda un determinado valor durante la respuesta de la estructura (es decir la vulnerabilidad), aún para sistemas modelados con múltiples grados de libertad. Para sistemas no-lineales, aún es posible estimar las probabilidades de excedencia de parámetros de respuesta, pero las dificultades matemáticas aumentan notoriamente. La principal desventaja es que su uso está menos difundido entre los profesionales involucrados en el diseño de estructuras sismorresistentes, por lo que se dificulta la comunicación.

En [Vanmarcke, 1976] se presentan en detalle los fundamentos teóricos, y en [Parra, 1993] un ejemplo de aplicación a la evaluación de confiabilidad de una plataforma de procesamiento de crudo en el Lago de Maracaibo.

4. Ejemplo de aplicación a la evaluación de confiabilidad de un recipiente esférico

Con el fin de ilustrar la aplicación de los conceptos antes expuestos, se presenta como ejemplo la evaluación de confiabilidad de la estructura de soporte de un recipiente esférico que almacena isopropano líquido a presión. Se plantean los siguientes objetivos: i) determinar la probabilidad de falla por efecto de sismos y con base en ella y en los criterios de riesgo tolerable establecidos por PDVSA (Manual de Ing. de Riesgos), determinar si es necesario o no proceder con medidas de refuerzo. ii) estudiar la sensibilidad de la confiabilidad al efecto de las incertidumbres en las distintas variables involucradas; iii) jerarquizar las variables con el fin de determinar en que áreas se justifica inversión de recursos para mejorar la calidad de la información. La Ref. [Parra, 1997] contiene la evaluación detallada.

4.1 Funciones de densidad de probabilidad de las variables claves

La Fig. 6 muestra en forma esquemática la esfera: su estructura de soporte consta de ocho columnas cilíndricas de acero, conectadas en su extremo inferior a sendos pedestales de concreto, y en su extremo superior a la concha esférica. Adicionalmente, se tiene un sistema de arriostamiento constituido por 16 barras o tensores

de f17/8" dispuestas en 'X' entre cada par de columnas adyacentes. El estado límite de interés es el colapso de la estructura de soporte (columnas y tensores). Otros estados límites, tales como falla local de la concha, falla de la fundación y falla de la conexión a pedestales, ocurren para niveles de carga lateral mucho mayores que el correspondiente a la falla de la estructura de soporte, por lo que es este último el que define el nivel de riesgo sísmico de la esfera.

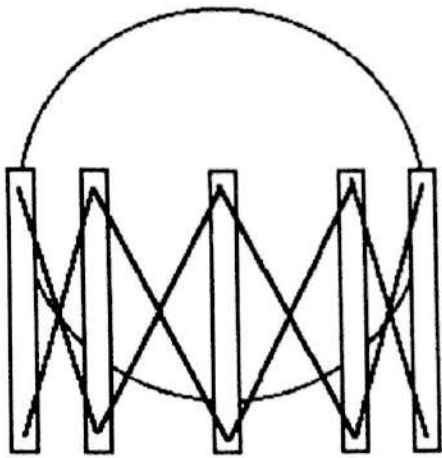


Fig. 6. Esquema de la esfera.

En primer lugar se estima la fdp conjunta de la resistencia (S) y rigidez (K) ante cargas laterales. Con relación a S , esta viene dada por la suma de la resistencia última de las columnas (suponiendo que se forman rótulas plásticas en sus extremos superiores, en los inferiores dependiendo de las condiciones de fijación) y la resistencia última de los arriostramientos en tensión. El esfuerzo de fluencia de los materiales se modeló con distribución normal con valor medio $E[FY]$ igual a 1,15 veces el valor nominal y COV igual a 0,1 [Galambos, Ravindra, 1978]. Las condiciones de fijación en los extremos inferiores de las columnas se consideraron variables entre empotramiento perfecto y articulación perfecta, con una distribución subjetiva que asigna mayor peso a la condición articulada. La altura efectiva de las columnas se consideró como v.a. con distribución uniforme, debido a la geometría de la intersección de éstas con la concha esférica. La capacidad a flexión última de las columnas se calcula con las expresiones dadas en la norma AISC-LRFD, para el valor medio del peso, ya que presenta poca variabilidad para el intervalo de cargas

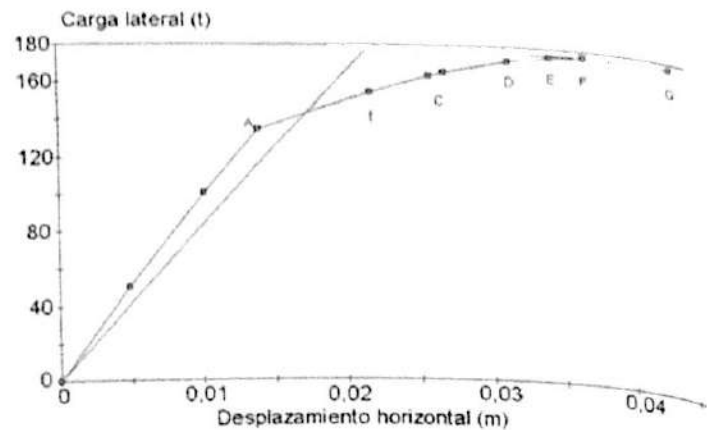


Fig. 7. Análisis estático no-lineal (determinístico)

axiales posibles. Análogamente se procede para la rigidez horizontal K . Esta se expresa como $K=K_e \cdot d$, donde K_e es la rigidez elástica, dada por la suma de las contribuciones de las columnas y de los arriostramientos, y d un factor que modela la imprecisión en la definición de la rigidez equivalente del sistema elastoplástico, ya que la rigidez horizontal disminuye gradualmente a medida que ceden los arriostramientos tensionados y se forman rótulas en las columnas. d se modeló como una v.a. con distribución uniforme entre [0,64; 0,90], con base en los resultados de un análisis no-lineal con carga horizontal incremental (Fig. 7).

La distribución conjunta de S y K depende del grado de correlación entre las propiedades de las columnas entre sí, y los arriostramientos entre sí. Se puede suponer que las propiedades están perfectamente correlacionadas ($r=1$) o que la correlación es nula ($r=0$, menos realista). La distribución en ambos casos se puede estimar por una simulación de Monte Carlo a partir de las Ecs. que definen a S y K . Alternativamente, se puede aproximar la distribución conjunta como una distribución normal, con $E[S]$, $E[K]$, $COV[S]$, $COV[K]$ y $r[S,K]$ estimados analíticamente a partir de las mismas ecuaciones. En el presente caso, la diferencia es muy pequeña [Parra, 1997] por lo que se trabaja con la aproximación normal. Para estimar la sensibilidad del riesgo a una estrategia de refuerzo basada en sustituir las barras o tensores por otras de mayor área (alternativa más sencilla en la práctica), se estimaron los parámetros de la distribución conjunta para el caso 2^*Ab (barras con el doble de área) y 3^*Ab (barras con el triple de área). Los resultados se resumen en la TABLA 1.

El peso de la esfera varía entre 115,5 t (vacía) y 771,9 t (llena). Esto implica una variación relativa de 6,7:1

La fdp del peso, independiente de cualquier otra variable clave, puede obtenerse a partir del análisis de una serie de tiempo (W vs. t) representativa del patrón de operación de la esfera. Se consideran tres casos para la fdp

Con referencia al amortiguamiento viscoso equivalente z , la norma PDVSA JA-221 define la forma del factor de corrección $Q(z, T)$ y recomienda un valor de 3% para estructuras de acero. Se consideraron tres mode-

Tabla 1. Momentos de la distribución conjunta de S y K
(los valores en paréntesis corresponden a simulación por Monte Carlo, los otros a valores exactos)

	$\rho=1$ Ab	$\rho=0$ Ab	$\rho=1$ $2 \cdot Ab$	$\rho=1$ $3 \cdot Ab$
E[S] (t)	213,8 (214,6)	(214,7)	375,0	535,4
E[K] (t/m)	9264, (9262,)	(9264,)	16491,	23716,
COV[S]	0,0853 (0,0893)	(0,0364)	0,0888	0,0915
COV[K]	0,152 (0,151)	(0,108)	0,127	0,121
r S,K	0,318 (0,305)	(0,132)	0,117	0,0583

de W (Fig. 8): i) distribución uniforme entre los límites 115,5t y 771,9t ($U[115,5;771,9]$), esta suposición es conservadora, ya que se sabe que la mayor parte del tiempo la esfera opera a poca capacidad (<40%); ii) distribución triangular sesgada a la izquierda entre los mismos límites ($Tl[115,5;771,9]$), lo que modela aproximadamente este efecto. Se considera que aún la distribución triangular es conservadora y que la distribución real es todavía más sesgada hacia el límite inferior de W .

los para la variabilidad de z (Fig. 9): i) z como una v.a. con distribución uniforme entre [2%;5%], ignorando toda dependencia con A_0 ; ii) z como variable determinística y función de A_0 iii) z como variable aleatoria con distribución gamma y con media $E[z]$ y $COV[z]$ función de A_0 , la variación de $E[z]$ es la misma que en ii, la variación de $COV[z]$ modela el aumento en la incertidumbre en el valor de z al aumentar la intensidad del movimiento del terreno.

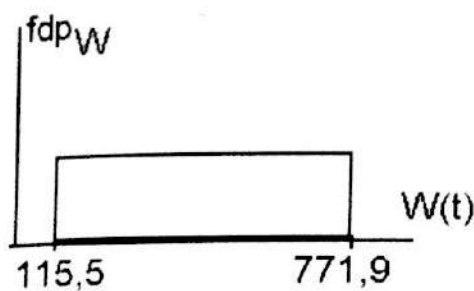


Fig. 8. Fdp supuestas para W .

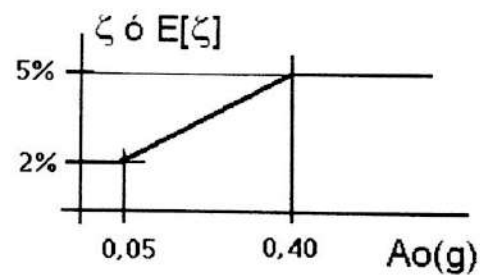


Fig. 9. $E[\zeta]$ y $COV[\zeta]$ en función de A_0 .

La esfera analizada se encuentra en terreno firme, por lo que cualquiera de los espectros dados en la Fig. 4 serviría como estimado de $E[A_0]$. Se utilizó el dado por Miranda, y el recomendado en la norma PDVSA JA-221 para suelo S1. A efectos de verificar la sensibilidad del riesgo a errores severos en la caracterización geotécnica, se consideraron adicionalmente los espectros para suelos S2, S3 y S4. En todos los casos se supuso invariable el espectro del $COV[A_0]$ dado en la Fig. 5.

Se estima un valor bajo del factor de ductilidad del sistema estructural de soporte de la esfera, debido a la existencia de arriostramientos diagonales muy esbeltos (los cuales no resisten compresión) que conducen a lazos de histéresis más estrechos que en el caso de, por

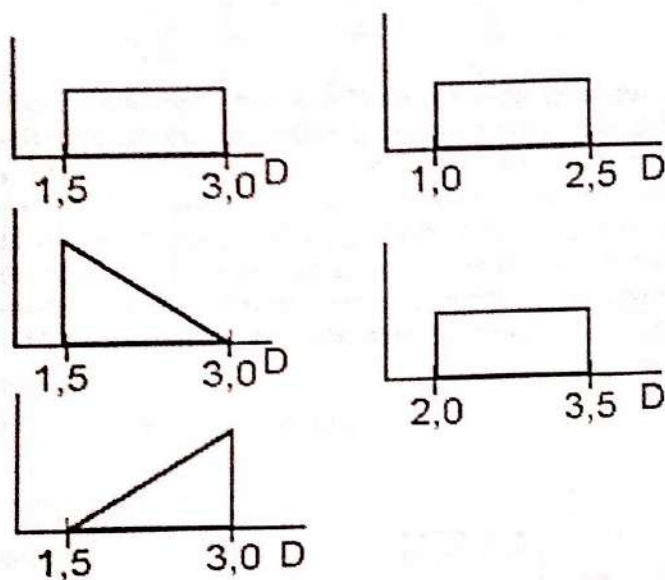


Fig. 10. Fdp supuestas para D.

ejemplo, estructuras con pórticos dúctiles. Adicionalmente, la relación diámetro/espesor de las columnas de soporte es bastante alta (98) por lo que la sección de estas columnas es no-compacta, con poca capacidad de rotación plástica. Debido a la dificultad de estimar D en forma analítica, las funciones de distribución de probabilidad se eligieron en forma subjetiva, considerándose los siguientes casos (Fig. 10): i) distribución uniforme $U[1,5;3,0]$; ii) distribución triangular sesgada a la izquierda $TI[1,5;3,0]$, lo que implica una suposición más pesimista que i; iii) distribución triangular sesgada a la derecha entre $TD[1,5;3,0]$, lo que implica una suposición más optimista que i; iv) distribución uniforme $U[1,0;2,5]$; y v) distribución uniforme $U[2,0;3,5]$.

Se consideró como curva de amenaza sísmica $I(A_0)$ representativa, la correspondiente a la de Puerto

La Cruz (Fig. 1), con su incertidumbre representada en términos del $COV[I(A_0)]$ dado en la Fig. 2. Para efectos del análisis de sensibilidad, se considera una variación de dI/da_0 (la cual es la que interviene en la Ec. 3 para la determinación del riesgo) de la forma $dI'/da_0 = dI'/da_0 * q(a_0)$. La función $q(a_0)$ permite modificar la tasa de ocurrencia de sismos en cualquier intervalo de interés. La función $q(a_0)$ permite modificar la tasa de ocurrencia de sismos en cualquier intervalo de interés. Adicionalmente a la amenaza sin modificar, se consideraron las funciones $q_2(a_0)$, $q_3(a_0)$, $q_4(a_0)$ y $q_5(a_0)$ mostradas en la Fig. 11, que corresponden a los siguientes casos: aumento en 100% de la tasa de ocurrencia de sismos con A_0 alrededor de 0,2g (q_2); aumento en 50% de la tasa de ocurrencia de sismos con A_0 alrededor de 0,2g

Adicionalmente a la amenaza sin modificar, se consideraron las funciones $q_2(a_0)$, $q_3(a_0)$, $q_4(a_0)$ y $q_5(a_0)$ mostradas en la Fig. 11, que corresponden a los siguientes casos: aumento en 100% de la tasa de ocurrencia de sismos con A_0 alrededor de 0,2g (q_2); aumento en 50% de la tasa de ocurrencia de sismos con A_0 alrededor de 0,2g

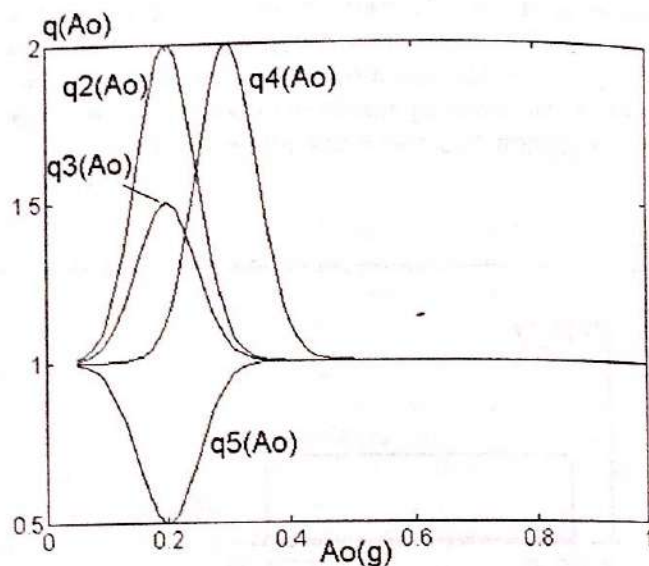
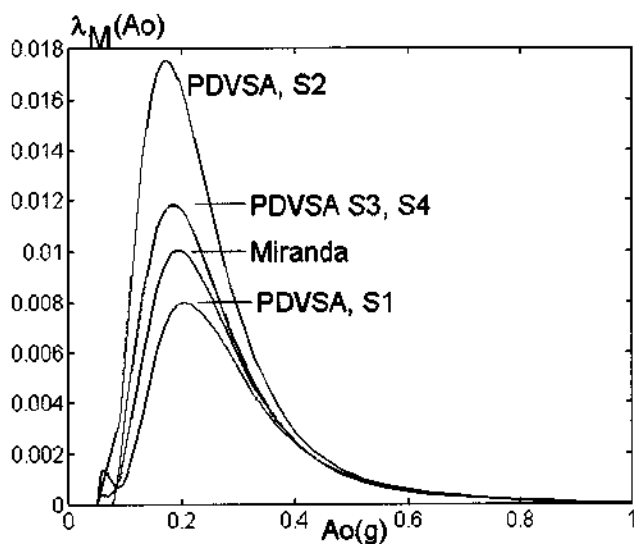


Fig. 11. Funciones $q(A_0)$ para modificación de la amenaza.

(q_3); aumento en 100% de la tasa de ocurrencia sismos con A_0 alrededor de 0,3g (q_4); disminución en 50% de la tasa de ocurrencia de sismos con A_0 alrededor de 0,2g (q_5). Se incorporó la incertidumbre en la amenaza, según lo explicado en el aparte 2.3.

Tabla 3. Efecto de las C.G.L.

	Prob[M<0]*10 ⁶ (Abi)	Prob[M<0]*10 ⁵ (2*Abi)
Caso base: Miranda	230,	42,2
Caso ii: PDVSA-S1	195,	49,6
Caso iii: PDVSA-S2	358,	55,1
Caso iv: PDVSA-S3	260,	-
Caso v: PDVSA-S4	259,	-



**Fig. 13. Efecto de las C.G.L.
(estructura sin refuerzo).**

Con relación al efecto de la distribución subjetiva supuesta para la ductilidad global D, se observa en la Fig. 14 y la TABLA 4 que el sólo hecho de pasar de una distribución uniforme a una algo más pesimista (caso ii, Fig. 10) o más optimista (caso iii, Fig. 10) produce variaciones relativas del riesgo entre 33% y 55%. Considerando los casos iv) y v) que implican variaciones en el valor medio de D de un 22% aprox, el riesgo varía notablemente, desde casi la mitad hasta casi el triple. Es evidente entonces la primordial importancia de la correcta selección de los valores del factor de ductilidad para estimar los valores de riesgo, o equivalentemente, la definitiva influencia que ejerce el conocimiento del mecanismo de

colapso y de la estabilidad de la respuesta no-lineal sobre la capacidad de predecir el desempeño sismorresistente de una estructura.

TABLA 4. Efecto de la ductilidad global.

	Prob[M<0]*10 ⁵ (Abi)	Prob[M<0]*10 ⁵ (2*Abi)
Caso base: U[1,5;3,0]	230,	42,2
Caso ii: TI[1,5;3,0]	306,	64,5
Caso iii: TD[1,5;3,0]	154,	25,8
Caso iv: U[1,0;2,5]	527,	121,
Caso v: U[2,0;3,5]	116,	20,7

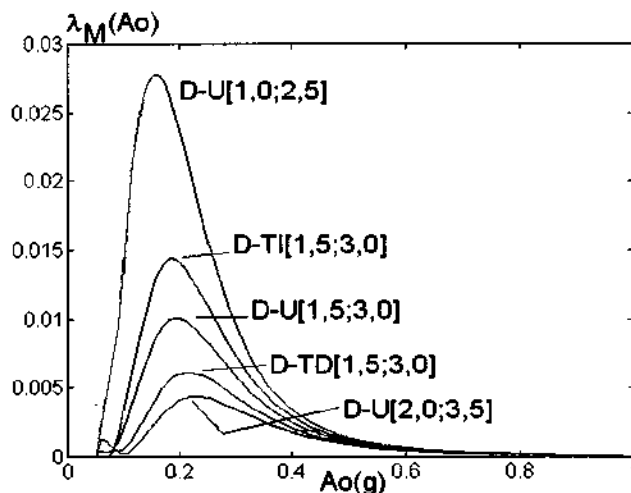


Fig. 14. Efecto de la ductilidad D.

El efecto de las variaciones supuestas en la curva de amenaza, consideradas conjuntamente con su incertidumbre, se muestran en la TABLA 5. En general el efecto de un cambio local en la amenaza depende del intervalo de valores de Ao que controlan el riesgo. Este intervalo abarca valores mayores de Ao en la medida en que se aumenta el refuerzo. En cualquier caso, se observa que aumentar la tasa de ocurrencia de sismos con Ao entre 0,2g-0,3g en un 100%, produce variaciones en el riesgo entre un 4% y un 46%, por lo que la sensibilidad es menor que en el caso de por ejemplo variaciones en el factor de ductilidad global.

Por último, se observa en la TABLA 6, que duplicar el área de las barras de arriostramiento (2*Abi) implica un aumento en un 75% de la resistencia a cargas laterales S, lo que a su vez se traduce en una disminución del riesgo a una sexta parte aproximadamente. Del mismo modo, si se triplica el área de las barras, la resistencia aumenta en un 150% y el riesgo disminuye unas 25 ve-

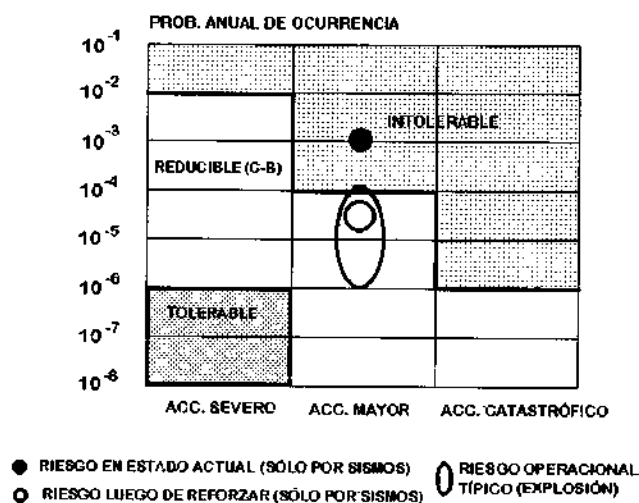
ces. El efecto es independiente de la distribución del peso, ductilidad y en general del resto de las variables claves. Es importante resaltar como una medida de refuerzo, de implementación razonablemente sencilla, disminuye los valores de riesgo en un grado mucho mayor que cualquier mejora (supuesta favorable) en la calidad de la in-

TABLA 5. Sensibilidad del riesgo a la amenaza sísmica.

	$E[\lambda(a_o)],$ COV[I(a_o)]	$q2(a_o)*d\lambda/da$ COV[I(a_o)]	$q3(a_o)*d\lambda/da,q$ COV[I(a_o)]	$4(a_o)*d\lambda/da,$ COV[I(a_o)]	$q5(a_o)*d\lambda/da_o,$ COV[I(a_o)]
Caso (Abi), W-U	231,	335,	283,	305,	178,
Caso (2*Abi), W-U	42,5	51,7	47,1	57,0	37,9
Caso (3*Abi), W-U	10,4 10,4	11,0	10,7	12,5	10,2

TABLA 6. Sensibilidad del riesgo al refuerzo de los arriostramientos

	Resistencia del sistema de arriostramientos. E[SA] (t)	Resistencia total de la estructura de soporte. E[S] (t)	Prob[M<0]*10 ⁵ W-U[115,5;771,9]	Prob[M<0]*10 ⁵ W-TI[115,5;771,9]
Caso base, Abi	160,3	214,7	230,	111,
Caso base, 2*Abi	320,7	375,0	42,2	16,7
Caso base, 3*Abi	481,0	535,4	10,4	3,73



formación relacionada con el resto de las variables que intervienen en el problema.

En la Fig. 15 se comparan (en forma aproximada) los valores de riesgo estimados para la condición sin reforzar, la condición reforzada con 3*Ab y los riesgos típicos operacionales de este tipo de recipientes [DNV, 1995] con los criterios de riesgo tolerable establecidos por el Manual de Ing. de Riesgos de PDVSA. Se observa que el nivel de riesgo en la condición sin reforzar es intolerable y mayor que el nivel de riesgo asociado a la operación (explosión por agrietamiento, degradación, etc.). Luego del refuerzo el nivel de riesgo está en la categoría de "reducible", lo que significa que puede ser aceptable, pero se recomienda un análisis costo-beneficio para determinar si se justifica invertir mayores recursos para reducir aún más el riesgo.

Fig. 15. Criterio de riesgos tolerables.

5. Conclusiones

Los métodos de evaluación probabilística de confiabilidad estructural no son un reemplazo a los procedimientos de diseño y análisis determinístico. Su utilidad estriba en que obligan a considerar las incertidumbres y limitaciones en nuestra capacidad de predecir tanto la amenaza sísmica, como el efecto de las condiciones geotécnicas locales y las características de resistencia y respuesta de la instalación en cuestión. Al considerarlas en forma explícita, es posible lograr una visión integral del problema, e identificar los aspectos más relevantes. Adicionalmente, el cálculo del riesgo sísmico permite establecer criterios de diseño que conduzcan a un nivel de seguridad comparable al asociado a la naturaleza propia de la actividad industrial. Por esta razón se recomienda incluir, en forma sistemática, la estimación del riesgo en la evaluación de instalaciones típicas y en el diseño de nuevas instalaciones cuya importancia así lo amerite.

6. Referencias

- ANG, A.; TANG, W.** *Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Volume II. Decision, Risk and Reliability.* New York; John Wiley and Sons, 1984. 562 p.
- Det Norske Veritas (DNV).** *Base Resource Document on Risk Based Inspection.* Prepared for API Committee on Refining Equipment Risk Based Inspection Sponsors Group. Houston, 1995.
- FRANK, R.** *A statistical study of the response spectra of the 39 real earthquake records.* Internal report. MIT. 1979.
- GALAMBOS, T., RAVINDRA, M.** Properties of steel for use in LRFD. *Journal of the Structural Division.*, Vol. 104, No. ST9, Sep., 1978.
- GAJARDO, E., FRANKE, M.** Comunicación personal con el autor. 1995
- MADSEN, H.; KRENK, S.; LIND, N.** *Methods of Structural Safety.* New Jersey; Prentice-Hall, 1986. 403 p.
- MELCHERS, R.** *Structural Reliability. Analysis and Prediction.* England; Ellis Horwood Limited, 1987. 400p.
- MIRANDA, E.** Probabilistic site-dependent non-linear spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, 1031-1046. 1993(a)
- MIRANDA, E.** Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 5, May, 1993(b)
- PARRA R., J.** *Metodología para la evaluación de la confiabilidad estructural ante acciones sísmicas. Aplicación a una plataforma lacustre.* Inf. Téc. No. INT-02635,93. INTEVEP S.A. Los Teques, 1993.
- PARRA R., J.; VANMARCKE, E.** *Seismic Structural Reliability Based on a Code Format.* Artículo en preparación para el Journal of Structural Engineering. ASCE.
- PDVSA.** Diseño Antisísmico de Instalaciones Industriales. Especificación de Ingeniería JA-221. Ago, 1991.
- PDVSA.** Manual de Ingeniería de Riesgos. Criterios para el Análisis Cuantitativo de Riesgos. PDVSA-IR-R-02. Mayo, 1993.
- VANMARCKE, E.** Seismic Safety Assessment. En *Notes of Seminar on Seismic Safety Assessment and Soil Structure Interaction.* Taipei, Taiwan; 1-86. 496 p. Dic., 9, 1983.
- VANMARCKE, E.** Structural response to Earthquakes. En *Seismic Risk and Engineering Decisions*, C. Lomnitz, E. Rosenblueth (Eds.). Elsevier Scientific Publishing company, 1976. 287-337, 425 p.