

Artículo publicado en el Repositorio Institucional del IMTA

<i>Título</i>	Consideraciones sísmicas en el diseño de tuberías.
<i>Autor / Adscripción</i>	Raúl Flores Berrones Vanguel H. Vassilev Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
<i>Publicación</i>	Ingeniería Hidráulica en México, 14(2): 49-64
<i>Fecha de publicación</i>	1999
<i>Resumen</i>	Se hace una revisión de la forma como se ha tomado en cuenta, para fines de diseño, el efecto de las vibraciones sísmicas en el comportamiento de las tuberías enterradas. La revisión comprende fundamentalmente la práctica recomendada en Japón y en los Estados Unidos de América.
<i>Identificador</i>	http://hdl.handle.net/123456789/1200

Consideraciones sísmicas en el diseño de tuberías

Raúl Flores Berrones

Vanguel H. Vassilev

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Se hace una revisión de la forma como se ha tomado en cuenta, para fines de diseño, el efecto de las vibraciones sísmicas en el comportamiento de las tuberías enterradas. La revisión comprende fundamentalmente la práctica recomendada en Japón y en los Estados Unidos de América, ya que es en esos países donde mayor investigación, aplicación y registros de campo existen sobre el tema. Se presentan primeramente los factores que influyen en las fuerzas ejercidas a lo largo de la superficie donde interactúa el suelo con la tubería; en particular, se considera la respuesta de una tubería al movimiento del suelo causado por las ondas sísmicas, tanto para el caso de las tuberías continuas como para el de las tuberías segmentadas. Se presenta un procedimiento que muestra paso a paso la manera como se estiman las deformaciones unitarias en las tuberías continuas y su comparación con las deformaciones permisibles. Para el caso de las tuberías segmentadas, se presentan un método simplificado y un procedimiento más sofisticado utilizando el método del elemento finito; este último permite determinar, además de los esfuerzos y deformaciones correspondientes a cada tubo, las expansiones o contracciones de cada junta. Finalmente, se dan las conclusiones y recomendaciones más relevantes en relación con este tema.

Palabras clave: tuberías, sismos, interacción suelo-tubería, elemento finito, ondas sísmicas, líneas vitales.

Introducción

Los daños a las tuberías originados por sismos se empezaron a notar desde el famoso sismo de San Francisco, en 1906, en el cual se tuvieron grandes catástrofes causadas, entre otras razones, por los incendios sucedidos y que muchos de ellos no se pudieron apagar por la falla de tuberías de agua durante el sismo.

Desde entonces existen varios documentos e investigaciones que señalan los daños causados por los fuertes sismos de este siglo a las tuberías de agua potable, drenaje o gas. Precisamente los sismos acontecidos en México en septiembre de 1985, corresponden a esta clase de sismos que causaron fuertes daños a varias tuberías, tanto en el Distrito Federal como en el Puerto Industrial Lázaro Cárdenas (ilustraciones 1 a 4).

En este escrito se describirán los diversos factores que influyen en este daño y las maneras de mitigar, eliminar o evitar el mismo. Desde luego, el conocimiento que hoy se tiene en la materia ha sido producto de un gran número de investigaciones, observaciones durante casos y experiencias de investigadores que por mu-

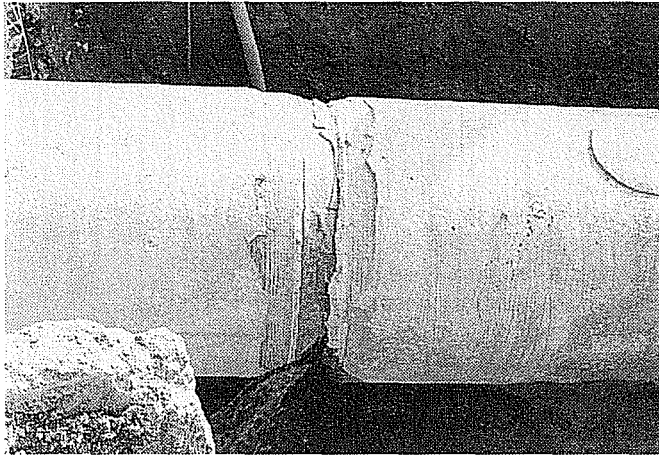
chos años han venido trabajando para resolver este problema; han sido los investigadores japoneses y norteamericanos los que más han avanzado en este campo.

Identificación de las condiciones geológicas y sísmicas

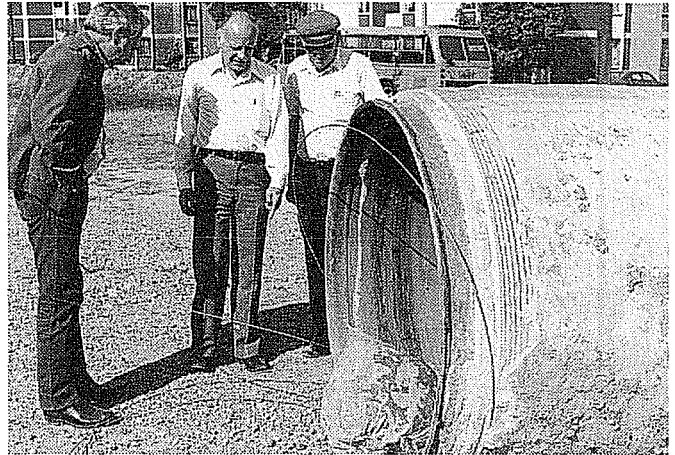
Uno de los factores que desde luego influye en el daño a las tuberías enterradas es la intensidad sísmica en sí; es decir, entre mayor sea esta intensidad, mayores serán las vibraciones, deformaciones y esfuerzos a los que las tuberías estarán sujetas durante un temblor. Otro factor no menos importante son las condiciones geológicas del sitio donde se encuentra enterrada la tubería; es decir, si se trata de un terreno blando, duro, cercano a una falla geológica, etc. Veamos con mayor detalle cada uno de estos factores.

Factor sísmico. Este factor se determina generalmente a través de los desplazamientos, velocidades o aceleraciones máximas registradas del terreno, las cuales se determinan a partir de registros previos como los presentados en la ilustración 5, o de espectros de res-

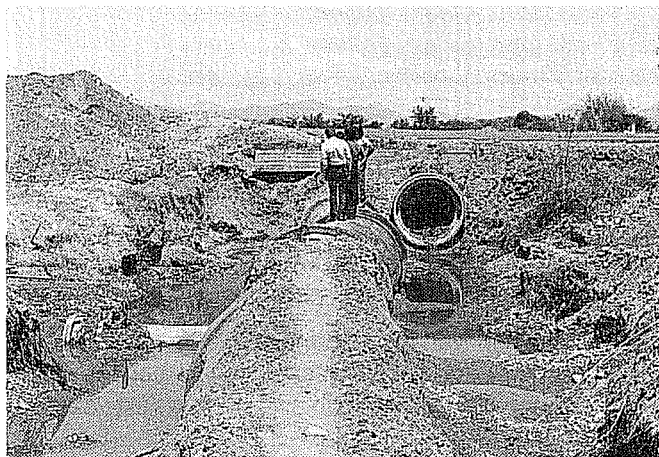
1. Falla tipo "telescopiado" en una junta "lock joint" ocurrida en la ciudad de México durante los sismos de 1985



2. Detalle de una junta "lock joint" fallada durante los sismos de 1985 en la ciudad de México



3. Falla de una tubería de concreto de 1.80 m de ϕ en el Acueducto Lázaro Cárdenas, en septiembre de 1985



4. Desinstalación de 1,700 m de tubería por daños causados en el Acueducto Lázaro Cárdenas, en septiembre de 1985



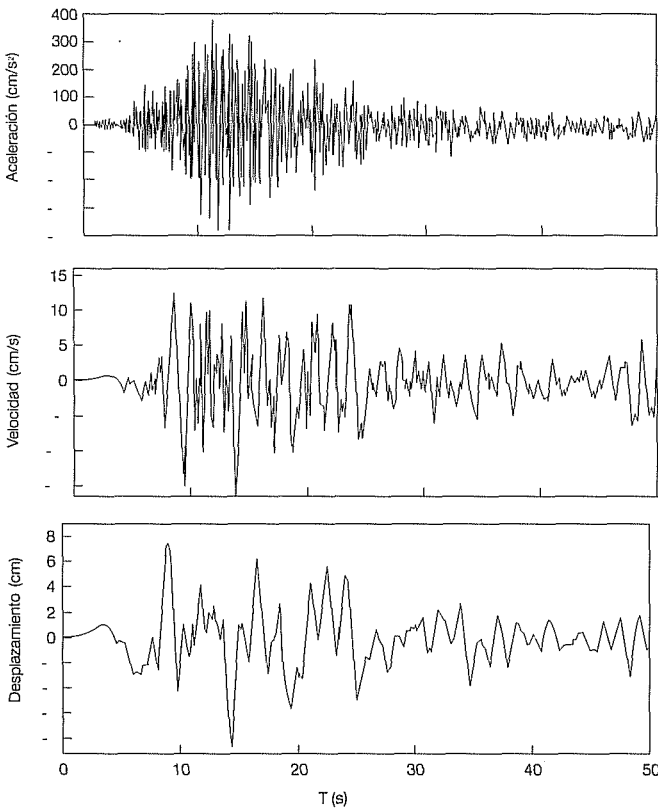
puesta como el mostrado en la ilustración 6. El uso de mapas de regionalización sísmica, como el de la ilustración 7, ayuda también a estimar estos parámetros.

En particular se procura obtener la velocidad o la aceleración máxima del terreno ya que, como se muestra más adelante, los desplazamientos o deformaciones máximas de la tubería son directamente proporcionales a la velocidad del terreno e inversamente proporcionales a la componente longitudinal de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas, mientras que la curvatura o los esfuerzos flexionantes son directamente proporcionales a la aceleración del terreno e inversamente proporcionales al cuadrado de la componente transversal de la velocidad de propagación aparente de ondas en el estrato superficial del suelo.

Estos dos parámetros se determinan como una función de la magnitud, distancia epicentral y profundidad focal del máximo sismo esperado dentro del periodo de retorno seleccionado, así como de las condiciones locales del suelo. Existen varias leyes semi-empíricas de atenuación que se pueden utilizar para estimar estos parámetros; por ejemplo, el cuadro 1 muestra algunas de estas leyes. En el caso de que la actividad sísmica esté representada sólo por la aceleración máxima del terreno, la velocidad máxima del mismo se puede estimar utilizando las relaciones $V_{g-\text{máx}}/A_{g-\text{máx}}$ disponibles; el cuadro 2 presenta algunas de estas recomendaciones elaboradas para diferentes condiciones del suelo, incluyendo la arcilla de la ciudad de México.

Cuando se requiere una mejor predicción sísmica, es necesario realizar un análisis probabilístico o deter-

5. Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento durante el sismo de Manzanillo, del 9 de octubre de 1995 (J. Avilés, 1997)



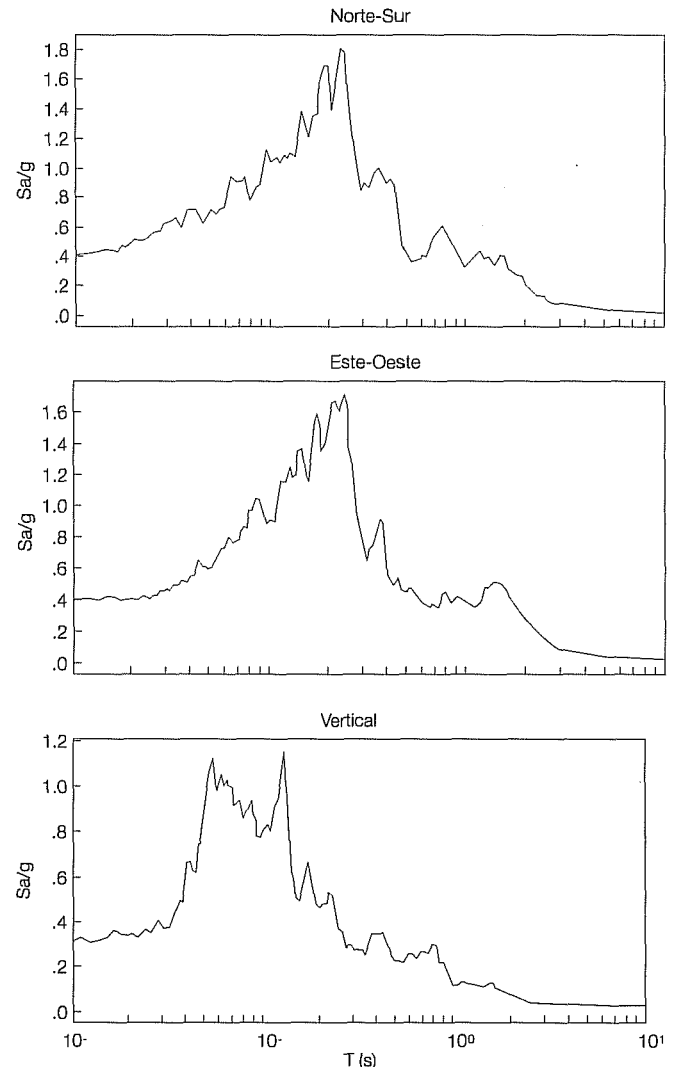
tos causados por licuación de arenas o densificación de suelos granulares, inestabilidad de laderas naturales o construcciones térreas (presas, terraplenes o rellenos artificiales), así como agrietamientos del suelo. Todos estos aspectos no sólo tendrán influencia en la selección de alternativas de trazo (tratando de evitar todas aquellas zonas que indiquen inestabilidad, problemas constructivos o tratamiento de suelos), sino que algunos de ellos estarán directamente asociados a los desplazamientos permanentes del terreno.

En el caso de las fallas geológicas activas es importante tener idea del desplazamiento esperado y su velocidad en el periodo que se considere de vida de la tubería, con el fin de construir juntas flexibles capaces de absorber dichos desplazamientos, o hacer las ins-

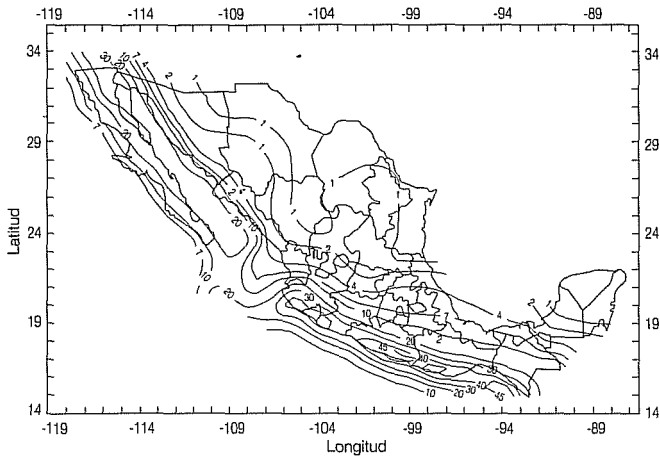
minístico en el o los sitios que se estén considerando para ubicar la tubería. El análisis probabilístico consiste básicamente en los siguientes cuatro pasos: a) identificación de las fuentes sísmicas potenciales, b) evaluación de esas fuentes, c) desarrollo de los modelos de atenuación (como los modelos del cuadro 1), y d) producción de las curvas que expresan la tendencia de exceder ciertos niveles del movimiento del suelo para un determinado periodo de retorno. La ilustración 8 muestra las probabilidades anuales de excedencia de la aceleración máxima del terreno en la ciudad de San Francisco, usando por un lado el modelo que considera sólo el origen del sismo (epicentro), y por el otro un modelo que toma en cuenta, complementariamente, el mecanismo de falla o ruptura que da lugar al sismo. En el análisis determinístico se selecciona un sismo de diseño y se determinan los movimientos del terreno con base en las leyes de atenuación antes mencionadas y las distancias al sitio de las fuentes sísmicas.

Aspectos geológicos. Algunos de estos aspectos incluyen las fallas geológicas activas y no activas, los movimientos tectónicos, la edad, el origen y tipo de depósitos de suelo o formaciones de roca, desplazamien-

6. Espectros de respuestas (5% de amortiguamiento) para los componentes vertical y horizontales del sismo de Manzanillo, del 9 de octubre de 1995 (J. Avilés, 1997)



7. Mapa de aceleración máxima (% g) en terreno firme para 100 años de periodo de retorno (J. Avilés, 1997)



1. Leyes de atenuación (O'Rourke, 1992)

Ecuaciones de atenuación*

1 $a = 1800 (r + 25)^{-1.32} \exp(0.5 m)$

a en gals
r = distancia hipocentral (km)
m = magnitud

2 $\ln y = \alpha + \beta m + \gamma + \delta s$
($4.5 \leq m \leq 7.7$)

y	α	β	γ	δ	errores estándar
a (cm/s ²)	3.40	0.89	-1.17	-0.20	0.62
v (cm/s)	-1.00	0.07	-0.96	0.07	0.64
d (cm)	-2.72	1.00	-0.63	0.12	0.69

m = magnitud; r = distancia hipocentral (km)
s = 0 y 1 para sitios de roca y suelo, respectivamente

3 $\log a = -1.02 + 0.249 m - \log r^* - 0.00255 r^* + 0.26 p$
($5.0 \leq m \leq 7.7$; $r^* = [h^2 + 7.3^2]^{1/2}$)
 $\log v = 0.67 + 0.489 m - \log r^* - 0.00256 r^* + 0.17 s + 0.22 p$
($5.0 \leq m \leq 7.3$; $r^* = [h^2 + 4.0^2]^{1/2}$)

m = magnitud de momento
p = 0 y 1 para el valor medio, y éste más una cierta desviación estándar aceptable para diseño, respectivamente
s = 0 y 1 para sitios de roca y suelo, respectivamente
a = en unidades de g y v en cm/seg
h = la distancia más cercana a la proyección superficial del área de ruptura (km)

[4] $a = 0.0185 \exp(1.28 m) [h_1 + 0.147 \exp(0.732 m)]^{-1.75}$
 $5.0 \leq m \leq 7.7$

a = en unidades g
m = magnitud
h₁ = distancia más cercana a la superficie de la falla que se deslizó (km)

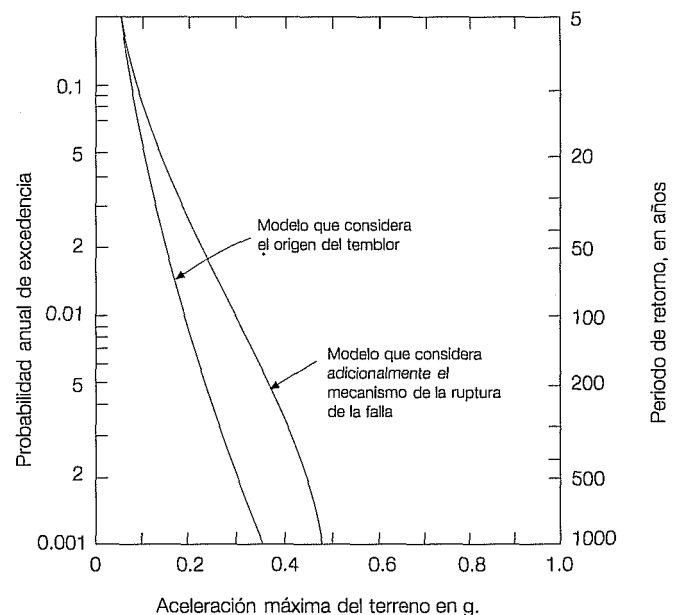
* Los parámetros a, v y d, se definen como los valores de aceleración, velocidad y desplazamiento máximo del terreno, respectivamente.

talaciones necesarias para que se tome en cuenta el comportamiento del terreno; es común relacionar los desplazamientos de la falla con la magnitud de los temblores esperados. En el caso de fallas no activas, el suelo que rellena los lados de la falla puede representar un cambio brusco en la rigidez del terreno de sustento, el cual se debe considerar en el análisis de la tubería.

La edad, origen y propiedades de resistencia al cortante y compresibilidad de los depósitos del suelo juegan un papel muy importante en la cuantificación del riesgo sísmico; así por ejemplo, las características de esfuerzo-deformación del suelo alrededor de la tubería son clave en la respuesta de la tubería sujeta a ondas sísmicas o a desplazamientos por fallas geológicas. La edad y el origen de los suelos están también directamente relacionados al fenómeno de la corrosión, el cual ha sido la causa de importante daño en tuberías de acero y fierro fundido, debido a la disminución del área transversal en las tuberías; bajo estas condiciones la tubería puede fallar más fácilmente al ocurrir un sismo.

El estudio de licuación de depósitos de arenas saturadas por efecto de las vibraciones sísmicas es de primordial importancia en los análisis de tuberías localizadas dentro o sobre tales depósitos, ya que grandes daños se han observado en numerosas tuberías como consecuencia de este fenómeno (O'Rourke, 1992). Por esta razón se recomienda efectuar un estudio de susceptibilidad a la licuación cuando se tenga una tubería

8. Probabilidad anual de excedencias para la ciudad de San Francisco (ASCE, 1986)



2. Relaciones de $V_{máx}/A_{máx}$ {cm/seg}/g para varios materiales (Elhmady y Rourke, 1989)

Material	Newmark	Seed et al.	Ayala y Rascón
Roca	61	66	
Suelo duro	-	114	
Granular profundo	-	140	
Aluvial	122		
Arcilla C. de México			304

que cruce, sobreyazga o esté dentro de esta clase de depósitos.

Existen básicamente dos técnicas para investigar el potencial de la licuación producida por un temblor: 1) correlaciones empíricas de las condiciones del suelo y los movimientos estimados o medidos del terreno, 2) análisis dinámico de la respuesta del suelo junto con pruebas dinámicas del laboratorio en muestras de los depósitos de arena. Estas técnicas, junto con los métodos para mitigar el problema, se han venido mejorando significativamente en los últimos diez años, particularmente a partir del empleo de mesas vibratoras y los modelos centrífugos (Dobry, 1992; Fujii et al., 1992). Algunos de los métodos recientes para evaluar los movimientos que inducen la licuación incluyen los corrimientos laterales, fallas por flujo, hundimientos, pérdidas por capacidad de carga y los efectos de flotación (Ishihara, 1992, 1990a, 1990b).

En lo referente al análisis sísmico para la estabilidad de taludes en áreas donde se localizan tuberías, existen dos tipos de procedimientos convencionales: 1) los métodos pseudoestáticos que representan los efectos sísmicos con una fuerza horizontal estática equivalente, actuando en el centroide de la masa potencial por deslizarse; 2) los métodos dinámicos, que son más sofisticados y pueden involucrar el uso de la técnica del elemento finito. El primer tipo tiene la ventaja de su simplicidad, pero también la seria limitación de no considerar el efecto de la variación de la intensidad y la dirección de la respuesta sísmica del suelo con el tiempo; el segundo tipo, aunque más complicado, es más realista y por tanto más recomendable.

Características de las tuberías

Desde el punto de vista sísmico, las tuberías se pueden clasificar en dos grandes grupos: las continuas y las segmentadas. Cada una tiene un comportamiento sísmico especial y se requiere un método de análisis diferente para cada caso.

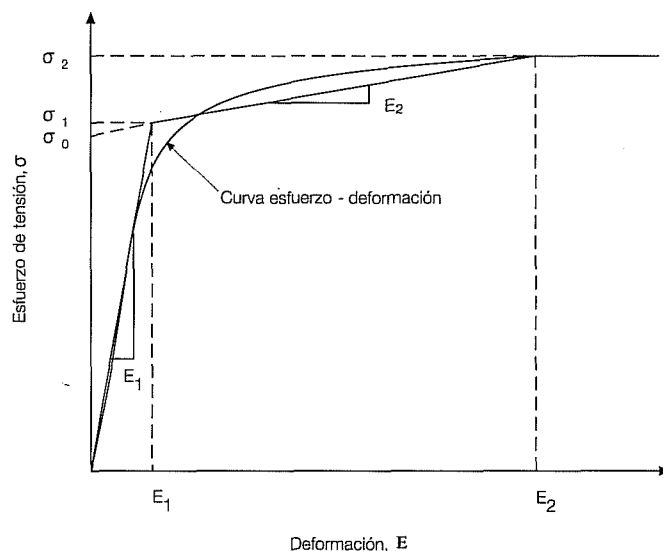
Tuberías continuas

Estas tuberías se caracterizan en lo general por el hecho de absorber grandes deformaciones antes de fallar; tal es el caso de las tuberías de acero y las de polietileno de alta densidad. Esta clase de tuberías se modelan frecuentemente como vigas en un medio elástico o elasto-plástico.

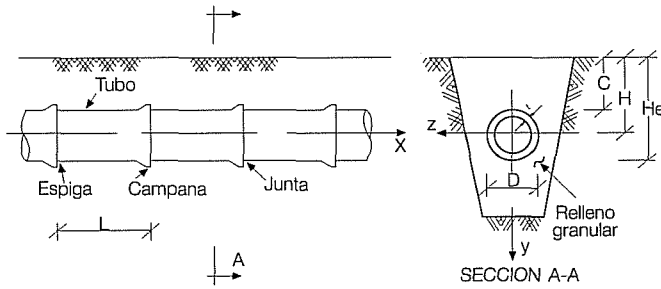
Para el caso particular de las tuberías de acero, generalmente se supone que están soldadas a tope y construidas de acero clase X, con propiedades de esfuerzo-deformación en su eje longitudinal, como las mostradas en la ilustración 9. Más aún, se recomienda tratar de ponerlas siempre en tensión a fin de aprovechar la deformación inelástica cuando se mueven junto con el suelo; se toma en cuenta que el exceso de compresión las puede conducir a una falla local por aplastamiento de la pared de la tubería, lo que impediría aprovechar al máximo su ductilidad.

El criterio de diseño para tuberías de acero dúctil sujetas a movimientos de fallas geológicas, con frecuencia se especifica en términos de la máxima deformación tolerable. Las especificaciones para el diseño de obras hidráulicas en Japón (*Specifications for Seismic Design of Waterworks of Japan, 1979*), asignan el valor de 0.3% como la deformación permisible máxima para tuberías conductoras de agua, durante sismos excepcionalmente grandes, mientras que las especificaciones para el diseño sísmico de tuberías para gas altamente presurizado (*Specifications for Seismic Design of High Pressure Gas Pipelines of Japan, 1982*),

9. Curva de esfuerzo-deformación para un acero de grado X (O'Rourke et al, 1985)



10. Esquema de una tubería recta segmentada



recomiendan que el valor permisible de la deformación sea menor del: 1%, o la deformación crítica por aplastamiento a la compresión.

Tuberías segmentadas

Las tuberías segmentadas se caracterizan por formarse de varios tubos que se unen entre sí por juntas especiales; una junta típica de una tubería enterrada se muestra en la ilustración 10. Tomando en cuenta que son estas juntas los puntos más débiles de una tubería sujeta a movimientos sísmicos, según se deduce de los daños observados por varios investigadores (ASCE, 1983), resulta necesario enfocar el diseño sísmico de estas tuberías al comportamiento de sus juntas.

Lo anterior no significa que las tuberías segmentadas no fallarán en alguna otra parte de la misma, sino que cuando menos el 90% de las veces las fallas ocurrirán en las juntas, independientemente del tipo de movimiento del suelo (propagación de ondas sísmicas, deformaciones permanentes del terreno, etc.). Por otro lado, es a través de estas juntas donde se pueden absorber las deformaciones y fuerzas a las que la tubería está sujeta durante las vibraciones sísmicas, y es a través de ellas donde se puede inducir la flexibilidad o ductilidad requeridas para evitar el daño y las fugas que se han observado en áreas de alta intensidad sísmica.

El comportamiento sísmico de esta clase de tubería ha sido estudiado por varios investigadores, especialmente para el caso de tuberías de hierro dúctil y hierro fundido (Elhmedi y O'Rourke, 1989).

Interacción suelo-tubería

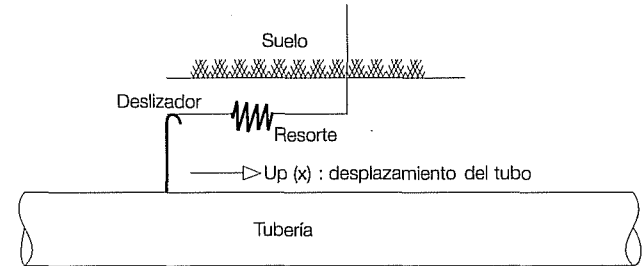
El suelo que rodea a la tubería desempeña un papel muy importante en su comportamiento sísmico; a medida que es más blando o más suelto, se tendrán mayores asentamientos diferenciales debidos al proceso de la consolidación, y mayor será la probabilidad de

amplificación si se trata de arcillas, o de licuación si se trata de arenas. Sin embargo, cuando hablamos de la interacción suelo-tubería, generalmente suponemos que el suelo no falla, sino más bien la tubería experimenta desplazamientos que son afectados por las deformaciones sísmicas del suelo.

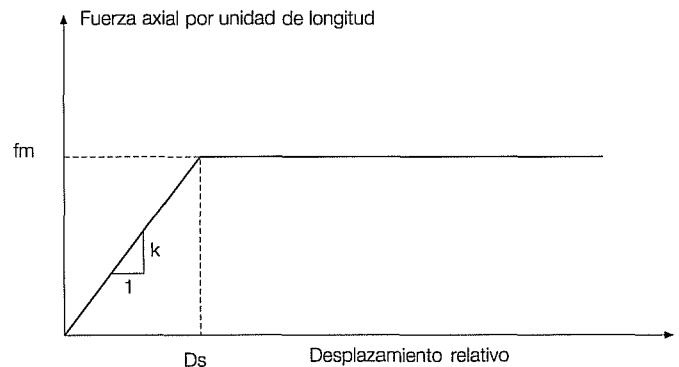
Para la estimación de los esfuerzos y las deformaciones de una tubería enterrada es común la utilización del modelo elasto-plástico mostrado en la ilustración 11; como se puede observar en la ilustración 11b, este modelo queda definido por dos parámetros: a) la fuerza máxima por unidad de longitud, **fm**, y b) la rigidez axial del resorte que representa al suelo, **k**. En ésta última figura D_s es el desplazamiento relativo para el cual ocurre corrimiento entre el suelo y el tubo, y es igual a fm/k .

La máxima fuerza axial por unidad de longitud **fm**, que es la fuerza de fricción en el modelo de la ilustración 11, depende del tipo de suelo que rodea al tubo y la forma en que se colocó; por ejemplo, el control en la compactación del relleno. Esta fuerza se determina como sigue:

11a. Modelo elástico de resorte deslizante para el estudio de la interacción axial entre el suelo y la tubería



11b. Fuerza axial por unidad de longitud en la interfase suelo-tubería



a) *Suelos friccionantes*. En este caso f_m depende del esfuerzo normal efectivo en la interface suelo-tubo, del ángulo de fricción efectivo ϕ entre el suelo y el material de la tubería, y del diámetro del tubo ϕ_p . Considerando que estamos en un problema de deformación plana y que el coeficiente de presión lateral k_o para suelos compactados es aproximadamente igual a la unidad, el esfuerzo efectivo normal será igual a:

$$\sigma'_v = \gamma_m H$$

donde σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo, γ_m es el peso volumétrico efectivo del suelo y H es la profundidad al centro del tubo. De esta manera, para suelos friccionantes se tiene:

$$f_m = \sigma'_v \tan \phi \cdot \phi_p \pi \quad (1)$$

b) *Suelos cohesivos*. El valor de f_m en este caso depende de la resistencia no drenada al corte del suelo S_u . Para arcillas normalmente consolidadas S_u da una buena estimación de la adherencia con el tubo; sin embargo, para arcillas preconsolidadas la adherencia es generalmente menor que la resistencia no drenada. Para suelos preconsolidados se recomienda usar como adherencia *el valor de la resistencia no drenada de un suelo normalmente consolidado equivalente*; Lambe & Withman (1969) recomiendan utilizar, para este caso, la resistencia no drenada obtenida de una probeta elaborada con suelo remoldeado y reconsolidada a $\sigma'_o = \sigma'_v$, en condiciones CU (consolidada-sin drenar). Así entonces, para suelos cohesivos

$$fm = S_u \cdot \pi \phi_p$$

Para las condiciones más generales del suelo, es decir, cuando el suelo que rodea a la tubería tiene propiedades de fricción ($\tan \phi$) y cohesión (c), fm estará dado por:

$$fm = (c + \sigma'_v \tan \phi) \pi \phi_p \quad (2)$$

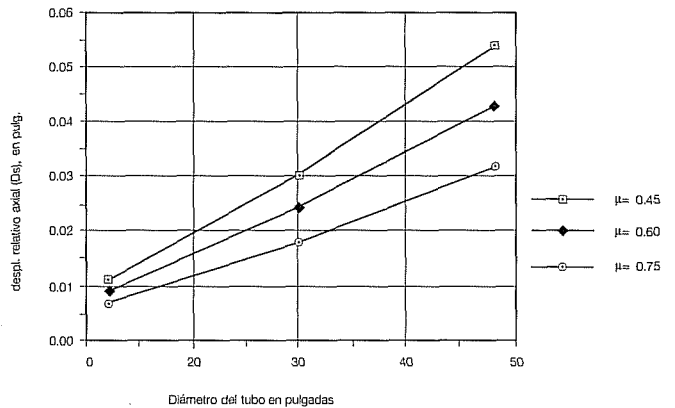
donde c es la resistencia al cortante del suelo correspondiente a $\sigma'_v = 0$ en la curva de resistencia al corte.

En relación a la rigidez axial k , O'Rourke & Nordberg (1991) llegaron a la conclusión de que se puede estimar con la siguiente expresión:

$$k = 2G \quad (3)$$

donde G es el módulo dinámico al cortante del suelo, obtenido para el nivel apropiado de las deformaciones del suelo.

12. Desplazamiento relativo axial, D_s , para $H = 2m$



Considerando ahora el desplazamiento relativo axial D_s , en la ilustración 12 se puede observar que, para distintos diámetros de tubo y distintos coeficientes de fricción μ en suelos sin cohesión ($\mu \approx \tan \phi$), este desplazamiento es generalmente menor a 0.15 cm. A este respecto, O'Rourke y Nordberg (1991) demostraron que la utilización de un modelo simplificado de la interfase suelo-tubo, en el cual D_s se toma como valor 0, proporciona valores de las deformaciones axiales máximas en la tubería que se encuentra dentro de una tolerancia no mayor de 4% del valor obtenido con el modelo de la ilustración 11b. Por lo tanto, se puede utilizar, para fines prácticos en el cálculo de las deformaciones axiales permanentes de la tubería, el modelo simplificado donde $D_s = 0$.

Respuesta de las tuberías a las ondas sísmicas

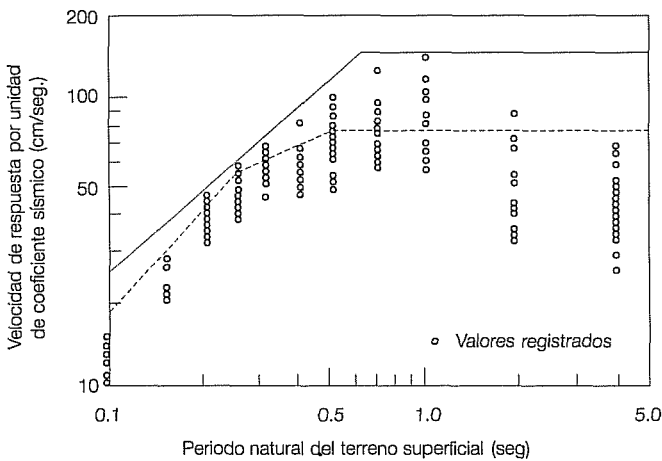
Tuberías continuas rectas

Si suponemos que la tubería enterrada está totalmente ligada al suelo que la rodea, no existiría desplazamiento relativo entre el suelo y el tubo, y la deformación máxima de la tubería (ϵ_p) será igual a la máxima deformación del terreno (ϵ_g), la cual está dada por

$$\epsilon_g = \epsilon_p = \pm V_g / C_p \quad (4)$$

V_g es la velocidad máxima del terreno obtenida a través de una de las siguientes formas: a) del sismo de diseño, b) la envolvente media o superior de los espectros de respuesta de la velocidad obtenidos de registros de varios temblores pasados (ver ilustración 13), o c) a partir de leyes de atenuación, como las del cuadro 1.

13. Velocidad de respuesta observada en varios sismos (Satoh, et al, 1992)

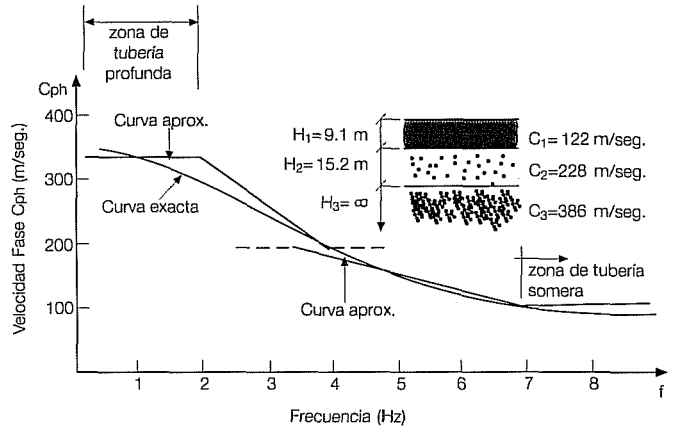


C_p es la velocidad de propagación aparente de ondas a lo largo del eje longitudinal de la tubería. Puesto que son las ondas superficiales las que transmiten la mayor parte de la energía sísmica que afecta a las tuberías, y de éstas la componente horizontal del movimiento del terreno que producen las ondas superficiales Rayleigh la que causa mayores esfuerzos axiales sobre dichas tuberías, generalmente se toma como C_p a la velocidad de fase C_{ph} de las ondas Rayleigh. Ahora bien, C_{ph} es función de la frecuencia f y la longitud de onda λ , de acuerdo con la expresión siguiente:

$$C_{ph} = \lambda \cdot f \quad (5)$$

Esto es, la magnitud de la velocidad de propagación de una onda Rayleigh varía de un valor donde la longitud de onda es grande (baja frecuencia o profundidad de tubería grande), a otro menor donde la longitud de onda es pequeña (alta frecuencia o profundidad de tubería somera). Esta variación de C_{ph} con la frecuencia para un sitio determinado se le conoce como *curvas dispersivas*. A este respecto Elhmadi y O'Rourke (1989) desarrollaron un procedimiento simplista para determinar la curva de dispersión de un medio estratificado, en el cual la velocidad al corte C_s aumenta con la profundidad. La ilustración 14 muestra una comparación de la curva de dispersión exacta para dos estratos sobre un medio semi-infinito y la curva aproximada basada en el procedimiento propuesto por Elhmadi y O'Rourke. Los valores de C_1 , C_2 y C_3 que allí aparecen, son los C_s correspondientes a cada estrato. Desde luego que existen en la literatura otras curvas dispersivas para diferentes condiciones superficiales de un sitio.

14. Ejemplo de curva de dispersión para un medio estratificado (Elmadi y O'Rourke, 1989)



Para el cálculo de C_p se puede también utilizar la envolvente inferior de la información presentada en la ilustración 15, recomendada por *The Seismic Design Guideline for Underground Power Cable structures of Japan* (1987).

La máxima curvatura del terreno está dada por

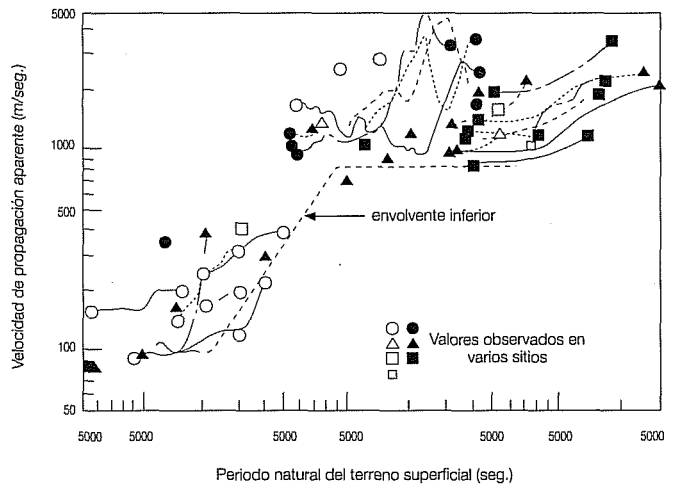
$$R_g = A_g / C_s^2 \quad (6)$$

y la máxima deformación por flexión de la tubería por

$$\epsilon_b = \pm R_g \cdot r \quad (7)$$

donde A_g es la aceleración máxima del terreno, r es el radio de la tubería, y C_s es la componente transversal de la velocidad de propagación aparente de ondas;

15. Velocidad de propagación observada en la superficie del terreno (Satoh, et al, 1992)



3. Coeficiente correctivo Δ_2 (CFE, 1993)

Calificación	Condiciones del subsuelo	Coeficiente
Tipo I	Terreno firme: depósitos de suelo formados solamente por estratos con velocidades de propagación $V_s \geq 700$ m/s, o módulos de rigidez $G \geq 85,000$ T/m ²	0.9
Tipo II	Terreno intermedio: depósitos de suelo con periodo fundamental de vibración T_s y velocidad efectiva de propagación V_s tales que se cumpla la relación $V_s T_s + V_s T_c \geq V_c T_c$ (ver Nota)	1.0
Tipo III	Terreno blando: depósitos de suelo con periodo fundamental de vibración T_s y velocidad efectiva de propagación V_s , tales que se cumple $V_s T_s + V_s T_c < V_c T_c$	1.1

Nota: V_c y T_c son respectivamente la velocidad característica y el periodo característico, los cuales dependen de la zona sísmica del país donde se ubica el sitio en cuestión, según se muestra en el cuadro 4

4. Valores de V_c y T_c (CFE, 1993)

Zona sísmica	V_c (m/s)	T_c (s)
A	400	5.3
B	400	5.3
C	500	4.7
D	500	2.5

para fines prácticos C_s es igual a la velocidad de propagación de las ondas de cortante en el estrato superior del terreno.

En la práctica, las deformaciones por flexión con frecuencia se desprecian debido a que su magnitud resulta mucho más pequeña que las deformaciones axiales.

La suposición de que la tubería y el suelo están ligados y se mueven juntos resulta válida sólo para sismos de baja intensidad y para deformaciones del terreno $\epsilon_g \leq 10^{-4}$; sin embargo, para sismos intensos en que ϵ_g alcanza valores entre 10^{-3} a 10^{-2} , la posibilidad de deslizamiento entre el tubo y el suelo aumenta.

Para el caso en que exista deslizamiento en una longitud l de una tubería continua, la deformación en el tubo ϵ_t , inducida por el movimiento sísmico, se determina multiplicando la deformación del terreno ϵ_g por un coeficiente de transferencia o factor de reducción α_t (cuyo valor se da más adelante en la ecuación 16). La longitud l en la que ocurre el deslizamiento máximo está dado por:

$$l = \epsilon_g EA/fm \quad (8)$$

donde **A** es el área transversal de la tubería, **E** es el módulo de Young del material de la tubería, y **fm** es la máxima fricción por unidad de longitud en el tubo (ecuación 2).

Es práctica común suponer que el deslizamiento tiene lugar cuando el esfuerzo cortante del suelo τ_{cr} alcanza el valor correspondiente a una deformación al cortante $\gamma_{cr} = 10^{-3}$, en la vecindad inmediata a la superficie del tubo; es decir $\tau_{cr} = G \cdot \gamma_{cr}$.

Criterio de Diseño

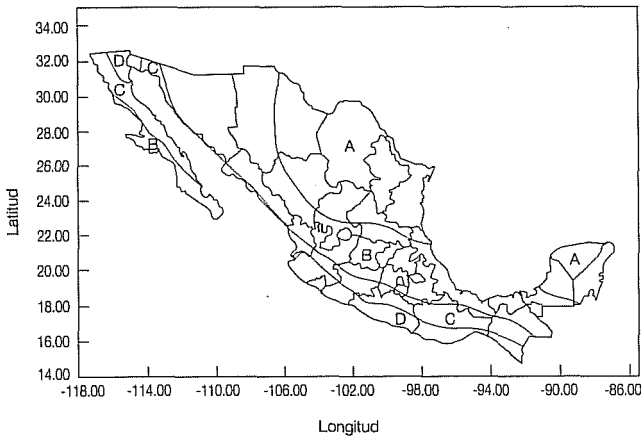
Después de determinar el diámetro y el espesor de la tubería de acuerdo al volumen específico, la presión interna del líquido que se transporta y las fuerzas de gravedad, se debe verificar que las deformaciones (o desplazamientos) que se producen en la tubería como consecuencia del efecto de los sismos no excedan del valor permisible. Para calcular estas deformaciones que un sismo produce, se siguen los siguientes pasos recomendados por el manual *Criteria of Earthquake-Proof Measures For a Water Supply System* del *Japan Water Works Association, 1988*. Véase también K.Taki *et al.*, 1983.

1.- Determinación de la intensidad sísmica horizontal. Esta intensidad se obtiene usando el método del coeficiente sísmico de la siguiente manera:

$$k_h = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot k_o \quad (9)$$

donde k_h es el coeficiente horizontal sísmico de diseño; k_o es el *coeficiente horizontal sísmico estándar de diseño* de valor igual a 0.2 o mayor; Δ_1 es un coeficiente sísmico correctivo dependiente de la sismicidad o zonificación sísmica del sitio que se estudia (varía de 1.0 en zonas de alta sismicidad a 0.6 en zonas de baja sismicidad); Δ_2 es un coeficiente correctivo que depende de las condiciones del terreno en el sitio (cuadro 3); Δ_3 es un coeficiente que depende de la calidad de la estructura y el método de construcción usado

16. Regionalización sísmica de la República Mexicana (J. Avilés, 1997)



(generalmente $\Delta_s = 1$, aunque se puede reducir hasta 0.5).

La ilustración 16 muestra la zonificación sísmica del país. De acuerdo con el manual de CFE (1993), para elegir la clasificación del terreno en ciudades como México y Acapulco, son aplicables las microrregionalizaciones sísmicas realizadas con motivo de su reglamentación sísmica.

2.- Cálculo del desplazamiento del terreno. El valor del desplazamiento del suelo a una profundidad x cualquiera, dentro de un estrato superficial de espesor H , se puede obtener suponiendo un movimiento, en la base de dicho estrato, del tipo

$$u_g = u_o e^{i\omega t} \quad (10)$$

donde u_g es el desplazamiento en la base, u_o la amplitud del desplazamiento y $e^{i\omega t}$ representa el carácter dinámico de dicho desplazamiento. Por otro lado, tomando en cuenta la ecuación de onda de corte en una dimensión, dada por

$$\frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} \quad (11)$$

donde V_s es la velocidad de onda de corte dentro del estrato, y u_x es el desplazamiento del suelo dentro del estrato a la profundidad x , al calcular el desplazamiento del terreno se llega a la siguiente expresión (Kubota, 1981):

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} S_v T_g K'_h \cos \frac{\pi x}{2H} \quad (12)$$

S_v = velocidad de respuesta normalizada, en cm/seg (ilustración 13);

T_g = período natural de la capa superficial de suelo que se puede calcular como:

$$T_g = 4H/V_s \quad (13)$$

H representa el espesor de la capa superficial de suelo;

K'_h es el coeficiente sísmico de la roca basal, y es igual a $(3/4)\Delta_s k_o$; para $k_o = 0.2$, y $\Delta_s = 1$, $K'_h = 0.15$;

x es la profundidad de instalación de la tubería.

Una vez que se tiene el desplazamiento u_h del suelo, al utilizar el método llamado "de deformación sísmica" (JSCE, 1988), cuando se trata de una tubería continua el cálculo de los esfuerzos axial, de flexión y combinado se hace como sigue:

Esfuerzo axial δ_L (kg/cm²):

$$\delta_L = \alpha_1 \frac{\pi U_h}{\lambda} E \quad (14)$$

$$\lambda \text{ (longitud de onda)} = C \cdot T_g \quad (15)$$

C (velocidad de propagación) está dada en las ilustraciones 14 o 15.

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + (2\pi/\eta_1 \lambda')^2} \quad (16)$$

es el factor de reducción o coeficiente de transferencia.

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{EA}} \text{ (1/cm)}$$

$$\lambda' \text{ (velocidad aparente de onda)} = \sqrt{2\lambda} \text{ (cm)} \quad (17)$$

K_{g1} es la rigidez longitudinal del suelo; está rigidez esta dada por la Ec. 3. Un valor constante de $K_{g1} = 0.6$ kgf/cm³ y $\tau_{cr} = 0.1$ kgf/cm² (τ_{cr} es el esfuerzo cortante crítico) se recomiendan para tuberías de gas con presión alta (Taki *et al.*, 1983).

Esfuerzo de flexión δ_n (kg/cm²)

$$\delta_n = \alpha_2 \frac{2\pi^2 D U_h}{\lambda^2} E \quad (18)$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + (2\pi/\eta_2 \lambda)^4} \quad (19)$$

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{K_{g2}}{EI}} \quad (1/cm)$$

K_{g2} = es la rigidez transversal del suelo (prácticamente $\approx K_{g1}$);
 I es el segundo momento de inercia del tubo (cm^4).

Esfuerzos combinados

$$\delta_x = \sqrt{\gamma\delta_L^2 + \delta_n^2} \quad (20)$$

γ es el factor que considera la dirección de las ondas inducidas; varía de 1.0 a 3.12.

Deformación permisible

La deformación permisible se determina a partir de la curva de fatiga para diseño mostrada en la ilustración 17, en la cual el número de ciclos N se obtiene de una manera semiempírica, usando para ello los registros de los sismos más fuertes del área (Taki *et al.*, 1983). Tomando en cuenta que este valor de N se encuentra entre 40 y 50, el valor permisible de la deformación de 1% en el acero es utilizado para las tuberías de alta presión en el Japón.

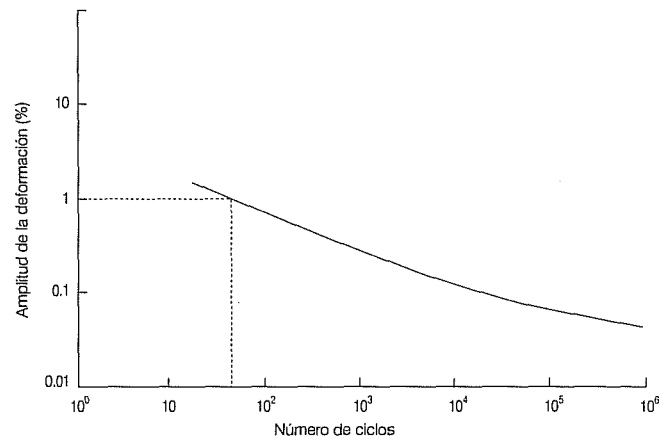
En el caso de tuberías rectas la deformación permisible debe ser menor al 1% o la permisible por pandeo, ya que el pandeo o aplastamiento por compresión axial en regiones plásticas se puede originar con deformaciones menores al 1%, dependiendo de la relación D_m/t , en la cual t es el espesor de la pared del tubo y D_m es su diámetro interior. De acuerdo con Kato *et al.* (1973), la deformación por pandeo se estima con la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{4}{3} \sqrt{n} \frac{t}{D_m} \quad (21)$$

en la cual $n = 0.11$. Aplicando un factor de seguridad de 1.25 y utilizando la expresión anterior, la deformación permisible por pandeo es igual a $35(t/D_m)\%$. Esta deformación se puede también obtener haciendo mediciones directas sobre las tuberías usadas, en cuyo caso se recomienda usar igualmente un factor de seguridad de 1.25 (Taki *et al.*, 1983).

Si por alguna circunstancia el valor permisible de los esfuerzos o las deformaciones es excedido, será necesario instalar apropiadamente una junta flexible que se pueda expandir, aumentar el espesor de la tubería de ser necesario y reducir los esfuerzos y deformaciones hasta obtener valores menores a los permisibles.

17. Curva de fatiga de diseño (Taki, *et al.*, 1983)



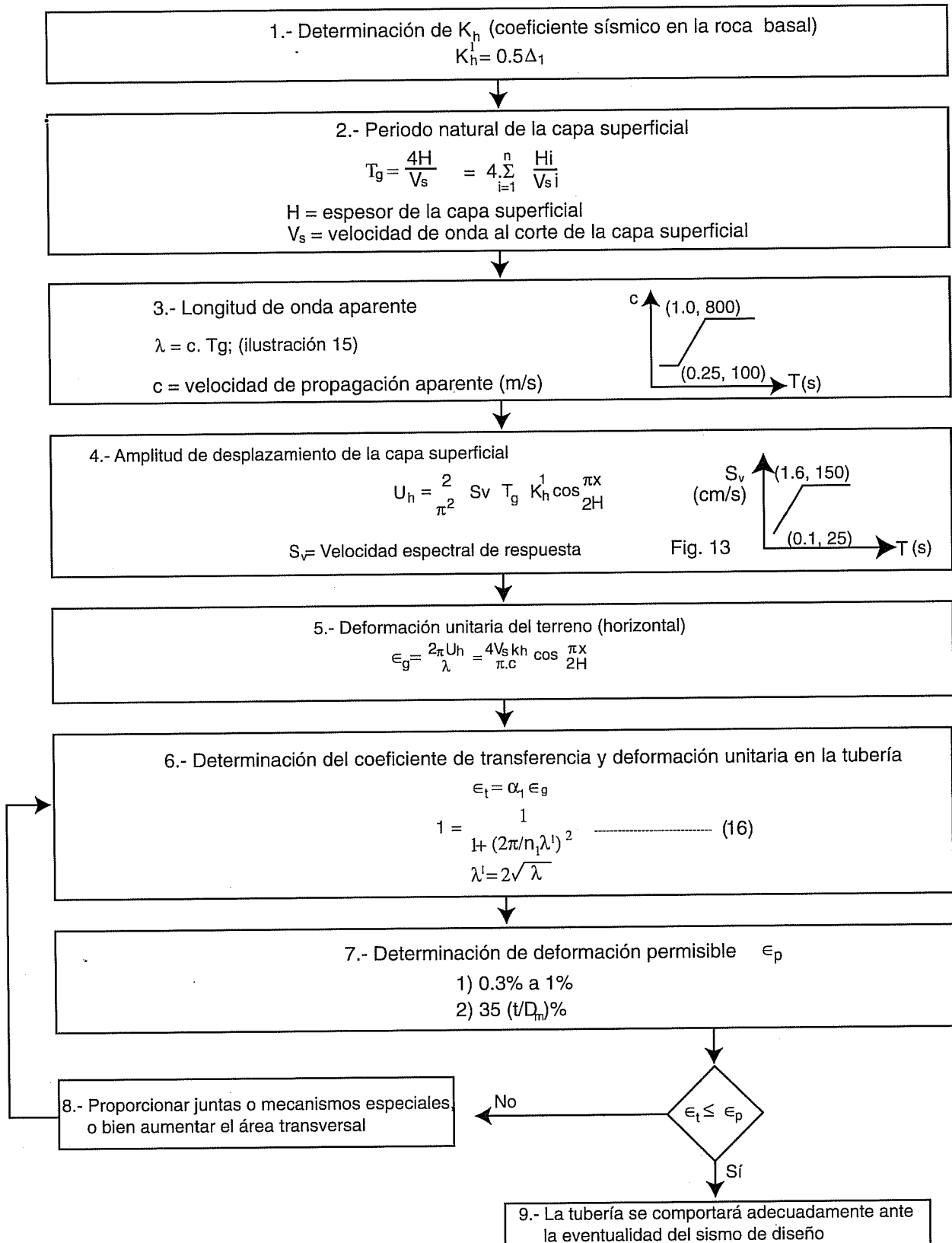
El cuadro 4 presenta un diagrama de flujo donde se resume el procedimiento propuesto para determinar las deformaciones que el suelo produce sobre una tubería continua y su comparación con los valores permitidos. Un procedimiento semejante se utilizaría para comparar los esfuerzos producidos por el efecto sísmico con los permitidos. Cuando estos últimos son rebasados, se deberán hacer los cambios necesarios en las dimensiones y tipo de la tubería, hasta lograr resultados satisfactorios.

Tuberías segmentadas

Para el análisis de tubería segmentada, las normas japonesas dadas por *Specifications for Seismic Design of Waterworks of Japan* (1979), recomiendan el uso de un método para corregir los esfuerzos en los tubos enterrados que están conectados entre sí a través de juntas flexibles/expansibles. El método parte de obtener el movimiento relativo longitudinal y perpendicular a cada junta, utilizando las mismas expresiones de tuberías continuas rectas (ecuaciones 8 a 19) aplicadas para estimar el desplazamiento relativo entre suelo y tubería; suponiendo que los tubos son rígidos, se considera que la deformación del terreno se concentra alrededor de las juntas, de manera que las mismas se expanden, contraen o flexionan al momento que el terreno se deforma. Posteriormente se aplica un coeficiente correctivo que se calcula usando la relación de la longitud del tubo sobre la longitud de onda del movimiento sísmico, y la relación de la rigidez del tubo enterrado sobre el coeficiente de reacción del suelo.

De acuerdo con el método antes mencionado, el desplazamiento promedio relativo de una junta U_p , y el giro θ_p , se obtienen de la siguiente manera:

5. Diagrama del diseño sísmico de tuberías rectas continuas



$$U_p = \epsilon_g L = V_g L / C_p \quad (22)$$

$$\theta_p = R_g L = A_g L / C_s^2 \quad (23)$$

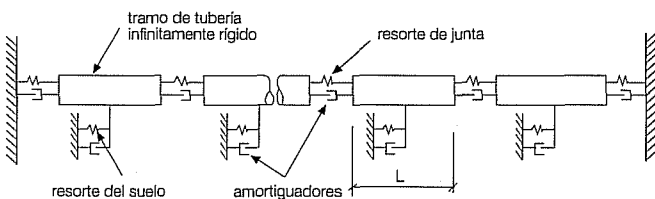
donde L = longitud del tubo.

Las expresiones anteriores son adecuadas para sistemas de tuberías segmentadas rectas, con juntas flexibles. Para el caso de juntas rígidas estas expresiones dan un valor medio de los desplazamientos relativos y giros (ASCE, 1991), pudiéndose sin embargo subestimar algunos de los desplazamientos reales en varias de las juntas (O'Rourke y Elhadi, 1989).

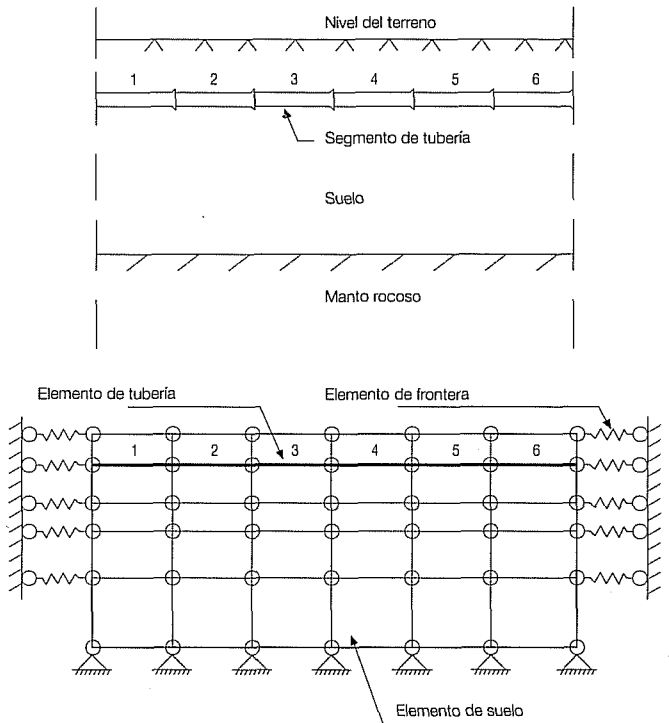
Un método más sofisticado representa al sistema suelo-tubo-junta como se muestra en la ilustración 18, en el cual los tubos se suponen infinitamente rígidos, pero las juntas y el suelo se modelan mediante resortes y amortiguadores elásticos lineales; dicho método se conoce como el Método de Respuesta de Partículas Múltiples (MPRM). Utilizando este procedimiento el grupo de RPI (Rensselaer Polytechnic Institute) ha presentado varias soluciones numéricas para tuberías de fierro dúctil, fierro fundido, y de concreto (Wang, 1979; Elhadi y O'Rourke, 1989; Bouabid, 1988).

Recientemente, Vassilev y Flores-Berrones (1995) desarrollaron un modelo matemático basado en el Método del Elemento Finito (MEF), en una formulación bidimensional para estudiar el comportamiento de una tubería recta segmentada sujeta a los efectos de la propagación de una onda sísmica. En dicho modelo se utiliza el análisis cuasiestático para evaluar la respuesta de la tubería; se representa la tubería subterránea como una serie de vigas elásticas segmentadas, con uniones que sirven como conexiones longitudinales y se supone que el suelo es un medio elástico, homogéneo (y/o no-homogéneo), isotrópico (y/o isotrópico transversal), bajo condiciones de deformación plana (ilustración 19). La posibilidad de deslizamiento en la interfase entre la tubería y el suelo también se evalúa para el caso en que la deformación sísmica superficial sea grande; dicho deslizamiento ocurre cuando la resistencia al cortante del suelo en esa interface ha sido vencida por la acción sísmica.

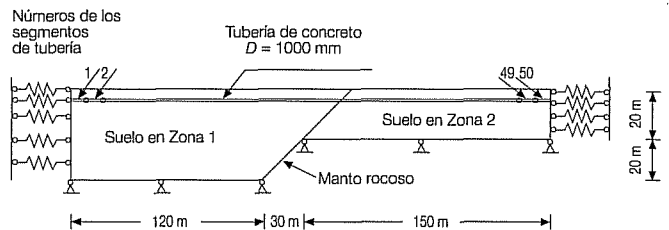
18. Modelo mecánico para una tubería segmentada (Kubota, 1981)



19. Discretización con elemento finito



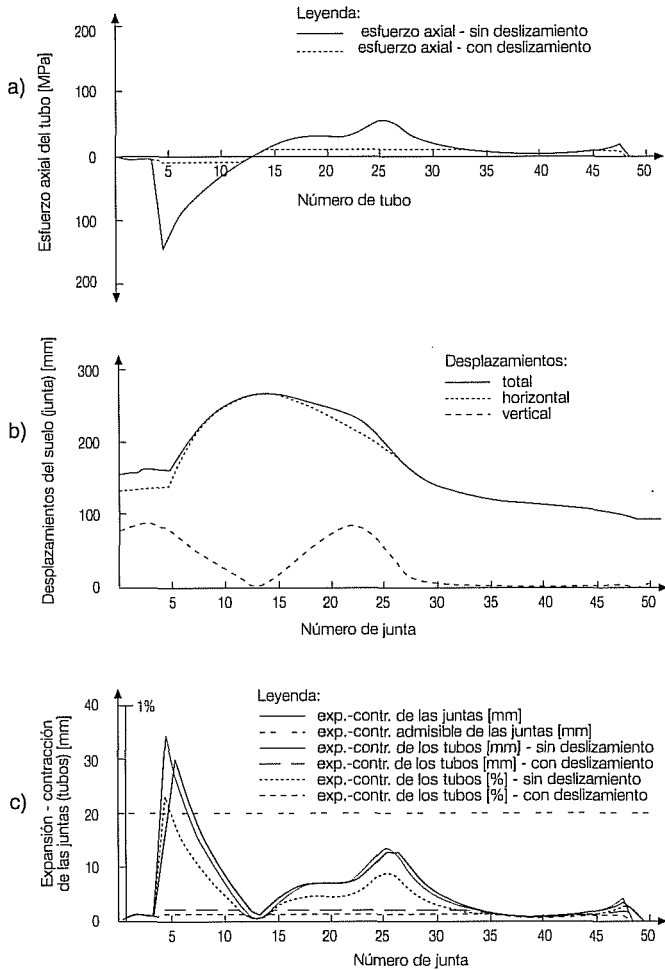
20. Perfil del suelo y condiciones de frontera



Como se puede observar en las ilustraciones 19 y 20, lo fundamental en el uso del MEF es saber discretizar la parte del suelo y tubería que se requiere analizar y disponer de un programa adecuado de cómputo con la flexibilidad suficiente para que pueda ser aplicado a cualquier problema práctico. Precisamente una de las ventajas del MEF es que resulta mucho más flexible y con él se obtienen resultados que pueden ser más aproximados a la realidad; por ejemplo, se pueden tomar en cuenta el cambio en la geología y las características físico-mecánicas del suelo a lo largo del perfil longitudinal de la tubería, así como el deslizamiento entre los tubos y el suelo.

En la ilustración 20 se presenta un caso típico donde la profundidad del manto rocoso varía a lo largo de la tubería. Los resultados de un análisis con el MEF sobre

21. Esfuerzos axiales y desplazamientos en los tubos (juntas); rigidez uniforme del suelo a lo largo de perfil longitudinal ($E_1 = E_2 = 50 \text{ MPa}$)



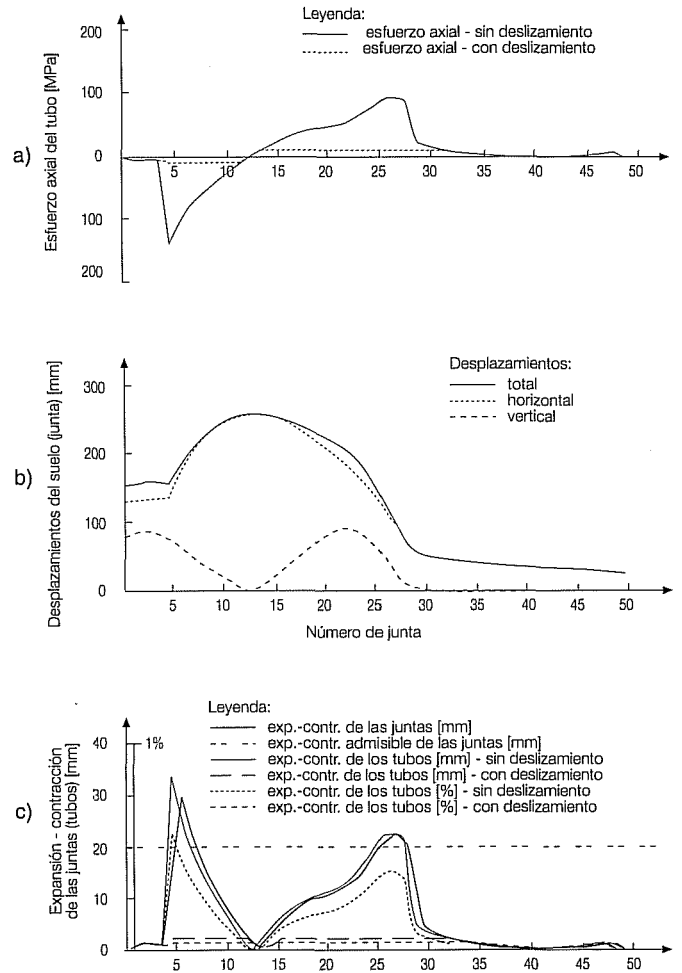
el estado de esfuerzos y las deformaciones para el perfil señalado en la ilustración 20, se muestran en la ilustración 21 (48). Se puede observar que si no se toma en cuenta el deslizamiento entre los tubos y el suelo, los esfuerzos en los tubos se incrementan hasta 150 Mpa (ilustración 21,a). Haciendo la misma consideración para el análisis de la expansión-contracción máxima en las juntas (ilustración 21,c), se observa que esta es aproximadamente 35 mm; si el valor admisible es sólo de 20 mm, un tramo de aproximadamente 24m (tubos núm. 4 al 7) se encuentra vulnerable a daños sísmicos.

La influencia del cambio de la rigidez del suelo a lo largo del perfil longitudinal de la tubería se muestra en las ilustraciones 22 y 23. Cuando la zona 1 es más rígida que la zona 2 (ilustración 21), el estado de esfuerzos y deformaciones es semejante al caso en el cual las dos zonas tienen la misma rigidez (ilustración 22).

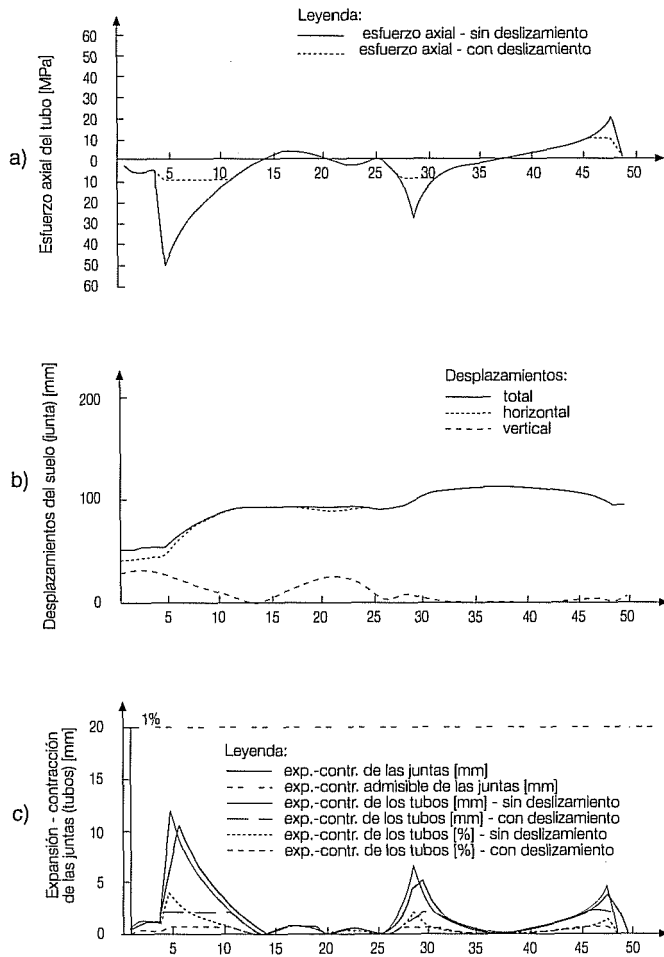
Sin embargo, una diferencia marcada se observa en la zona de contacto entre las dos zonas; el tramo que comprende los tubos núm. 25 a 27 tiene ahora una expansión-contracción que también rebasa a la permisible.

Más favorable es el caso en el cual el suelo de la zona 2 es más rígido (ilustración 23). En este caso, los esfuerzos en los tubos son menores de 50 Mpa si no hay deslizamiento, o menores de 10 Mpa si ocurre deslizamiento. Los desplazamientos del suelo respecto a los de los tubos disminuyen más de dos veces (ilustración 23,b) si los comparamos con los de las ilustraciones 21,b y 22,b. La expansión-contracción también disminuye casi tres veces en este caso; si la expansión-contracción permisible sigue siendo 20 mm, en este último ejemplo no hay tramos vulnerables de deformaciones sísmicas.

22. Esfuerzos axiales y desplazamientos en los tubos (juntas); en la zona 1 el suelo más rígido que en la zona 2 ($E_1 = 150 \text{ MPa}$, $E_2 = 50 \text{ MPa}$)



23. Esfuerzos axiales y desplazamientos en los tubos (juntas); en la zona 2 el suelo más rígido que en la zona 1 (E1 = 50 MPa, E2 = 150 MPa)



Independientemente del procedimiento que se utilice, se debe verificar la seguridad de la estructura de las juntas en la dirección axial, a fin de conocer si la extensión total y el ángulo de giro debido a las fuerzas sísmicas están dentro de los valores tolerables. Si existen tramos de tubería donde tales valores se sobrepasan, en dichos tramos se deben recomendar juntas capaces de absorber los esfuerzos y desplazamientos provocados por el efecto sísmico.

Conclusiones

1) El efecto sísmico sobre las tuberías enterradas en zonas sísmicas se debe tomar en cuenta cuando se selecciona el tipo de material y la clase de tubería. De no hacerlo, se corre el riesgo de que las deformaciones o los esfuerzos originados por los movimientos sísmicos sean mayores a los tolerables y ocurra la falla de la tubería.

2) Existen procedimientos disponibles que pueden aplicarse para tomar en cuenta el efecto sísmico, tanto en el caso de tuberías continuas como en el de tuberías segmentadas.

3) El cuadro 5 presenta un resumen del procedimiento a seguir para revisar las deformaciones originadas por el efecto sísmico en el caso de las tuberías continuas; un procedimiento análogo se puede seguir para revisar que los esfuerzos originados se encuentren por debajo de los permisibles. En este trabajo se describe también una metodología para estimar los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos en las juntas de las tuberías segmentadas, mediante el uso del método del elemento finito.

Recibido: 20/11/97
 Aprobado: 14/09/98

Agradecimientos

Los autores de este trabajo desean agradecer a las autoridades del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua las facilidades brindadas para la realización del mismo. En particular, al Dr. Polioptro Martínez Austria y al Ing. Ricardo Álvarez Bretón, por el apoyo brindado. También, nuestro más sincero agradecimiento a los revisores de este artículo, así como al Dr. Javier Avilés, por sus comentarios y muy valiosas sugerencias.

Referencias

American Society of Civil Engineers (ASCE). 1983. *Advisory notes on lifeline earthquake engineering*. (Report prepared by the Technical Committees of the ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering). New York.

ASCE. 1986. *Seismic evaluation of lifeline systems: case studies. Proceedings of the Lifeline Earthquake Engineering Technical Council*. Wong, L y R.V. Whitman (Eds.). New York.

ASCE. 1991. *Pipeline design for water and wastewater*. Committee on Pipeline Planning; Pipeline Division. New York.

Avilés, J. 1997. *Instalaciones industriales. El Macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*. pp 172-196. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Bouabid, J. 1988. *Seismic wave propagation effects on buried segmented pipeline systems with junctions*. Tesis de maestría. New York: Rensselaer Polytechnic Institute.

Comisión Federal de Electricidad. 1993. *Manual de diseño de obras civiles*. México: CFE.

Dobry, R. y Liu, L. 1992. Centrifuge earthquake simulation of soil liquefaction. Hamada, M. y T. D. O'Rourke (Eds.) *Proceedings 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifelines, Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Hawaii*. New York: ASCE.

- Elhmadi, K. y O'Rourke, M. 1989. *Seismic wave propagation effects on straight jointed buried pipelines*. Report NCEER-89-0022. National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo. EEUU.
- Fujii, Y., K. Uhtomo y H. Hasegawa. 1992. The state of the art in mitigation of liquefaction for lifeline facilities in Japan.
- Ishihara, K. 1990a. Evaluation of liquefaction potential and consequent deformations in sand fills. *Proceedings Seismic Workshop in the Port of Los Angeles*. EEUU.
- Ishihara, K. y M. Yoshimine. 1990b. *Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes*. Informe interno, University of Tokyo, Japan.
- Ishihara, K. y R. Verdugo. 1992. Characterization of cyclic behaviour of sand and post-seismic stability analysis. En: Hamada, M. y T. D. O'Rourke (Eds.) *Proceedings 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifelines, Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Hawaii. New York: ASCE.
- Japan Society of Civil Engineers (JSCE). 1988. *Earthquake resistant design for civil engineering structures in Japan*. Compiled by Earthquake Engineering Committee. Japan: JSCE.
- Kato, B., H. Akiyama y H. Susuki. 1973. In plastic local buckling of steel circular tubes under pure compression. Japan: *Transaction of the Architectural Institute of Japan N° 204*.
- Kubota, Ltd. 1981. *Earthquake-proof design of high pressure gas pipelines*. Tokyo; Kubota Ltd.
- Lambe, T.W. y R.V. Whitman 1969. *Soil mechanics* (SI Version), Series in Soil Engineering, EEUU: Wiley & Sons.
- O'Rourke, M.J. y C. Nordberg. 1991. *Longitudinal permanent ground deformation effects on buried continuous pipelines*. Technical Report NCEER-91-XXXX. National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo. EEUU.
- O'Rourke, M.J. 1992. Damage assesment of lifeline facilities and underground structures. Report of Work Group No.2 Hamada, M. y T. D. O'Rourke (Eds.) *Proceedings 4th Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*. Honolulu. New York: ASCE.
- Satoh, M., K. Suda, N. Suzuki y F. Miura. 1992. An overview of seismic design of buried lifeline structures in Japan. Hamada, M. y T. D. O'Rourke (Eds.) *Proceedings of 4th Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifelines, Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*. Hawaii. New York: ASCE.
- Taki K., Y. Fukumori, M. Sako y T. Tzubakimoto. 1983. Recommended practice for earthquake resistant design of high pressure gas pipelines. *Earthquake behavior and safety of oil and gas storage facilities, buried pipelines and equipment*. New York: ASME.
- Vassilev, V.H. y R. Flores-Berrones. 1995. *FEM modelling of seismic wave propagation effects on straight buried segmented pipelines*. Informe interno. México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Wang, L.R.L. 1979. Some aspects of seismic resistance design of buried pipelines. *Proceedings 3rd ASME US National Congress of Pressure Vessels and Piping*. San Francisco, Calif. EEUU. pp 117-131.

Abstract

Flores, R. & V. Vassilev. "Seismicity in pipeline design". *Hydraulic Engineering in Mexico (in Spanish)*. Vol. XIV, Núm. 2 pages 49-64 May-August, 1999.

The design of buried pipelines should include the effect of seismic vibrations. This review covers the basic practices recommended in Japan and the USA based on their extensive research, applications and field experiences. The factors that affect the forces acting along the soil-pipeline interface are presented first, focussing on the response of the continuous and segmented lines to the seismic wave-induced soil movement. This step-by-step procedure estimates the unit deformations in continuous pipelines and compares them with the permitted values. For segmented pipelines, both a simplified procedure and a more sophisticated finite element method are presented; the latter calculates the forces and deformations in each segment, and the expansion and contraction at each joint.

Key words: pipelines, earthquakes, seismic waves, soil-pipeline interaction, finite element, lifelines.

Dirección institucional de autores:

Raúl Flores Berrones, Vanguel H. Vassilev

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac No. 8532, Col. Progreso
Jiutepec, Mor. CP. 62550
Teléfono (73) 19 44 45 ext. 705