

1. ALCANCE Y AMBITO DE APLICACION

Los sistemas de conducción, almacenamiento y distribución de gas natural, además de las tuberías enterradas o superficiales, usualmente constan de otras instalaciones tales como: estaciones de bombeo, centros de operación y control, patios de almacenamiento, estaciones de mantenimiento, las cuales albergan diferentes tipos de equipos mecánicos y eléctricos.

Estas Recomendaciones tienen por finalidad minimizar el riesgo de que los posibles efectos de sismos intensos en tales sistemas, alcancen a desencadenar accidentes que puedan afectar al público, otras construcciones, o al medio ambiente de manera catastrófica, así como asegurar el suministro de gas. Complementan las Normas ASME B 31.8 GAS TRANSMISSION AND DISTRIBUTION PIPING SYSTEMS, en su edición de 1992, en lo referente al Análisis, Diseño y/o Verificación sísmica de tales sistemas.

Los criterios de verificación y/o diseño de Edificaciones, Estructuras y Equipos que deban resistir las acciones sísmicas, escapen al Alcance de las presentes Recomendaciones, y se regirán por las normativas vigentes. En aquellos casos en los cuales se hayan empleado factores de ductilidad (Du) en exceso de 1,0, o sea sollicitaciones sísmicas reducidas respecto a la respuesta elástica, los desplazamientos esperados serán iguales a los obtenidos en el modelo elástico debidamente mayorados para tomar en consideración las deformaciones anelásticas.

2. GLOSARIO

La terminología empleada en las presentes Recomendaciones es consistente con la del Código de Construcciones Sismo-Resistentes. A continuación se retienen vocablos directamente relacionados a los sistemas aquí analizados.

ANCLAJE NATURAL = PUNTO DE ANCLAJE

EFFECTOS SISMICOS Son aquellos que resultan de fuerzas inerciales inducidas por las vibraciones del terreno, deformaciones impuestas por el paso de ondas, desplazamientos permanentes del terreno y/o fenómenos asociados a su eventual licuefacción.

INSTALACION INDEPENDIENTE Se denominan así aquellas instalaciones cuyo desempeño, durante y después de un evento sísmico, no está influenciado por el de otras instalaciones del sistema, y si las consecuencias de su falla solo se relacionan a sus propias funciones.

PUNTO DE ANCLAJE Sección de una tubería enterrada a partir de la cual la fuerza axial ha sido transferida, en su totalidad, al suelo.

SALTO Desplazamiento máximo esperado entre las caras de una falla geológica, asociado a un gran sismo.

SECCIONES CRITICAS Son aquellas áreas o secciones de la tubería en las cuales los esfuerzos inducidos por la acción sísmica tienden a ser los máximos.

3. SIMBOLOGIA

A	Area sólida de la sección transversal de una tubería (cm ²)
A _m	Aceleración máxima horizontal del terreno (cm/seg ²)
A _p	Area de la sección transversal de un perno (cm ²)
a	Coefficiente
B _{l1}	= $\{(F_m) - (f') (L_1)\} / (F_y)$
B _m	= $(F_m) / (F_y)$
b	Coefficiente
C _c	Velocidad de propagación de las ondas Rayleigh en la dirección de la tubería (m/seg)
C _p	= $[1 - (\pi) (R^2) / (F_m)]$
D	Diámetro exterior de la tubería (cm)
D _h	Valor esperado de los desplazamientos horizontales permanentes del terreno como consecuencia de licuefacción (m)
D _u	Factor de ductilidad
D _v	Asentamientos verticales permanentes del terreno como consecuencia de acción sísmica, no atribuibles a licuefacción (cm)
D _x	Apertura del tamiz por el cual pasa el x(%) del material, en peso (mm)
E	Modulo de elasticidad (Kg/cm ²)
E _t	Modulo de elasticidad tangente (Kg/cm ²)
F	Fuerza axial en la tubería (Kg)
F _f	Fuerza de flotación por unidad de longitud de la tubería (Kg/m)
F _L	Factor de resistencia a la licuefacción
F _m	Valor absoluto de la fuerza axial inducida en la tubería en el cruce de la falla (Kg)
F _o	Contenido de finos (pasa tamiz #200), expresado en porcentaje del peso (%)
F _y	Fuerza axial cedente efectiva (Kg)
f	Frecuencia de vibración (Hz) = $(1/\text{seg})$. Es la inversa del periodo de vibración (T) (seg)
f'	Fuerza de rozamiento por unidad de longitud (Kg/cm)
f _a	Valor máximo de las fuerzas tangenciales por unidad de longitud, en la interfase suelo-tubería (Kg/cm)
f _a '	Máximo valor de (f _a) que puede transmitir el medio (Kg/cm)
Gal	= (cm)/(seg ²)
g	Aceleración de la gravedad terrestre = 980 (cm/seg ²)
H	Espesor de un estrato de suelo (m); espesor total de un depósito de suelos (m)
H'	Espesor total de un estrato equivalente o ponderado (m)
H _a	Espesor de un estrato de arena (m)
H _L	Espesor de un estrato potencialmente licuable (m)
h	Altura o distancia; altura de un terraplen (m)
I	Momento de inercia de la sección de la tubería (cm ⁴)
K	Curvatura (1/m)
K _o	Coefficiente adimensional de presión lateral

K_s	Constante de resorte del medio en (Kg/cm ³). Valores típicos están entre 4 y 7 (Kg/cm ³).
$K_s = (A_m)/(g)$	
L	Longitud de una tubería no deformada (m)
Lcl	Longitud de la zona flexionada lateralmente de una tubería (m)
Lcv	Longitud de la zona flexionada verticalmente de una tubería (m)
LL	Índice de carga dinámica aplicada a los elementos del suelo
L1;L2	Longitudes de partes de una tubería no deformada (m)
Mm	Momento máximo actuante en la tubería (Kg-m)
Mm*	Momento máximo resistente en la tubería (Kg-m)
N	Valor representativo del número de golpes obtenido en el ensayo de penetración estándar (SPT), en un cierto estrato
NP	Carga de pandeo (Kg)
Pi	Presión interna (Kg/cm ²)
Pl	Resistencia pasiva del terreno en (Kg/cm), por (cm) de tubería
Pu	Presión de levantamiento en (Kg/cm) por (cm) de tubería
p	Exponente empleado para describir la forma del espectro, para períodos (T) mayores que T*
Q	Factor de reducción de ordenadas espectrales
R	Radio de la tubería = (D)/2 (cm)
Rcl	Radio de curvatura de la zona flexionada lateralmente (1/m)
Rcv	Radio de curvatura de la zona flexionada verticalmente (1/m)
RL	Índice de resistencia de los elementos del suelo a las acciones dinámicas
R_x	Índice adimensional de rugosidad = (Rt)/(Rs)
$R_s = (D_{60})(D_{10})/(D_{50})$	(mm)
Rt	Rugosidad de la superficie externa de la tubería; valor modal de la altura de resaltes (mm)
R1	= 0,0882(N)/(σv' + 0,7)
R2	= 0,19
	= 0,225 log ₁₀ (0,35/D ₅₀)
	= -0,05
	0,02mm ≤ D ₅₀ ≤ 0,05mm
	0,05mm ≤ D ₅₀ ≤ 0,60mm
	0,60mm ≤ D ₅₀ ≤ 2,00mm
R3	= 0,0
	= 0,004 (Fo) - 0,16
	(Fo) ≤ 40%
	(Fo) > 40%
r	Coefficiente adimensional
$r_d = [1,0 - 0,015(z)]$	
SA	Aceleración espectral no reducida por ductilidad (cm/seg ²)
SPT	Ensayo de Penetración Estándar
Sv	Velocidad espectral (cm/seg)
T	Período de vibración (seg)
T*	Mayor período del espectro a partir del cual la aceleración espectral deja de ser constante (seg)
Tp	Fuerza de tracción en un perno (Kg)
Tpm	Fuerza máxima resistente de un perno a la tracción (Kg)
Ts	Período fundamental de vibración del terreno (seg)
t	Espesor de la tubería (cm)
Um	Amplitud máxima del desplazamiento horizontal del terreno (cm)
Um,r	Desplazamiento máximo relativo entre apoyos (cm)
u(x)	Desplazamiento de ondas superficiales, función de la variable x (cm)

Vh	Valor particular de (Vs) en el basamento; generalmente excede 500 (m/seg)
Vm	Velocidad máxima horizontal del terreno (cm/seg)
Vp	Fuerza cortante en un perno (Kg)
Vs	Velocidad de propagación de ondas de corte (m/seg)
Vs'	Velocidad de propagación ponderada de ondas de corte. Ejemplo para el caso de dos estratos 1 y 2: $Vs' = [(H1)(Vs_1) + (H2)(Vs_2)] / [(H1) + (H2)]$
W	Longitud de tubería enterrada en zona de suelos inestables (m)
Wt	Peso por unidad de longitud de tubería, en condiciones de servicio (Kg/m)
w	Sobrecarga por unidad de longitud de la tubería (Kg/m)
Z	$= [(Bm)^{(r+2)} - (B11)^{(r+2)}]$
z	Profundidad medida desde la superficie del terreno (m)
α	Coefficiente adimensional; ángulo entre el eje de la tubería y la traza de la falla en un plano vertical
β	Factor de amplificación espectral, función del amortiguamiento (ξ); ángulo entre el eje de la tubería y la traza de la falla en un plano horizontal
β_0	$= [(K_L)(D) / (4EI)]^{0.25}$
γ	Peso por unidad de volumen del suelo (Kg/m ³)
Δ_i	Componente en la dirección i del desplazamiento relativo de puntos de anclaje (m)
ΔLa	Elongación total de una tubería, resultado de los esfuerzos calculados y/o supuestos (cm)
ΔLcl	Elongación debida a cambios de curvatura lateral (cm)
ΔLcv	Elongación debida a cambios de curvatura vertical (cm)
ΔLr	Elongación total impuesta a una tubería como consecuencia del desplazamiento permanente de una falla geológica, incorporadas todas las componentes (cm)
$\Delta L1; \Delta L2$	Componentes de la elongación total (ΔLa)
δh	Componente horizontal del desplazamiento de una falla geológica (m)
δv	Componente vertical del desplazamiento de una falla geológica (m)
e	Deformación unitaria (mm/mm)
ea	Deformación unitaria por tracción de la tubería (mm/mm)
e_{cr}	Deformación unitaria crítica de pandeo (mm/mm)
em	Deformación unitaria máxima (mm/mm)
em,o	Deformación unitaria máxima inducida por el sismo, que puede ser transmitida por la interfase suelo-tubo
e_s	Deformación unitaria máxima del terreno
e_y	Deformación unitaria a nivel cedente
ϕ	Angulo de resistencia al corte, del suelo
ϕm	Factor de minoración para la determinación de los esfuerzos admisibles
λ	Longitud de onda (m)
μ	Coefficiente de fricción suelo-tubería
ρ_s	Peso por unidad de volumen de suelos saturados licuados (Kg/m ³). Si no se dispone de mejor información, puede emplearse el valor 1700 (Kg/m ³)
σ	Esfuerzo unitario (Kg/cm ²)
σ_a	Esfuerzo admisible (Kg/cm ²)
σ_c	Esfuerzo admisible a compresión, incluida la acción sísmica para tuberías presurizadas (Kg/cm ²)
σ_s	Esfuerzo máximo en la tubería (Kg/cm ²)
σ_{pt}	Esfuerzo admisible en tracción, incluida la acción

sísmica para pernos en áreas presurizadas (Kg/cm²). Se tomará como el menor de los dos valores siguientes:
0,4 (σ_u) ; 0,5 (σ_u) para materiales que no hayan sufrido tratamiento térmico
0,5 (σ_y) ; 0,8 (σ_y) para materiales que no hayan sufrido tratamiento térmico

σ_s	Presión media del suelo (Kg/cm ²)
σ_u	Resistencia mínima a la tracción garantizada, a temperatura ambiente o a la temperatura de operación (Kg/cm ²)
σ_v	Presión de la columna de suelo a una cierta profundidad (Kg/cm ²)
σ_v'	Presión efectiva bajo condiciones estáticas (Kg/cm ²)
$\sigma_{v,a}$	Esfuerzo admisible al corte (Kg/cm ²)
σ_y	Esfuerzo cedente a la tracción, garantizado, a temperatura ambiente o a la temperatura de operación (Kg/cm ²)
σ_y'	Es el menor de los dos siguientes valores, en (Kg/cm ²): 0,9 (σ_y) o 0,6 (σ_u)
τ	= (H) (f) / (Vs)
θ	Angulo que forma la dirección de una onda incidente, con el eje de una tubería
θ_s	Máxima pendiente de un estrato de suelo potencialmente inestable (%)

4. PRINCIPIOS, HIPOTESIS Y RECOMENDACIONES GENERALES

4.1 Principios Generales

De una manera general, los principios y criterios de seguridad aquí establecidos deberán aplicarse tanto a las partes del sistema, como a las construcciones e instalaciones relacionadas; para ello se tendrá presente que el diseño sísmico esta esencialmente condicionado por movimientos del terreno, de naturaleza temporal o permanente, impuestos por la ocurrencia de sismos.

El nivel de protección del sistema contra eventuales acciones sísmicas debe tomar en consideración las consecuencias humanas y económicas de su posible malfuncionamiento.

En la verificación y/o el diseño sísmico, se respetaran las siguientes consideraciones generales:

- (a) Las sobrecargas se determinarán empleando procedimientos de análisis dinámico, salvo en los casos donde se indiquen otros procedimientos ; las desviaciones serán debidamente justificadas;
- (b) Los equipos e instalaciones deberán estar en capacidad de resistir las sollicitaciones aquí establecidas;
- (c) En ningun caso las exigencias de diseño podrán ser inferiores a las que resulten de la aplicación de otras Normas o Especificaciones sísmicas vigentes.

4.2 Hipótesis

- (i) A los fines de las presentes recomendaciones se adopta como ángulo de incidencia de las ondas sísmicas, el mas desfavorable.
- (ii) Dado que los valores del desplazamiento asignados a una falla generalmente se asocian a eventos máximos creíbles, la filosofía de diseño tolera deformaciones en exceso del valor cedente, siempre y cuando la probabilidad de rotura sea minimizada.
- (iii) Para desplazamientos permanentes del terreno importantes, las deformaciones unitarias en la tubería deben acompañar los desplazamientos impuestos, los cuales normalmente estan asociados a valores que exceden la cedencia.
- (iv) El cumplimiento de los requerimientos establecidos para la Verificación de la Seguridad dados en la Sección 12 satisface los requerimientos de servicio.

4.3 Recomendaciones

La experiencia de sismos pasados revela la importancia que tiene la selección del trazado. En lo posible se recomienda:

- a) evitar o reducir al mínimo, áreas susceptibles a licuefacción: suelos no cohesivos saturados, en estratos a menos de unos 10 m de profundidad (véase la Sección 7.4).
- b) evitar zonas en pendiente potencialmente inestables. Pequeños deslizamientos pueden ocurrir desde intensidades de Mercalli IV a V en adelante; deslizamientos con superficies de falla profundas requieren intensidades Mercalli en exceso del orden de VI a VII.

En zonas de pendiente, la disposición menos vulnerable es la de un trazado horizontal (cota constante), con la tubería enterrada a no mucha profundidad.

Las interfases entre estructuras rígidas y rellenos adyacentes son zonas críticas. El riesgo de daño se puede reducir diseñando: conexiones flexibles que permitan movimientos diferenciales por medio de: deslizamiento, rotación o elongación dúctil. Rellenos bien compactados son menos problemáticos que los rellenos sueltos (véase la Sección 14, **Medidas Preventivas**).

La profundidad de enterramiento y el material de relleno deben seleccionarse para limitar la resistencia pasiva lateral (Pl) del suelo a menos de unos 80 a 100 (kg/cm) por cm de diámetro de tubería. En caso de que este rango sea marcadamente excedido, tal como puede ocurrir en el cruce de fallas, la trinchera debe ensancharse hasta una distancia del orden de 15 metros a cada lado de la traza de falla.

Pequeñas profundidades de enterramiento incrementan el riesgo de

ruptura por parte de terceras personas; por eso se recomiendan profundidades de enterramiento, como mínimo, entre 1,2 y 1,5 m.

El efecto más severo en una tubería es el cruce de una falla o la imposición de un desplazamiento permanente en una longitud pequeña. Siempre que sea posible, la tubería debe disponerse en forma tal que, dado el movimiento de la falla geológica, quede sometida predominantemente a la tracción con una pequeña o moderada flexión, evitando en lo posible los esfuerzos de compresión. El control en el material de relleno de la trinchera debe extenderse a unos 150 hasta 200 metros a cada lado de la falla.

5. CLASIFICACION DE LAS INSTALACIONES

Todas las instalaciones o sus partes, deberán quedar clasificadas en alguna de las tres clases descritas en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Clasificación de las Instalaciones del Sistema

CLASE	DESCRIPCION
I	Instalaciones o equipos cuya falla o rotura pueda conducir a grandes catástrofes, destrucción completa de propiedades públicas o privadas, pérdidas de vidas y/o daños al medio ambiente, y/o a una prolongada interrupción en el suministro de gas.
II	Instalaciones o equipos cuya falla o mal funcionamiento puede dañar u ocasionar pérdidas en propiedades adyacentes, pero es poco probable que de lugar a pérdidas catastróficas o a interrupciones prolongadas en el suministro de gas.
III	Otras instalaciones no pertenecientes a las Clases I y II. Sistemas que en caso de falla, estén cubiertos por redundancias.

6. ACCIONES SISMICAS

6.1 Criterios de Selección

La selección de las acciones sísmicas de diseño y/o verificación dependen de la clasificación de la instalación o equipo (Capítulo 5) y de su vida útil. El criterio de selección se da en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Periodos Medios de Retorno (años) para la Selección de las Acciones Sísmicas de Diseño y/o Verificación

CLASE (Tabla 5.1)	VIDA UTIL DEL EQUIPO O INSTALACION		
	< 5 años	5 a 15 años	> 15 años
I	200 a 400	200 a 400	500 a 800
II	50 a 100	200 a 400	500 a 800
III	50 a 100	50 a 100	200 a 400

6.2 Aceleraciones Máximas del Terreno (A_m)

Los rangos de valores dados en la Tabla 6.2 son indicativos. En ningún caso serán inferiores a los establecidos en el correspondiente mapa de Zonificación Sísmica, o a resultados de estudios de peligrosidad sísmica.

Tabla 6.2 Rango de Aceleraciones Máximas Horizontales del Terreno (A_m) para las tres Zonas de Peligro Sísmico (Baja, Intermedia y Alta) indicadas.

CLASE	PERIODO MEDIO DE RETORNO (años)	A_m PARA LA ZONA SISMICA:		
		BAJA	INTERMEDIA	ALTA
I	500 a 800	.08 - .15	.16 - .24	.25 - .35
II	200 a 400	.06 - .10	.11 - .17	.18 - .26
III	50 a 100	.05 - .08	.09 - .13	.14 - .18

Las aceleraciones máximas verticales se tomarán iguales a 2/3 de la aceleración máxima horizontal.

6.3 Velocidades y Desplazamientos Máximos del Terreno

Los valores de la velocidad máxima horizontal (V_m) y desplazamiento máximo horizontal (U_m) del terreno, se encuentran aproximadamente relacionados a (A_m), por medio de las expresiones:

$$(V_m) = (0,21) (A_m) (T^*) \quad (\text{cm/seg}) \quad (6.1)$$

$$(U_m) = (0,15) (A_m) (T^*) \quad (\text{cm}) \quad (6.1a)$$

Los valores máximos en dirección vertical se tomarán iguales a 2/3 de los máximos horizontales.

6.4 Espectros de Respuesta Normalizados

Cuando sea necesario, se emplearán los espectros de respuesta elástica normalizados establecidos en las normas correspondientes vigentes, de acuerdo a la tipificación de suelos allí establecida. Las ordenadas de los espectros normalizados se multiplicarán por la aceleración máxima del terreno, sea horizontal o vertical. Su forma típica se da en

la Figura 6.1.

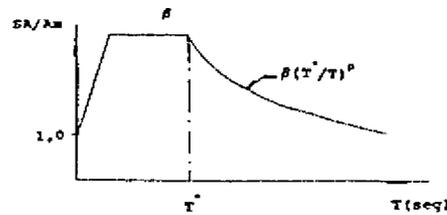


Figura 6.1 Espectro de Respuesta Elástica Normalizado para 5% de Amortiguamiento Referido al Crítico.

En caso de que los valores de amortiguamiento difieran del 5% allí establecido, los factores de amplificación podrán ser corregidos con arreglo a la Tabla 6.3. En la Sección 10.5, Tabla 10.4, se dan valores guía para la selección de este parámetro.

Tabla 6.3 Factor de Corrección por Amortiguamiento, para la Zona de Máximas Aceleraciones Espectrales.

AMORTIGUAMIENTO ξ (%)	0,5	1,0	2,0	3,0	5,0	7,0	10,0
FACTOR DE CORRECCION	1,73	1,52	1,30	1,18	1,00	0,88	0,78

6.5 Ondas Superficiales Rayleigh

Para el análisis de tuberías enterradas, se supondrá que las ondas superficiales imponen desplazamientos $u(x)$ senoidales a lo largo de la tubería del tipo de ondas Rayleigh (Figura 6.2). La velocidad efectiva (C_c) se supondrá igual a la velocidad de fase de las ondas fundamentales de Rayleigh, la cual es función de la frecuencia (f) en (Hz). Entre ellas se cumple:

$$(C_c) = (\lambda)(f) \quad (\text{m/seg}) \quad (6.2)$$

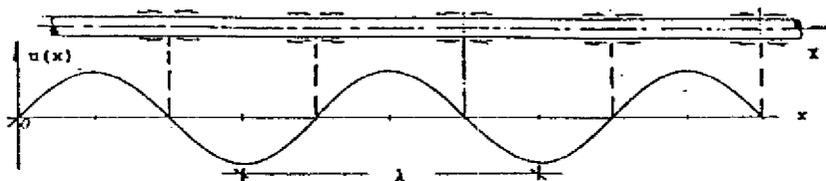


Figura 6.2 Idealización de los Desplazamientos Impuestos por las Ondas Rayleigh a una Tubería Enterrada.

Para estratigrafías de un solo estrato, o de un solo estrato ponderado, con espesor (H) en (m) y velocidad de onda de corte

{Vs} en (m/seg), sobre un basamento o semiespacio con velocidad de ondas de corte {Vh} en (m/seg), se pueden emplear las siguientes relaciones:

$$C_c = 0,875 (V_h) \quad \tau \leq 0,25 \quad (6.3)$$

$$C_c = 0,875 (V_h) - (0,875 V_h - V_s) (\tau - 0,25) / 0,25 \quad 0,25 \leq \tau \leq 0,50 \quad (6.4)$$

$$C_c = (V_s) \quad \tau > 0,50 \quad (6.5)$$

donde:

$$\tau = (H)(f) / (V_s) \quad (6.6)$$

6.6 Desplazamientos Esperados en Fallas Activas

Con fines de diseño, se requiere disponer estimaciones sobre (δ_h) y (δ_v), así como sobre el tipo de falla geológica (transcurrente, normal, inversa, o combinaciones probables), su rumbo y buzamiento. Aun cuando es usual suponer que la falla geológica es un plano, en la realidad estas tienen un ancho o zona de falla, la cual depende del salto (desplazamiento máximo esperado), buzamiento y tipo de terreno; la hipótesis anterior es conservadora.

6.7 Movimientos Relativos de Apoyo

Tuberías no enterradas, fijadas a apoyos empotrados en el terreno, sufrirán los desplazamientos que este les imponga. En el análisis se supondrá un desplazamiento relativo igual a ($U_{m,r}$) entre apoyos consecutivos. Cuando se trate de tuberías fijadas a apoyos o a estructuras flexibles, el conjunto será modelado con el fin de determinar los desplazamientos relativos máximos, como consecuencia de la respuesta dinámica bajo las acciones sísmicas aquí establecidas.

Caso de no disponer de resultados de análisis, para llevar a cabo una verificación aproximada sobre la importancia que la deformabilidad del terreno tiene en tuberías conectadas a tanques, se puede suponer que las tuberías están sujetas a un desplazamiento relativo ($U_{m,r}$) igual a:

$$(U_{m,r}) = 0,203 (T) (S_v) (K_h) \quad (\text{cm}) \quad (6.7)$$

El período fundamental de oscilación del terreno (T_s) se puede estimar de acuerdo a la expresión:

$$(T_s) = (C) (H) / (V_s) \quad (\text{seg}) \quad (6.8)$$

(C) es igual a 4 para suelos arcillosos; para suelos arenosos es igual a 5. (S_v) es el valor de la velocidad espectral: para depósitos con período (T_s) mayor que 0,5 (seg) se recomienda tomar como mínimo 80 (cm/seg); para estratos con períodos menores que 0,5 (seg), pueden hacerse reducciones inversamente proporcionales a (T_s). (K_h) es un coeficiente sísmico cuyo

valor se da en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4 Valores del Coeficiente (Kh)

SUELO TIPO	PELIGROSIDAD SISMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
S1	0,07	0,12	0,18
S2	0,08	0,14	0,20
S3	0,09	0,16	0,22
S4	0,10	0,18	0,24

6.8 Criterios de Superposición

Los efectos de las componentes horizontales y vertical se superpondrán con arreglo a las combinaciones mas desfavorables.

7. CONDICIONES DEL SUBSUELO

7.1 Clasificación

Los subsuelos serán clasificados en concordancia con el Código de Construcciones Sismo-Resistentes vigente. En el caso de perfiles de suelos con múltiples estratos, para el cálculo de las solicitaciones debidas al paso de ondas Rayleigh, se podrá emplear un único estrato de espesor total (H') y una velocidad ponderada (Vs').

7.2 Asentamientos Previsibles del Terreno Bajo Acción Sísmica

En depósitos recientes, los asentamientos por densificación como consecuencia de sismos intensos, deberan ser analizados.

Salvo mejor justificación, los asentamientos (Dv) a considerar en suelos no licuables, o con un potencial de licuefacción muy pequeño, no serán inferiores a:

(a) En Zonas Planas

$$(Dv) = (a) (H_a) (A_m) / (N) + (b) \quad (\text{cm}) \quad (7.1)$$

(b) En Areas de Terraplenes

$$(Dv) = (a) (h) (A_m) / (N) + (b) \quad (\text{cm}) \quad (7.2)$$

(a) y (b) son coeficientes dimensionales, representativos de valores medidos en sismos con magnitudes en el orden de 7,3 a 7,6; estos se dan en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1 Valores Medios de a y b (Ecuaciones 7.1 y 7.2)

SUELOS	CONDICION	(a)	(b)
Cualquiera	Terraplen	0,103	20,6
	Plano	0,291	3,69
Licuable	Terraplen	0,107	19,6
	Plano	0,300	2,04

7.3 Desplazamientos Laterales por Inestabilidad del Terreno

Salvo mejor justificación, los máximos desplazamientos horizontales permanentes (Dh) a considerar en áreas donde haya suelos inestables bajo la acción sísmica, no serán inferiores a:

$$(Dh) = 0,75 (HL)^{0.5} (\theta s)^{0.33} \quad (m) \quad (7.3)$$

7.4 Depósitos Potencialmente Licuables

En aquellos sitios donde se identifiquen capas o estratos arenosos con las condiciones que se anotan a continuación, se recomienda evaluar su potencial de licuefacción bajo eventuales acciones sísmicas:

- (i) estratos arenosos de origen aluvional, saturados;
- (ii) la profundidad del estrato respecto a la superficie es menor de unos 20 m;
- (iii) el nivel freático esta a menos de 10 m de profundidad respecto a la superficie;
- (iv) el material tiene una granulometría con un D_{50} (pasa 50%) comprendido entre 0,02 mm y 2,0 mm;
- (v) el número de golpes en el ensayo SPT es inferior a 30.

Esta información puede complementarse con las condiciones geomórficas del área, de acuerdo a la Tabla 7.2; los tres grados indicados son empleados en la Tabla 7.3.

Tabla 7.2 Relaciones Entre las Condiciones Geomórficas del Sitio y el Potencial de Licuefacción

GRADO	POTENCIAL DE LICUEFACCION	DESCRIPCION GENERAL DEL AREA
PI	Muy Elevado	Canales, lechos o deltas de ríos existentes o antiguos. Tierras bajas entre colinas arenosas. Areas ganadas al mar; bordes de lagos. Depositos coluviales saturados.
PII	Posible	Bancos de arena, playas arenosas.
PIII	Muy Limitado	Mesetas; colinas de suelos consolidados.

Si se desea examinar el potencial de licuefacción con mayor detenimiento, es preciso calcular el factor de resistencia a la licuefacción (FL) a diferentes profundidades del estrato, el cual esta definido como:

$$(FL) = (RL) / (LL) \quad (7.4)$$

donde:

$$(RL) = (R1) + (R2) + (R3) \quad (7.5)$$

(LL) es la carga dinámica aplicada a los elementos del terreno y es estimada como:

$$(LL) = (r_d) (K_s) (\sigma_v') \quad (7.6)$$

El espesor de la capa licuable esta definido como aquel espesor (HL) en el cual $(FL) < 1,0$. Conocido (HL) y las condiciones del sitio (Tabla 7.2), es posible un pronunciamiento mas confiable sobre el potencial de licuefacción segun se indica en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3 Método Simplificado para Estimar el Potencial de Licuefacción (*)

GRADO (Tabla 7.2)	ESPESOR DE LA CAPA LICUABLE (m)		
	(HL) < 2	2 ≤ (HL) ≤ 5	5 < (HL) ≤ 20
PI	B	A	A
PII	C	B	A
PIII	C	C	B

- (*) A: condición muy probable
 B: condición medianamente probable
 C: condición muy poco probable

8. TUBERIAS ENTERRADAS

8.1 General

En tuberías enterradas se deberán respetar las precauciones establecidas en la Sección 835 (p 28) de ASME B 31.8.

El coeficiente de fricción entre tubería y suelo debe ser bajo: menor de 0,4 aproximadamente. Esto es debido a que los esfuerzos axiales son máximos en regiones inmediatamente adyacentes a la falla, siendo mayores en la medida que la fricción es mayor. La forma de reducir las fuerzas de fricción consiste en: (a) seleccionar una profundidad de enterramiento pequeña; (b) seleccionar un material de recubrimiento resistente pero de poco roce. Estas consideraciones son procedentes hasta distancias de unos 200 metros a cada lado de la zona de cruce de fallas importantes, tanto mayores cuanto mayores sean los desplazamientos esperados.

8.2 Modelaje

Para el cálculo de las sollicitaciones debidas al paso de ondas se consideraran las sollicitaciones debidas a ondas corporeas de corte (ondas S) y ondas superficiales (ondas de Rayleigh). En tramos enterrados, los efectos inerciales en la tubería pueden ser despreciados. Las restricciones longitudinales o transversales deberán modelarse como elementos elasto-plásticos en su relación fuerza-desplazamiento.

9. TUBERIAS E INSTALACIONES NO ENTERRADAS

9.1 General

En tuberías no enterradas, se debe limitar el contacto con el terreno. Preferiblemente deben quedar soportadas por elementos de construcción sencilla que las protejan de los desplazamientos debidos a sismos.

9.2 Modelaje

En el correspondiente modelo matemático, deben incorporarse masas representativas de las condiciones de servicio, incluido el peso de materiales protectores. El valor del amortiguamiento (ξ) (%) podrá seleccionarse tomando como guía los valores indicados en la Sección 10.5. El empleo de factores de ductilidad (D_u) en exceso de la unidad (vease la Sección 10.6) solo se permitirá en los casos debidamente justificados y cuando el sistema sea analizado siguiendo procedimientos de superposición modal.

9.3 Instalaciones Ancladas

Aquellas instalaciones o equipos rígidos, o cuyo sistema de anclaje asegure un período de vibración inferior a 0,1 (seg), pueden ser analizados aplicando una fuerza horizontal igual al producto de su masa por (A_m), aplicada en el centro de masas.

10. MODELAJE Y PROPIEDADES

En adición a lo dispuesto en las Secciones 4.2, 8.2 y 9.2 se establecen aquí propiedades y criterios necesarios para el análisis de la tubería.

10.1 Coeficiente de Fricción (μ)

Este coeficiente depende del tipo de superficie de la tubería, la rugosidad relativa y el tipo de suelo; el mismo es generalmente obtenido por vía experimental. En ausencia de esa información, también puede estimarse en términos del cociente adimensional (R_r), el cual es igual a:

$$(R_r) = (R_t)/(R_s) \quad (10.1)$$

A los fines prácticos se pueden emplear los valores de la Tabla 10.1 los cuales vienen dados en términos del ángulo (ϕ) de resistencia al corte del suelo.

Tabla 10.1 Valores del Coeficiente de Fricción en Términos del Ángulo de Resistencia al Corte (ϕ)

TIPO DE TUBERIAS O INTERFASES	VALOR DE μ
Superficies muy rugosas o corrugadas (R_r) > 1,0 en las cuales se espera que el deslizamiento ocurra en el suelo, cerca de la interfase.	$\text{tang } \phi$
Tuberías lisas de concreto o acero.	$0,9 \text{ tang } \phi$
Tuberías de plástico u otros materiales muy pulidos (R_r) << 1,0.	$0,5 \text{ tang } \phi$

10.2 Presión Media del Suelo (σ_s)

La presión media del suelo depende del grado de compactación del terreno y de la rigidez de la tubería. Una expresión aproximada para estimar la presión media es la siguiente:

$$(\sigma_s) = (\gamma) (z) (1 + K_o) / 2 \quad (\text{kg/m}^2) \quad (10.2)$$

10.3 Coeficiente de Presión Lateral (K_o)

Este coeficiente adimensional toma en consideración el efecto de confinamiento lateral. En la Tabla 10.2 se dan valores guía.

Tabla 10.2 Valores Guía de K_0

CONDICION DEL MATERIAL DE RELLENO	K_0
Suelos no cohesivos, normalmente consolidados.	0,35 a 0,47
Suelos bien compactados.	0,70 a 0,73

10.4 Propiedades Mecánicas del Material de la Tubería

10.4.1 Modulo de Elasticidad (E)

A menos que se disponga de informacion experimental, los valores de la Tabla 10.3 pueden ser utilizados.

Tabla 10.3 Valores Guía del Módulo de Elasticidad

MATERIAL	E(kg/cm ²)
Acero Hierro Colado	2,1x10 ⁶
PVC	3,1x10 ⁶

10.4.2 Esfuerzo Cedente del Material de la Tubería

El esfuerzo cedente mínimo especificado, garantizado en el documento de compra, se designa por σ_y . Si este fuese desconocido no se tomará mayor que 1690 (kg/cm²), o el menor de los dos siguientes valores:

- (i) 80% del valor promedio de los ensayos de cedencia por tracción hechos en un lote;
- (ii) el mínimo valor de cualquiera de los resultados de σ_y , pero en ningun caso mas de 3660 (kg/cm²).

En la selección de σ_y para el caso de tuberías de segunda mano, tratadas térmicamente o que no cumplan con los valores garantizados, se deberan respetar las limitaciones establecidas en las Secciones 841.112 y 817.1 de la Norma ASME B 31.8.

10.5 Valores del Amortiguamiento Referido al Crítico (ξ)

Los valores del amortiguamiento de los elementos estructurales dependen del nivel hasta el cual son deformados. En la Tabla 10.4 se dan valores guía que pueden ser sustituidos por información experimental cuando esta sea disponible.

Tabla 10.4 Valores del Amortiguamiento Referido al Crítico

INSTALACION	DESCRIPCION	ξ (%)
Tuberías	Esfuerzos de trabajo, inferiores al 50% del esfuerzo cedente.	1 a 2
	Esfuerzos cercanos al cedente.	2 a 3
	Sobre "pipe-racks"	5 a 7
Recipientes Esféricos	Arriostrados con diagonales soldadas.	3
	Arriostrados con diagonales apernadas.	5
Tanques de Almacenamiento (pared delgada)	Modos impulsivos.	2 a 3
	Modos convectivos.	0,1 a 0,5
Estructuras Metálicas de Soporte	Miembros portantes soldados.	3
	Miembros portantes apernados o vinculados con otros elementos de concreto armado.	5
Estructuras de Concreto Armado	Miembros bien reforzados, con fisuración incipiente.	2 a 3
	Miembros con agrietamiento visible.	3 a 5
	Esfuerzos cercanos al cedente con daños visibles.	7

Para los suelos, el amortiguamiento varía con el tipo de depósito y la intensidad de las sacudidas; salvo mejor información, para suelos blandos ($V_s \leq 500$ m/seg), $\xi = 5$ (%); para suelos firmes este valor es del orden del 2 (%).

10.6 Factor de Ductilidad (D_u)

Los factores de reducción (Q) a ser aplicados a las ordenadas espectrales son los indicados en las normas vigentes. Si los factores (Q) no estuviesen explícitamente indicados, para instalaciones que no pertenezcan a la Clase I (Tabla 5.1) pueden emplearse factores de ductilidad (D_u), los cuales están relacionados a (Q) en la forma siguiente:

$$(Q) = 1 + (T)(D_u - 1)/0,2 \quad \text{para } T \leq 0,2 \text{ seg} \quad (10.3)$$

$$(Q) = (D_u) \quad \text{para } T \geq 0,2 \text{ seg} \quad (10.4)$$

En la Tabla 10.5 se dan algunos valores guía.

Tabla 10.5 Valores Guía del Factor de Ductilidad (Du)

Estructuras de soporte de equipos tales como:
esferas, tambores horizontales, recipientes
verticales y reactores:

* pórticos diagonalizados de acero	3 a 4
* pórticos dúctiles de acero	6 a 7
* pórticos ordinarios de acero	2 a 3
* pórticos dúctiles de concreto armado	4 a 5
* pórticos ordinarios de concreto armado	2 a 3
* muros portantes de concreto armado	1 a 2
* columnas aisladas	1

Equipos que conforman estructuras portantes
incluidos los soportes:

* faldas de acero apernadas (l)	2
* apoyos arriostrados con diagonales, sin vigas de rigidización en el tope	1

Tuberías aisladas 1

(1) Si: $(D)/(t) \geq 0,441 (E)/(\sigma_y)$, se tomará $Du=1$

11. CALCULO DE ESFUERZOS EN LA TUBERIA

11.1 Desplazamientos por Inestabilidad del Terreno

11.1.1 Deformada en Dirección Transversal

Caso A. Cuando, por sus características, la tubería acompañe el máximo desplazamiento impuesto (Dh), calculado este ultimo segun la Seccion 7.3, el momento máximo actuante sobre la tubería vale:

$$(Mm) = 32 (E) (I) (Dh) / (W)^2 \quad (\text{Kg-m}) \quad (11.1)$$

Este se comparará con el momento máximo resistente:

$$(Mm') = 2 (I) (\sigma_y) / (D) \quad (\text{Kg-m}) \quad (11.1a)$$

Caso B. Cuando la tubería no acompañe los desplazamientos del terreno, se considerará sometida a una sobrecarga uniforme:

$$(w) = [(Vs)^2 (\gamma) / (g)] (D) / 100 \quad (\text{Kg/m}) \quad (11.2)$$

En la expresión anterior se ha supuesto que el suelo entra en cedencia a una deformación cortante de 0,01 (mm/mm).

11.1.2 Deformada en Dirección Axial

La máxima fuerza de fricción por unidad de longitud es igual a:

$$(fm') = (\mu) (\sigma_s) (\pi) (D) \quad (\text{Kg/m}) \quad (11.3)$$

El esfuerzo máximo a la compresión vale:

$$(\sigma_c) = (f_m') (W/2) / [(\pi) (D) (t)] \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad (11.4)$$

En tuberías enterradas, la carga de pandeo (NP) puede estimarse como:

$$(NP) = 4 (E) (I) (\beta)^2 \quad (\text{kg}) \quad (11.5)$$

donde:

$$(\beta) = [(K_L) (D) / (4 EI)]^{0.25} \quad (1/\text{cm}) \quad (11.6)$$

Como máxima deformación unitaria, referida a la crítica de pandeo local (arrugamiento), se acepta:

$$(e_{cr}) = [0,6(t)/(r)]/3 = 0,4/(D/t) \quad (11.6a)$$

Para tubos no presurizados, con baja relación (D/t), por ejemplo menores de 50, se puede incrementar a:

$$(e_{cr}) = 0,5/(D/t) \quad (11.6b)$$

11.2 Desplazamientos Permanentes de Fallas Activas

Los movimientos de la falla dan lugar a movimientos relativos de los denominados puntos de anclaje. Los movimientos relativos son: longitudinales (ΔX), laterales (ΔY) y verticales (ΔZ). Estos valen:

$$(\Delta X) = (\delta h) \cos \beta + (\delta v) \cos \alpha \sin \beta \quad (11.7a)$$

$$(\Delta Y) = (\delta h) \sin \beta - (\delta v) \cos \alpha \cos \beta \quad (11.7b)$$

$$(\Delta Z) = (\delta v) \sin \alpha \quad (11.7c)$$

Los desplazamientos longitudinales (ΔX) generan deformaciones axiales; los otros dos (ΔY) y (ΔZ), generan deformaciones por flexión.

11.2.1 Elongación Total

La elongación total impuesta a la tubería, es igual a:

$$(\Delta L_r) = (\Delta X) + (\Delta L_{cl}) + (\Delta L_{cv}) \quad (11.8a)$$

(ΔL_{cl}) son las elongaciones debidas a la curvatura lateral (horizontal), siempre un alargamiento, (cm). Su valor se puede estimar como:

$$(\Delta L_{cl}) = (\Delta Y)^2 / (3 L_{cl}) \quad (11.8b)$$

(ΔY) viene dado por la ecuación (11.7b). (L_{cl}) es la longitud de la zona flexionada; (ΔL_{cv}) son las elongaciones debidas a la curvatura vertical, siempre un alargamiento, (cm). Su valor se puede estimar como:

$$(\Delta L_{cv}) = 2 (\Delta Z)^2 / (3 L_{cv}) \quad (11.8c)$$

(ΔZ) viene dado por la ecuación (11.7c). (L_{cv}) es la longitud a lo largo de la cual ocurre flexión, en la parte de la falla que desciende.

11.2.2 Puntos y Longitudes de Anclaje

El anclaje natural es la sección a partir de la cual la fuerza axial ha sido transferida, en su totalidad, del tubo al medio. Es deseable evitar que los puntos de anclaje se generen a distancias cercanas al cruce de la falla; estas distancias deben ser, como mínimo, de unos 200 metros. No debe perderse de vista que los puntos de anclaje pueden ser anclajes mecánicos: curvas pronunciadas cualquiera sea su plano, uniones entre tubos, o a cajas de valvulas, u otros.

La longitud de anclaje es estimada en base a la ecuación:

$$(L) \leq (F_m) / (f') \quad (11.9)$$

Parte de la longitud de anclaje es la longitud a lo largo de la cual ocurre flexión. En la dirección transversal:

$$(L_{cl}) = (R_{cl} \Delta Y)^{0.5} \quad (11.10)$$

donde: $(R_{cl}) = (F_m) (C_p) / (P_1) \quad (11.11)$

De igual modo, y utilizando la misma notación anterior, en la dirección vertical:

$$(L_{cv}) = [2 (R_{cv}) (\Delta Z)]^{0.5} \quad (11.12)$$

donde: $(R_{cv}) = (F_m) (C_p) / (P_u) \quad (11.13)$

La elongación de la tubería entre los puntos de anclaje es igual a:

$$(\Delta L_a) = (\Delta L_1) + (\Delta L_2) \quad (11.14)$$

O sea, la suma de los cambios de longitud de (L_1) y (L_2). Por ejemplo, para (L_1), el cambio de longitud puede ser estimado de acuerdo a la expresión siguiente:

$$(\Delta L_1) = F_y / (A E) \{ L_1 (B_m + B_{l1}) / 2 + (Z F_y \alpha) / [(f') (r+1) (r+2)] \} \quad (11.15)$$

donde: (α) = 14 hasta deformaciones unitarias del orden de 1,5% ; (r) = 12 para aceros dúctiles.

En el cálculo anterior es preciso suponer un valor de (F_m). Si la elongación resultante de la ecuación (11.14) es mayor que la elongación total impuesta por el movimiento de la falla (ecuación 11.6), debe reducirse el valor de (F_m). El procedimiento de cálculo sigue la secuencia indicada en la Figura 11.1.

- 1.- Datos del Problema.
- 2.- Calcular la Elongación Total Impuesta (ΔL_r) (ec 11.8a).
- 3.- Estimar un valor de (F_m).
- 4.- Calcular la Elongación que Sufre la Tubería (ΔL_a) (ec 11.14).
- 5.- Verificar si se cumple la condición: (ΔL_r) = (ΔL_a)
En caso contrario, modificar el valor de (F_m) y volver al punto (4).
- 6.- Calcular (ϵ_m).

Figura 11.1 Secuencia de Cálculo para Determinar ϵ_m en la Tubería.

11.2.3 Cálculo de Deformaciones Unitarias

Para determinar la deformación unitaria por tracción ϵ_a se puede considerar la interacción con la flección en la forma siguiente:

$$(\epsilon_a) = (F)/(A E) \{1 + [\alpha/(r+1)] [(F)/(F_y)]^r\} \quad (11.16)$$

donde el máximo, ϵ_m , corresponde a: (F)=(F_m). En general, se cumple la condición: (ϵ_a) > (ϵ_y).

11.3 Esfuerzos debidos al paso de ondas

11.3.1 Tuberías Enterradas

La máxima deformación del terreno (ϵ_g) se obtiene modelando las ondas sísmicas como ondas planas aisladas, viajando en dirección paralela al eje de la tubería:

$$(\epsilon_g) = (V_m)/(C_c) \quad (11.17)$$

La deformación en la tubería es menor o igual que la deformación del terreno, ya que se pueden ignorar los efectos inerciales. La máxima deformación unitaria en la sección de la tubería es la que se da en la ecuación siguiente:

$$(\epsilon) = (\lambda) (f_a)/[4(A)(E)] \quad (11.18)$$

Esta deformación, impuesta por el medio, esta limitada por la máxima fuerza por unidad de longitud que pueda transmitir el medio, aqui denominada (f_a^*):

$$(f_a^*) = (\mu) (\sigma_g) (\pi) (D) \quad (\text{kg/cm}) \quad (11.19)$$

De lo anterior se infiere, que la máxima deformación que el suelo puede transmitir a la tubería es igual a:

$$(\epsilon_m) = (\lambda) (f_a^*)/[4(A)(E)] \quad (11.20)$$

Esta deformación esta limitada por la Ecuación (11.17), la cual depende tanto de (λ) en (cm), como de (f) en (Hz). La solución del sistema de dos ecuaciones (11.17 y 11.20), es una deformación unitaria: $(\epsilon_{m,o})$. Esta es la deformación a ser utilizada en la verificación de la seguridad de la tubería.

De lo anterior se infiere que el esfuerzo máximo, tanto a la tracción como a la compresión, debido al paso de ondas es igual a:

$$(\sigma_c) = (E) (\epsilon_{m,o}) \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad (11.21)$$

Este esfuerzo debe compararse con el esfuerzo admisible dado en la Sección 13.2.

11.3.2 Tuberías no Enterradas

En el caso de tuberías que no descansen sobre el terreno o que no esten soportadas por apoyos de vanos pequeños, como es el caso de tramos con luces libres importantes, o tuberías-puente autoportantes, se deberán determinar las solicitaciones en las secciones críticas de la tubería y en sus elementos de fijación o sustentación, como consecuencia de la respuesta dinámica del sistema.

11.4 Flotación

En áreas en las cuales puedan suceder fenómenos de licuefacción, es probable que se generen deformaciones importantes, especialmente en las zonas de transición entre las áreas licuables y aquellas que no licuen. En forma conservadora, las fuerzas de flotación por unidad de longitud de tubería, en las etapas iniciales del fenómeno de licuefacción, pueden estimarse del modo siguiente:

$$(Ff) = (\rho_s) (\pi/4) (D^2) - (Wt) \quad (11.22)$$

Con la reducción gradual de la presión de poros, la tubería puede sufrir asentamientos; estos pueden dar lugar a solicitaciones importantes, en especial si otros cuerpos de mayor volumen estan vinculados a la tubería en el área afectada.

12 VERIFICACION DE LA SEGURIDAD

12.1 General

La tubería y otras partes del sistema deberán estar en capacidad de resistir las solicitaciones debidas a las cargas de servicio (peso propio, presiones del terreno, peso de aditamentos, presión interna) además de las debidas al tráfico, presión hidrostática, cargas de viento, efectos debidos a cambios de la temperatura, vibraciones, acciones sísmicas, corrientes de agua, solicitaciones de transporte y solicitaciones durante el proceso de instalación.

Se considerarán casos excepcionales aquellos elementos, pernos u otros miembros portantes, directamente conectados o soldados a partes presurizadas del sistema cuya falla pueda afectar, total o parcialmente a dicho sistema presurizado. En estos casos, se respetarán las limitaciones establecidas en la Sección 13.2.2.

La seguridad sísmica de la tubería y de los elementos del sistema, se verificará tanto en la dirección radial como en la longitudinal, superponiendo a los efectos de las sollicitaciones de servicio los correspondientes a las sollicitaciones sísmicas en la forma indicada.

Cuando la instalación o el equipo pueda ser modelado como un sistema de un grado de libertad, las fuerzas inerciales podrán estimarse en la forma establecida en la Sección 9.3, o multiplicando el peso de la tubería en condiciones de servicio por un coeficiente sísmico (horizontal o vertical). La posición de la fuerza inercial pasa por el centro de masas.

12.2 Niveles y Requerimientos de Verificación

Los requerimientos de verificación dependen, tanto de la peligrosidad sísmica como de la clasificación de la instalación. En la Tabla 12.1, se establecen tres Niveles de Verificación: NV1, NV2 y NV3, cuyo significado para tuberías enterradas y no

Tabla 12.1 Requerimientos de Verificación Sísmica de la Tubería y Elementos Auxiliares

CLASE SEGUN TABLA 5.1	PELIGROSIDAD SISMICA SEGUN TABLA 6.1		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
I	NV2	NV3	NV3
II	NV1	NV2	NV3
III	No se exige verificación	NV1	NV2

enterradas se da en la Tabla 12.2. Por ejemplo, para Tuberías no Enterradas, el Nivel de Verificación 3 (NV3) implica dos casos de carga: (i) Efectos debidos a Respuesta Dinámica + Efectos debidos a Movimientos Temporales de Apoyos, y; (ii) Efectos Debidos a Desplazamientos Permanentes del Terreno.

Tabla 12.2 Casos de Carga para los Niveles de Verificación Sísmica de la Tabla 12.1.

ELEMENTOS DEL SISTEMA	EFECTOS DEBIDOS A:	NIVELES DE VERIFICACION (1) PARA LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA			
		N V 1	N V 2	N V 3	
Tuberías Enterradas	Paso de Ondas	*	*	*	*
	Movimientos de Fallas		*	*	
	Desplazamientos Permanentes del Terreno			*	
	Flotación				*
Tuberías no Enterradas	Respuesta Dinámica	*	*		*
	Movimientos Temporales de Apoyos		*		*
	Desplazamientos Permanentes del Terreno			*	
Edificaciones	Respuesta Dinámica	*	*	*	
Tanques	Respuesta Dinámica		*	*	
Equipos Rígidos	Estático	*	*	*	

- (1) NV1 = Casos de carga del Nivel de Verificación 1
 NV2 = Casos de carga del Nivel de Verificación 2
 NV3 = Casos de carga del Nivel de Verificación 3

12.3 Superposición de Efectos

Los esfuerzos generados por la **acción sísmica** se superpondrán a aquellos debidos a la **gravedad terrestre**, **presión interna** y aquellas **acciones de servicio** que razonablemente puedan suceder simultáneamente. No es necesario superponer a los efectos sísmicos, los máximos debidos a: temperatura, viento, corriente de ríos (tuberías sub-acuáticas) u otras cargas accidentales cuya probabilidad de ocurrencia simultanea con el sismo no este explícitamente indicada.

13. ESFUERZOS ADMISIBLES Y FACTORES DE MINORACION

13.1 General

Salvo que, explícitamente, en el modelo de cálculo se admita cedencia, en la verificación de esfuerzos se supone respuesta elástica ($D_u = 1,0$), con los valores del amortiguamiento referidos al crítico según la Sección 10.5.

En cualquier caso los factores de diseño y esfuerzos admisibles estarán sujetos a las cuatro clases definidas en las Secciones 840.2(b) y 840.3 de la Norma ASME B 31.8 (véase la Tabla 13.1 de las presentes Recomendaciones).

13.2 Esfuerzos Admisibles

13.2.1 Solicitaciones Excluidos los Efectos Sísmicos

Los esfuerzos admisibles (σ_a) para solicitaciones estáticas, excluidos los efectos debidos a sismos, se obtendrán de acuerdo con la ecuación:

$$(\sigma_a) = (\sigma_y) (\phi_m) \quad (13.1)$$

El factor de minoración (ϕ_m) se da en la Tabla 13.1.

Tabla 13.1 Factores de Minoración ϕ_m para la Determinación de los Esfuerzos Admisibles.

ELEMENTO DEL SISTEMA	AREA DE UBICACION DE LA TUBERIA O SISTEMA			
	Zonas Despobladas	Areas de Muy Baja Población	Areas Periféricas Urbanas, Resid y Tránsito Limitado	Areas Urbanas Densamente Pobladas y Tránsito Intenso
Troncales y Líneas de Servicio	0,75	0,60	0,50	0,40
Cruces de Líneas Férreas o Autopistas Tuberías junto a Puentes	0,60	0,60	0,50	0,40
Estaciones Compresoras	0,50	0,50	0,50	0,40

Los esfuerzos admisibles así obtenidos, pueden sufrir reducciones cuando se trate de tuberías elaboradas con ciertos tipos de soldaduras o con una unión en espiral continua (véanse las Secciones 841.112 a 841.115 y la Tabla 841.115A de la Norma ASME B 31.8). Igualmente, pueden sufrir modificaciones como consecuencia de efectos térmicos (véase al respecto la Sección 841.116 y la Tabla 841.116A de la Norma ASME B 31.8).

13.2.2 Solicitaciones Incluidas los Esfuerzos Sísmicos

(a) Esfuerzos admisibles en tracción:

$$(\sigma_t) = (\sigma_y^*) \quad (13.2)$$

(b) Esfuerzos admisibles a la compresión; se empleará el menor de los dos siguientes:

$$(\sigma_c) = (\sigma_y^*) \quad (13.3)$$

$$(\sigma_c) = (E) (\epsilon_{cr}) / (1,5) \quad (13.4)$$

donde (ϵ_{cr}) es la deformación correspondiente al esfuerzo crítico de pandeo obtenido con arreglo a la Sección 11.1.2.

(c) Esfuerzos admisibles al corte:

$$(\sigma_v) = 0,6 (\sigma_y^*) \quad (13.5)$$

En el caso de pernos, la máxima fuerza a la tracción se designará como (T_{pm}) :

$$(T_{pm}) = (A_p) (\sigma_{pt}) \quad (13.6)$$

Para pernos con anclajes por expansión, en concretos cuya resistencia este entre 150 y 500 (kg/cm^2) , sometidos simultaneamente a un corte (V_p) y a una tracción (T_p) , se deberá satisfacer la siguiente condición:

$$[(V_p)/(0,6T_{pm})]^2 + (T_p/T_{pm})^2 \leq 1,0 \quad (13.7)$$

13.3 Deformaciones Admisibles

Aun cuando en tuberías de acero, dúctiles, se pueden alcanzar deformaciones unitarias hasta del 5% o mas, el rango usual hasta el cual se admiten deformaciones esta limitado a módulos tangente (E_t) no menores de unos 7000 (kg/cm^2) .

Las deformaciones unitarias por compresión deben limitarse a un 0,5% que es de 5 a 10 veces menor que los límites asociados a deformaciones unitarias por tracción. Aun para el caso de tuberías muy gruesas, con relación diámetro/espesor del orden de 30, las deformaciones unitarias por compresión no deben exceder el 1%. En todo caso, con el fin de asegurar una adecuada ductilidad y control de fallas frágiles en las tuberías de gas, deberán respetarse los criterios establecidos en las Secciones 841.1(c), puntos (1), (2) y (3), de las Normas ASME B 31.8.

14 MEDIDAS PREVENTIVAS

14.1 Areas con Condiciones Adversas

En caso de que las tuberías deban quedar enterradas en suelos blandos donde sean previsibles desplazamientos progresivos, en la Sección 2.6.3 del EUROCODE 8, Parte 4 se recomiendan medidas preventivas.

14.2 Juntas

La experiencia revela que los daños mas severos y frecuentes suceden en las juntas. La información necesaria para evaluar el desempeño esperado de juntas en tramos rectos, son los ensayos de "pull-out" (tracción simple); en tramos curvos, o acoplamientos que formen ángulos, se deben realizar ensayos a flexión para conocer la relación momento-rotación. Los resultados experimentales estan caracterizados por: (a) una amplia dispersión de resultados; (b) un inicio temprano del comportamiento no-lineal.

En areas donde haya codos o dobleces, los esfuerzos permisibles pueden llegar a quedar reducidos hasta un 30% de los esfuerzos admisibles bajo condiciones normales (véase la Sección 841.23 de la Norma ASME B 31.8).

14.3 Válvulas y Detectores Sísmicos

De acuerdo a las Normas Japonesas las válvulas de emergencia deben satisfacer las siguientes características:

- (a) Deben estar en capacidad de ser cerradas por control remoto al igual que por procedimientos manuales;
- (b) Pueden ser cerradas automática e inmediatamente cuando así sea requerido: tal es el caso, cuando los valores registrados en los detectores sísmicos y/o los acelerógrafos, excedan ciertos umbrales preestablecidos.

Los detectores sísmicos deberan instalarse, a intervalos de unos 25 km a lo largo de la tubería, así como en otros lugares donde se consideren necesarios por razones de seguridad pública. Los acelerógrafos deben estar en capacidad de registrar entre 10 y 1000 (gal).

14.4 Planes de Emergencia

Un sistema de transporte y distribución de gas se extiende a lo largo de áreas que pueden presentar una extensa variedad de amenazas sísmicas y condiciones de subsuelo. Aun respetando los Requerimientos aquí establecidos, no se considera descartable que el sistema pueda sufrir algún tipo de daño, de mayor o menor severidad, en el caso de sismos intensos. Por tal motivo es preciso elaborar Planes de Emergencia, en los cuales se recomienda:

- (1) disponer de mapas detallados de las areas potencialmente problemáticas, asi como de la correspondiente información del sistema;
- (ii) evaluar el alcance esperado de los eventuales efectos de sismos posibles, la afectación potencial en el suministro y los requerimientos de emergencia;
- (iii) ubicar estratégicamente stocks de materiales y equipos necesarios para atender demandas segun escenarios desfavorables.