

Procedimiento de comprobación de tuberías enterradas.

Iturribizia, S.L.

25 de febrero de 2008

Índice

1. Introducción	4
2. Materiales	4
2.1. Tubería	4
2.1.1. Módulo de elasticidad del tubo trabajando a compresión transversal	4
2.1.2. Clasificación de las tuberías	5
2.1.3. Propiedades del material del tubo	7
2.2. Suelos	8
2.2.1. Clasificación de los suelos	8
2.2.2. Parámetros elásticos de los suelos	8
3. Condiciones de apoyo	9
3.1. Condiciones de rellenado de la zanja	9
3.1.1. Relleno de la zanja por encima de la zona del tubo	9
3.1.2. Relleno de la zanja en los laterales del tubo	10
3.1.3. Casos de “encamado”	10
3.2. Parámetros que definen las condiciones de apoyo	12
3.2.1. Módulos de deformación E_B	12
3.2.2. Coeficiente de empuje K_2	13
3.2.3. Proyección relativa a	14
3.2.4. Rigidez vertical del suelo adyacente a la tubería S_{Bv}	14
3.2.5. Rigidez horizontal del suelo adyacente a la tubería S_{Bh}	16
3.2.6. Factor de encamado	16
3.2.7. Coeficientes de deformación	17
3.2.8. Rigidez del sistema V_{RB}	17
3.2.9. Coeficiente de penetración instantánea α_D	17
3.2.10. Coeficiente de reacción del relleno lateral K^*	18
3.2.11. Coeficiente de deformación vertical c_v^*	18
3.2.12. Coeficiente de rigidez V_S	18
4. Acciones	20
4.1. Acciones permanentes de valor constante	20
4.1.1. Peso propio.	21
4.1.2. Carga permanente o carga muerta	21
4.2. Acciones permanentes de valor no constante	21
4.2.1. Acciones reológicas	21
4.2.2. Acciones debidas al terreno.	21
4.3. Acciones variables	21
4.3.1. Sobrecargas de uso	21

4.3.2.	Acciones climáticas	22
4.3.3.	Otras sobrecargas en situaciones transitorias	23
4.4.	Acciones accidentales	23
4.4.1.	Impactos	23
4.4.2.	Acciones sísmicas	23
5.	Presiones sobre el plano de coronación de la tubería	23
5.1.	Teoría del silo	23
5.1.1.	Tensión vertical media debida a fuerzas de masa	23
5.1.2.	Tensión vertical media bajo sobrecarga uniforme	24
5.1.3.	Coefficientes reductores	24
5.1.4.	Coefficiente de empuje K_1	25
5.1.5.	Ángulo de rozamiento δ	25
5.1.6.	Forma de la zanja	25
5.2.	Tensión vertical bajo carga de tráfico	25
5.2.1.	Factor de corrección a_F	26
5.2.2.	Tensión de Boussinesq p_F	26
5.2.3.	Fatiga	27
5.2.4.	Efectos dinámicos. Coeficiente de impacto	27
5.3.	Tensión vertical bajo cargas de tráfico ferroviario	27
5.4.	Tensión vertical bajo cargas de tráfico aéreo	27
5.5.	Tensión vertical bajo cargas concentradas	28
5.5.1.	Área dentro de un cono de presión 2V:1H	28
5.5.2.	Área dentro de un cono de presión 1V:1H y fuera (total o parcialmente) de un cono de de presión 2V:1H	28
5.5.3.	Área fuera del cono de presión 1V:1H	28
5.6.	Redistribución de presiones	28
5.6.1.	Factores de concentración	28
5.6.2.	Influencia de la anchura de la zanja	30
5.6.3.	Influencia de la resistencia a cortante del suelo	30
6.	Distribución de presiones en la tubería	31
6.1.	Reacción del soporte	32
6.2.	Carga vertical total q_v	32
6.3.	Presiones laterales q_h y q_h^*	32
6.3.1.	Presión lateral q_h	32
6.3.2.	Reacción lateral q_h^*	34
7.	Esfuerzos, tensiones, deformaciones y movimientos de la pared del tubo	34
7.1.	Axiles y momentos flectores	34
7.1.1.	Esfuerzos debidos a la carga vertical total q_v	34
7.1.2.	Esfuerzos debidos a la carga lateral q_h	35
7.1.3.	Esfuerzos debidos a la reacción lateral q_h^*	35
7.1.4.	Esfuerzos debidos al peso propio	35
7.1.5.	Esfuerzos debidos al peso del agua	35
7.1.6.	Esfuerzos debidos a la presión interior y a la subpresión	35
7.2.	Tensiones	35
7.3.	Deformaciones	36
7.4.	Ovalamiento	36
7.4.1.	Variación del diámetro vertical del tubo	36
7.4.2.	Deformación relativa	36
7.5.	Carga total sobre la tubería F_{tot}	36

7.6.	Carga vertical total crítica $q_{v,krit}$	37
7.7.	Presión exterior crítica $p_{a,krit}$	37
8.	Estados límite	37
8.1.	Combinación de acciones	38
8.2.	Seguridad según la importancia de la tubería	38
8.3.	Estado límite de rotura	38
8.3.1.	Estado límite de tensiones	38
8.3.2.	Estado límite de deformaciones	39
8.4.	Estado límite de carga admisible	39
8.5.	Estado límite de ovalamiento	40
8.6.	Estado límite de estabilidad	40
8.6.1.	Estado límite de estabilidad bajo carga vertical total	40
8.6.2.	Estado límite de estabilidad bajo presión exterior	40
8.6.3.	Estado límite de estabilidad bajo carga vertical total y presión exterior	41
8.7.	Estado límite de fatiga	41

Índice de figuras

1.	Mecanismo de deformación del relleno con tubería rígida	5
2.	Mecanismo de deformación del relleno con tubería flexible	6
3.	Caso de encamado I	11
4.	Caso de encamado II	11
5.	Caso de encamado III	11
6.	Módulos de deformación de los suelos de la zanja (o terraplén)	12
7.	Proyección relativa a	15
8.	Tubería con capa deformable	19
9.	Redistribución de presiones	29
10.	Presiones laterales sobre la tubería	33

Índice de cuadros

1.	Características del material	8
2.	Módulo de compresibilidad de materiales de relleno (MPa), según la referencia [6]	9
3.	Módulo de compresibilidad de materiales de relleno (MPa), según la referencia [4]	9
4.	Módulos de deformación E_1 y E_{20}	13
5.	Valores de α_{Bi}	14
6.	Coefficiente de empuje K_2	14
7.	Factores de encamado	17
8.	Coefficientes de deformación c_{v1} , c_{v2} , c_{h1} y c_{h2}	17
9.	Cargas de tráfico carretero según la referencia [7].	22
10.	Valores de K_1 y δ	25
11.	Cargas y radios auxiliares para la carga de tráfico	26
12.	Coefficientes de impacto para cargas de tráfico de carretera según DIN 4033	27
13.	Coefficientes de seguridad a rotura	39

1. Introducción

El presente documento describe el procedimiento de cálculo a emplear para tuberías enterradas. Dicho procedimiento puede considerarse dividido en las siguientes etapas:

1. Obtención de los propiedades de los materiales (tubería, terreno natural y materiales de relleno), según lo indicado en la sección 2
2. Cálculo de los parámetros que definen las condiciones de apoyo de la tubería, según lo indicado en la sección 3.
3. Obtención de los valores de las acciones sobre la tubería según lo indicado en la sección 4.
4. Cálculo de las cargas sobre el plano de coronación de la tubería, de acuerdo con lo expuesto en la sección 5.
5. Cálculo de las presiones verticales y laterales producidas por las cargas anteriores sobre el tubo según la sección 6.
6. Cálculo de los esfuerzos, tensiones, deformaciones y movimientos producidos por las presiones obtenidas en la etapa anterior, según la sección 7.
7. Comprobación de estados límite de acuerdo con lo especificado en 8.

2. Materiales

En la presente sección se definen las propiedades de la tubería y de los suelos que forman la estructura a dimensionar.

2.1. Tubería

2.1.1. Módulo de elasticidad del tubo trabajando a compresión transversal

Se define el módulo de deformación de un tubo trabajando a compresión transversal como el cociente entre la carga uniforme aplicada sobre el tubo y la deformación unitaria que produce en el tubo.

Supongamos un tubo sometido a una carga vertical uniforme de valor p . Como consecuencia de la acción de esta carga el tubo experimentará un ovalamiento que hará que su diámetro vertical d_{ini} experimente un acortamiento de valor δ . La deformación unitaria será por tanto:

$$\epsilon = \frac{\delta}{d_{ini}} \quad (1)$$

siendo:

δ : Acortamiento del diámetro del tubo.

d_{ini} : Diámetro del tubo en reposo.

Por tanto, y de acuerdo con su definición, el módulo de elasticidad del tubo trabajando a compresión transversal será:

$$E_t = \frac{p}{\epsilon} \quad (2)$$

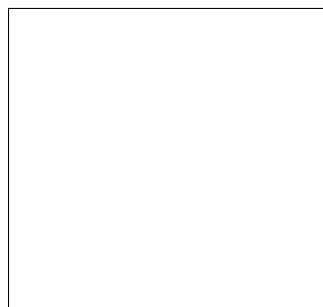


Figura 1: Mecanismo de deformación del relleno con tubería rígida

2.1.2. Clasificación de las tuberías

A efecto de los cálculos mecánicos, las tuberías se clasifican como *rígidas* o *flexibles* dependiendo de la interacción de la rigidez del tubo y la deformación del terreno.

Si consideramos las acciones a las que va a estar sometida la tubería aplicadas sobre la misma y sobre un tubo macizo ficticio formado por el suelo que se empleará para el relleno que circunda el tubo y calculamos los acortamientos del diámetro de la tubería δ_t y del tubo ficticio δ_T , podemos distinguir dos casos:

1. Que el acortamiento del tubo sea menor que el que tendría el relleno ($\delta_t < \delta_T$).

2. Que el acortamiento del tubo sea mayor que el que tendría el relleno ($\delta_t > \delta_T$).

En el primer caso decimos que la tubería es *rígida*, mientras que en el segundo diremos que la tubería es *flexible*. La importancia de esta clasificación se debe a la diferencia entre los mecanismos de deformación del relleno en uno y otro caso como puede verse en las figuras 1 y 2.



Tuberías rígidas Son tuberías rígidas aquellas para las que las cargas a las que están sometidas, no originan deformaciones apreciables y por lo tanto, no ejercen efecto alguno sobre la distribución de la presión.

El factor determinante para el dimensionamiento de la tubería es en estos casos uno de estos tres:

- Estado límite de tensiones según se define en la sección 8.3.1 en la página 38.
- Estado límite de deformaciones según se define en la sección 8.3.2 en la página 39.
- Estado límite de sustentación de carga según se define en la sección 8.4 en la página 39.

Tuberías flexibles Son tuberías flexibles aquellas para las que las cargas a las que están sometidas, originan deformaciones apreciables que influyen sobre la distribución de la carga y de la presión, adquiriendo importancia el suelo como parte del sistema estructural.

Los factores determinantes para el dimensionamiento de la tubería son en estos casos:

- Estado límite de ovalamiento a corto y a largo plazo según se define en la sección 8.5 en la página 40.
- Estado límite de deformaciones según se define en la sección 8.3.2 en la página 39.
- Estado límite de tensiones según se define en la sección 8.3.1 en la página 38.
- Estado límite de estabilidad según se define en la sección 8.6 en la página 40.

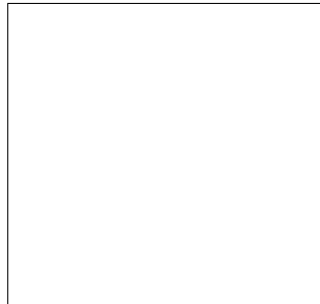
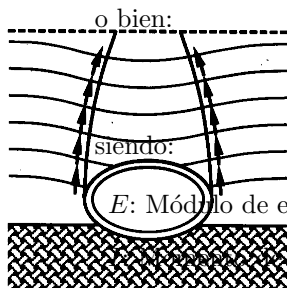


Figura 2: Mecanismo de deformación del relleno con tubería flexible

Criterios de clasificación

Criterio de Howard Este es el criterio que emplea el manual M11 de la AWWA (referencia [5]) para determinar la rigidez o flexibilidad de una tubería, apoyándose en el criterio de Howard. Para ello define el parámetro S como:

$$S = \frac{E \cdot I}{D^3} \quad (3)$$



$$S = \frac{E}{12} \left(\frac{t}{D} \right)^3 \quad (4)$$

E : Módulo de elasticidad del material de la tubería.

I : Momento de inercia de la sección transversal del tubo.

t : Espesor de la tubería.

D : Diámetro del tubo.

Para clasificar la tubería emplea el siguiente criterio:

- $S < 0,1MPa$ Tubería flexible.
- $0,1 < S < 0,2MPa$ Tubería de rigidez media.
- $S > 0,2MPa$ Tubería rígida.

La principal carencia de este método es que no considera la rigidez del relleno.

Criterio de Allgood En este caso se emplea el parámetro F definido como:

$$F = \frac{M_s \cdot D^3}{E \cdot I} \quad (5)$$

siendo:

E : Módulo de elasticidad del material de la tubería.

I : Momento de inercia de la sección transversal del tubo.

M_s : Módulo confinado del terreno.

D : Diámetro del tubo.

Clasificando la tubería según el siguiente criterio:

- $F > 10^4 MPa$ Tubería flexible.
- $10 < F < 10^4 MPa$ Tubería de rigidez media.
- $F < 10 MPa$ Tubería rígida.

Para el dimensionamiento de tubos que no tienen un claro comportamiento rígido o flexible ha de comprobarse la respuesta del tubo para todos los estados límites.

Criterio de la ATV Esta norma toma como rigidez de la tubería el valor que resulta de aplicar la expresión:

$$S_R = \frac{E_R \cdot J}{r_m^3} \quad (6)$$

siendo:

E_R : Módulo elástico del material de la tubería.

r_m : Radio medio del tubo.

J : Momento de inercia del tubo.

Como consecuencia de las hipótesis adoptadas en la modelización, el coeficiente de rigidez mínimo a largo plazo que debe adoptarse para la tubería es:

$$S_{R,min} = 3 \times 10^3 MPa \quad (7)$$

2.1.3. Propiedades del material del tubo

Las propiedades del material del tubo que habrá que tener en cuenta durante el diseño son las siguientes:

- Parámetros elásticos (módulo de Young y coeficiente de Poisson).
- Límite elástico.
- Carga de rotura.
- Envejecimiento.
- Fatiga.
- Variación de su comportamiento con la temperatura.

Los valores correspondientes a estos parámetros deberán ser los proporcionados por el fabricante o por las normas que rigen su fabricación. En la tabla 1 se dan algunos valores orientativos:

El envejecimiento se introducirá en los cálculos, considerando las propiedades del material al final de la vida útil de la estructura. Cuando la vida útil de la estructura no está determinada por otras consideraciones, la norma ATV establece esta vida útil en 50 años.

Para la fatiga, a falta de otros datos y también según la norma ATV se adoptará un valor de 2×10^6 ciclos de carga.

Material	Módulo de elasticidad (MPa)	Peso específico (kN/m^3)	Tensión de flexo-tracción (MPa)
Fibrocemento	25000	20	45
Hormigón	30000	24	-
Hormigón armado	30000	25	-
Hormigón pretensado	39000	25	-
Fundición dúctil	170000	70.5	-
Fundición gris	100000	71.7	-
Polietileno (PEAD)	1000/150 ¹	9.5	-
PVC	3600/1750	13.8	-
Acero con mortero de cemento ²	210000	77	-
Gres	50000	22	-

Cuadro 1: Características del material

2.2. Suelos

En este apartado se proporcionan los datos a emplear para determinar los parámetros elásticos de los suelos que forman el terreno natural sobre el que se excava la zanja y los empleados para el relleno de la misma.

Como se ha dicho se deben distinguir al menos los siguientes materiales:

- El terreno natural.
- El material de asiento del tubo (cama granular, cama de hormigón,...).
- El relleno junto al tubo.
- Resto del relleno.

2.2.1. Clasificación de los suelos

La norma ATV (referencia [4]) en su sección 3.1 distingue los siguientes grupos de suelos:

Grupo 1: Suelos no cohesivos (GE,GW,GI,SE,SW,SI).

Grupo 2: Suelos ligeramente cohesivos (GU,GT,SU,ST).

Grupo 3: Suelos mixtos cohesivos de aluvión (arena y grava cohesivas, suelo natural, pedregoso, cohesivo) ($G\bar{U},C\bar{T},S\bar{U},S\bar{T},UL,UM$).

Grupo 4: Suelos cohesivos (v. g. arcilla) (TL,TM,TA,OU,OT,OH,OK).

2.2.2. Parámetros elásticos de los suelos

Módulo de compresibilidad El módulo de compresibilidad del relleno es función principalmente de dos variables:

- La composición del material (grava, arena, arcilla, etc.).
- La forma de relleno de la zanja (grado de compactación) y la forma de ejecución de la misma.

Material del relleno	Grado de compactación			
	?	Relleno no compactado	Relleno por capas sin especificación del grado de compactación	Compactación por capas sin especificación del grado de compactación
Grava	2.5	5.9	15.7	22.6
Arena	1.2	2.9	7.85	10.8
Arcilla	0.8	2.0	2.94	4.9
Turba	0.6	1.5	2.0	3.9

Cuadro 2: Módulo de compresibilidad de materiales de relleno (MPa), según la referencia [6]

Grupo	Peso aparente (kN/m^3)	Ángulo de rozamiento interno en efectivas (ϕ')	Módulo de deformación en MPa para un grado de compactación Proctor Normal D_{Pr} en tanto por ciento de:					
			85	90	92	95	97	100
G1	20	35	2	6	9	16	23	40
G2	20	30	1.2	3	4	8	11	20
G3	20	25	0.8	2	3	5	8	13
G4	20	20	0.6	1.5	2	4	6	10

Cuadro 3: Módulo de compresibilidad de materiales de relleno (MPa), según la referencia [4]

En la tabla 2 se dan los módulos de compresibilidad de algunas clases de terreno propuestos en la página 20.8 de la referencia [6].

Los valores que propone la norma ATV para cada uno de los grupos de suelos definidos en la sección 2.2.1 en función del grado de compactación se dan en la tabla 3.

La misma norma ATV propone la siguiente expresión para el cálculo del módulo de deformación secante:

$$E_B = \frac{2,74 \cdot 10^{-7}}{G} e^{0,188D_{Pr}} \quad (8)$$

siendo:

D_{Pr} : Densidad Proctor normal expresada en tanto por ciento.

G : Número del grupo al que pertenece el suelo según la clasificación dada en la sección 2.2.1.

Los valores especificados para el módulo de deformabilidad son válidos para tensiones entre 0 y 0.1 MPa. Para presiones mayores los módulos de deformación se incrementan, aunque sin valores apoyados en ensayos deberán adoptarse los valores proporcionados por las tablas.

3. Condiciones de apoyo

En esta sección se definen los parámetros que sirven para introducir en el cálculo las condiciones de apoyo de la tubería.

3.1. Condiciones de relleno de la zanja

3.1.1. Relleno de la zanja por encima de la zona del tubo

En la norma ATV, se distinguen cuatro tipos de condiciones para el relleno de la zanja por encima de la zona del tubo:

- A1: Relleno compactado en capas contra el suelo o terreno natural existente (sin control del grado de compactación).
- A2: (Relleno sin compactar) Construcción de zanja vertical por medio de chapas o placas ligeras (hasta una altura de perfil de 80 mm) (o apilamientos de las mismas), que son retiradas una vez efectuado el relleno.
Vertido del material de relleno (sólo adecuado para los suelos del grupo G1).
- A3: (Zanja entibada) Construcción de zanja vertical soportada por apilamientos de placas o planchas de fuerte enclavamiento, tableros de madera u otro equipo de apuntalamiento, que sólo se desmonta una vez efectuado el relleno.
- A4: Relleno compactado en capas contra el suelo o terreno existente, con control del grado de compactación, tal como se especifica en la norma ZTVE-StB (grado de compactación igual al 100 % del Proctor normal). También se considerarán rellenos de este tipo aquellos en los que se emplean paredes de tabloncillos de madera. Esta condición de relleno no es aplicable a los suelos del grupo G4.

3.1.2. Relleno de la zanja en los laterales del tubo

En la norma ATV, se distinguen cuatro tipos de condiciones para el relleno de los laterales del tubo:

- B1: Relleno compactado en capas contra el suelo o terreno natural existente o en capas en terraplén (sin control del grado de compactación).
- B2: Construcción de zanja vertical dentro de la zona del tubo por medio de chapas o placas ligeras (hasta una altura de perfil de 80 mm) (o apilamientos de las mismas), que son retiradas una vez efectuado el relleno.
Construcción con planchas de zanja u otro equipo de apuntalamiento, bajo el supuesto de que la compactación del suelo ó terreno queda asegurada una vez que el equipo ha sido retirado.
- B3: Construcción de zanja vertical dentro de la zona del tubo haciendo uso de apilamientos de placas o planchas pesadas entrelazadas y compactación contra las placas. efectuado el relleno.
- B4: Llenado de la zona del tubo compactado en capas contra el terreno existente ó en capas en un terraplén, con control del grado de compactación, tal como se especifica en la norma ZTVE-StB. Esta condición de relleno no es aplicable a los suelos del grupo G4.

3.1.3. Casos de “encamado”

La norma ATV distingue tres casos de encamado:

Caso I: La tubería se apoya en el terreno.

Casos II: La tubería se apoya en un soporte sólido (como por ejemplo hormigón). Este tipo de encamado sólo se emplea con tuberías rígidas.

Caso III: La tubería está embebida en el terreno.



Figura 3: Caso de encamado I

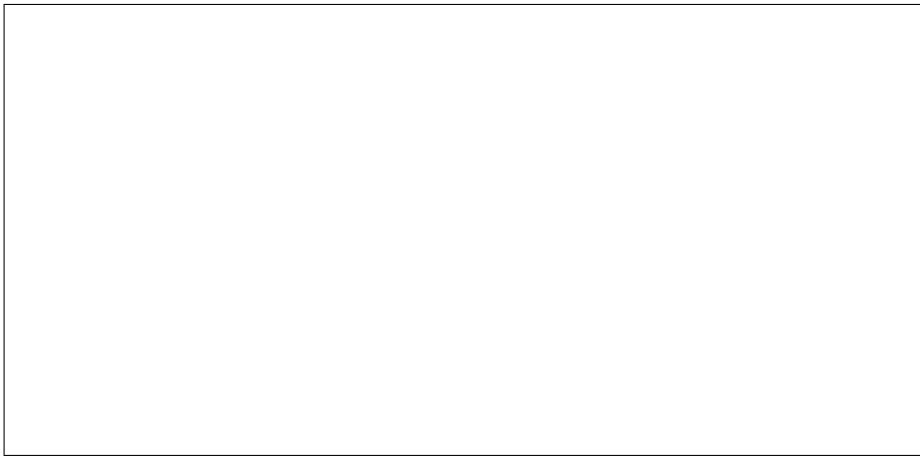


Figura 4: Caso de encamado II

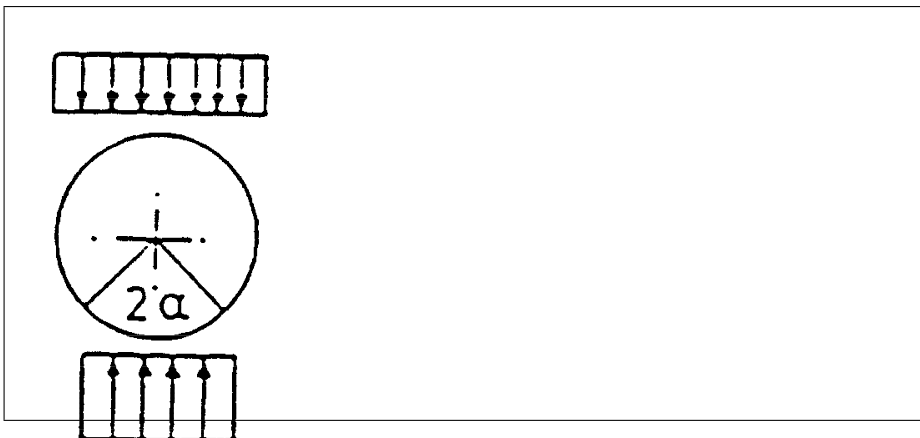


Figura 5: Caso de encamado III

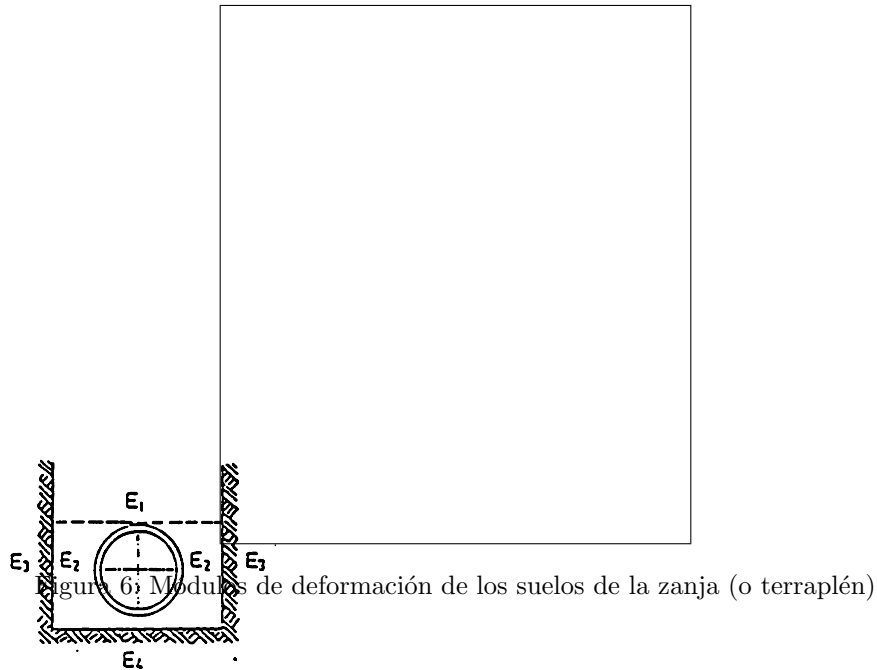


Figura 6: Módulos de deformación de los suelos de la zanja (o terraplén)

3.2. Parámetros que definen las condiciones de apoyo

3.2.1. Módulos de deformación E_B

Los módulos de deformación de los distintos tipos de suelos se distinguen de la forma siguiente (ver figura 6 en la página 12):

- Relleno sobre la generatriz superior de la tubería: E_1 .
- Relleno de los laterales de la tubería: E_2 .
- Terreno natural existente (o suelo aportado a los lados del relleno de los laterales si la tubería va en terraplén): E_3 .
- Terreno bajo la tubería: E_4 .

Como regla general el terreno natural tiene grados de compactación comprendidos entre el 90 y el 97% de la densidad Proctor Normal. Los valores correspondientes de E_3 pueden tomarse de la tabla 3 en la página 9.

Cuando el terreno excavado se coloca en los laterales de la tubería de acuerdo con la norma DIN 4033, debe considerarse que $E_3 = E_{20}$; si el suelo excavado sólo se usa para relleno se puede tomar $E_3 = E_1$ salvo que pueda demostrarse un mayor grado de compactación para E_3 .

Para el tendido en terraplén, puede darse por supuesto normalmente que $E_1 = E_{20} = E_3$. En el caso de llenados sueltos o flojos, de terrenos pedregosos, se da por supuesto que $E_4 = 10 \times E_1$, con la excepción de casos en los que se disponga de datos más precisos o exactos. El valor de E_4 puede ser considerablemente más elevado para una cimentación sobre roca maciza o piedra.

Con el fin de tener algo en cuenta estas influencias, así como los problemas que acarrea la compactación de zanjas estrechas, parece ser posible la adaptación del cálculo de la carga de tierras:

Módulo de deformación efectivo E_2 El módulo de deformación efectivo E_2 se determina empleando el coeficiente reductor definido en la expresión 9 y el valor de α_B de acuerdo con las expresiones:

Relleno sobre tubo	A1		A2 A3		A4	
Relleno laterales	B1		B2 B3		B4	
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Densidad Proctor normal D_{Pr} en % ▪ Módulos de deformación E_1 y E_{20} en MPa 	D_{Pr}	E_1, E_{20}	D_{Pr}	E_1, E_{20}	D_{Pr}	E_1, E_{20}
Grupo de suelo						
G1	95	16	90	6	97	23
G2	95	8	90	3	97	11
G3	92	3	90	2	95	5
G4	92	2	90	1,5	-	-
<p>En caso de una compactación similar del suelo adyacente a la tubería y por encima de la misma, puede conseguirse que E_{20} sea igual o equivalente a E_1, No puede darse por supuesto que E_{20} sea superior a E_1, excepto en el caso de un cambio en la zona del tubo o en la condición de encamado B4.</p> <p>El efecto de la compactación reducida en los laterales de la tubería cuando la zanja es estrecha es considerado mediante el uso de la expresión 11.</p> <p>Los asientos debidos a la presencia de agua subterránea se consideran mediante el uso del coeficiente reductor dado por la expresión 9 que se aplica al valor de E_{20}.</p> $f = \frac{D_{Pr} - 75}{20} \quad (9)$						

Cuadro 4: Módulos de deformación E_1 y E_{20}

$$E_2 = f \cdot \alpha_B \cdot E_{20} \quad (10)$$

siendo:

f : Coeficiente reductor definido por la expresión 9 de la página 13.

α_B : Coeficiente definido por la expresión 11 de la página 13..

E_{20} : Módulo de deformación obtenido de la tabla 4.

$$\alpha_B = 1 - \left(4 - \frac{b}{d_e}\right) \cdot \frac{1 - \alpha_{Bi}}{3} \leq 1 \quad (11)$$

siendo:

b : Ancho de la zanja.

d_e : Diámetro exterior de la tubería.

α_{Bi} : Coeficiente que depende del tipo de relleno de los laterales del tubo y toma los valores dados en la tabla 5.

3.2.2. Coeficiente de empuje K_2

El coeficiente de empuje K_2 es la razón entre la carga unitaria horizontal en los laterales del tubo y la carga vertical del terreno en el suelo adyacente a la tubería (ver expresión 43 en la

Tipo de relleno lateral	α_{Bi}
B1	2/3
B2	1/3
B3	0
B4	1

Cuadro 5: Valores de α_{Bi}

1	2	3
Grupo de suelo	K_2	
	$V_{RB} > 0,1$	$V_{RB} \leq 0,1$
G1	0.5	0.4
G2	0.5	0.3
G3	0.5	0.2
G4	0.5	0.1
Presión de reacción del suelo lateral	$q_h^* = 0$	$q_h^* > 0$

Cuadro 6: Coeficiente de empuje K_2

página 32) . Se determina considerando la rigidez del sistema V_{RB} según se define en la sección 3.2.8 de la página 17.

Para tuberías con $V_{RB} > 0,1$ el coeficiente de empuje K_2 se toma de la columna 2 de la tabla 6. En este caso la presión horizontal del suelo lateral q_h^* se supone nula.

Para tuberías con $V_{RB} \leq 0,1$ el coeficiente de empuje K_2 se toma de la columna 3 de la tabla 6. El valor de q_h^* se calcula de acuerdo con lo especificado en la sección 6.3.2 de la página 34.

3.2.3. Proyección relativa a

El parámetro *proyección relativa* a queda definido por la figura 7.

Proyección relativa efectiva a' La *proyección relativa efectiva* se define como:

$$a' = \max\left(a \cdot \frac{E_1}{E_2}, 0,251\right) \quad (12)$$

siendo:

a : Valor de la proyección relativa (ver sección 3.2.3).

E_1 : Módulo de deformación del relleno sobre la generatriz superior de la tubería (ver sección 3.2.1).

E_2 : Módulo de deformación del relleno en los laterales de la tubería (ver sección 3.2.1).

Cuando sobre la tubería se coloca una capa deformable, se adoptará el valor de a' que se obtenga de aplicar la expresión 26 de la página 20 (ver sección 3.2.12 en la página 18).

3.2.4. Rigidez vertical del suelo adyacente a la tubería S_{Bv}

La norma ATV define esta rigidez mediante la expresión:

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \quad (13)$$

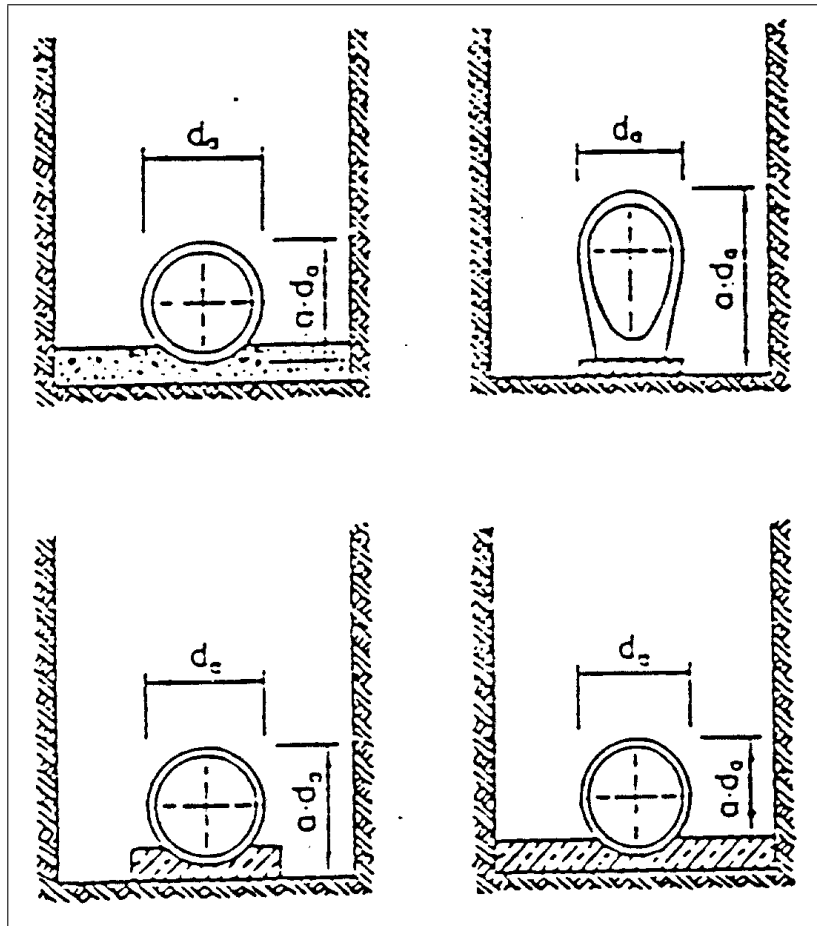


Figura 7: Proyección relativa a

siendo:

a : Valor de la proyección relativa (ver sección 3.2.3).

E_2 : Módulo de deformación del relleno en los laterales de la tubería (ver sección 3.2.1).

3.2.5. Rigidez horizontal del suelo adyacente a la tubería S_{Bh}

La norma ATV define esta rigidez mediante la expresión:

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot \xi \cdot E_2 \quad (14)$$

siendo:

E_2 : Módulo de deformación del relleno en los laterales de la tubería (ver sección 3.2.1).

ξ : Factor de corrección definido por la expresión 15.

El factor 0.6 tiene en cuenta la dispersión de presión por el suelo bajo la presión de reacción del relleno adyacente a la tubería q_h^* .

$$\xi = \frac{1,44}{\Delta f + (1,44 - \Delta f) \frac{E_2}{E_3}} \quad (15)$$

siendo:

E_2 : Módulo de deformación del relleno en los laterales de la tubería (ver sección 3.2.1).

E_3 : Módulo de deformación del terreno natural (ver sección 3.2.1).

Δf : Valor auxiliar dado por la expresión 16.

$$\Delta f = \min\left(\frac{\frac{b}{d_e} - 1}{1,154 + 0,444\left(\frac{b}{d_e} - 1\right)}, 1,44\right) \quad (16)$$

siendo:

b : Ancho de la zanja ³.

d_e : Diámetro exterior del tubo.

El factor de corrección ξ tiene en cuenta la diferencia entre los módulos de deformación del relleno en el costado del tubo (E_2) y el del terreno natural (E_3).

3.2.6. Factor de encamado

Para introducir en los cálculos la influencia de la naturaleza de la cama sobre la que se apoya el tubo de acuerdo con lo especificado en la sección 3.1.3 de la página 10, la norma ATV define el *factor de encamado* que se calcula como sigue.

El factor de encamado para tubos de hormigón con base de acuerdo con la norma DIN 4032, perfil KFW, de un espesor de cresta o corona s_2 y espesor de la pared del fondo s_3 puede calcularse mediante la expresión:

$$EZ = 1,07 \left(\frac{s_3}{s_2}\right)^2 \quad (17)$$

Para tubos de hormigón de sección ovoide, de acuerdo con la citada DIN 4032, perfil EF, puede adoptarse un valor constante de $EZ = 2,1$.

En otros casos pueden adoptarse los valores de la tabla 7.

³Para zanjas en artesa debe tomarse la anchura a la altura de la línea de resorte ξ ? en lugar de a la altura de la cresta ξ ?

Caso de encamado	Ángulo de soporte (2α)	Factor de encamado EZ
I	60°	1.59
	90°	1.91
	120°	2.18
II	90°	2.17
	120°	2.50
	180°	3.69

Cuadro 7: Factores de encamado

Ángulo de soporte	c_{v1}	c_{v2}	c_{h1}	c_{h2}
60°	-0.1053	+0.0640	+0.1026	-0.0658
90°	-0.0966	+0.0640	+0.0956	-0.0658
120°	-0.0893	+0.0640	+0.0891	-0.0658
180°	-0.0833	+0.0640	+0.0833	-0.0658

siendo:

c_{v1} : Coeficiente de deformación vertical debido a q_v .
 c_{v2} : Coeficiente de deformación vertical debido a q_h^* .
 c_{h1} : Coeficiente de deformación horizontal debido a q_v .
 c_{h2} : Coeficiente de deformación horizontal debido a q_h^* .

Cuadro 8: Coeficientes de deformación c_{v1} , c_{v2} , c_{h1} y c_{h2}

3.2.7. Coeficientes de deformación

Los coeficientes de deformación para los casos de encamado I y III, definidos en la sección 3.1.3 de la página 10 se dan en la tabla 8. Estos coeficientes pueden usarse también como aproximación para el caso II.

3.2.8. Rigidez del sistema V_{RB}

La rigidez del sistema se define mediante la expresión:

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{Bh}} \quad (18)$$

siendo:

S_R : Rigidez de la tubería, calculada de acuerdo con la expresión 6 de la página 7.

S_{Bh} : Rigidez horizontal del suelo adyacente a la tubería, calculada de acuerdo con lo especificado en la sección 3.2.5 de la página 16.

3.2.9. Coeficiente de penetración instantánea α_D

Para el cálculo de la presión exterior crítica, la norma ATV, define este coeficiente, mediante la expresión:

$$\alpha_D = f(V_{RB} \cdot r_m/s) \quad (19)$$

siendo:

V_{RB} : Rigidez del sistema definida en la sección 3.2.8.

r_m : Radio medio de la tubería.

s : Espesor del tubo.

Los valores de α_D deben tomarse del ábaco D10 de la sección 9.5.2 de la norma ATV.

3.2.10. Coeficiente de reacción del relleno lateral K^*

El coeficiente de reacción del relleno lateral K^* queda definido por la expresión:

$$K^* = \frac{c_{h1}}{V_{RB} - c_{h2}} \quad (20)$$

siendo:

c_{h1} : Coeficiente de deformación horizontal debido a q_v , definido en la sección 3.2.7.

c_{h2} : Coeficiente de deformación horizontal debido a q_h^* , definido en la sección 3.2.7.

V_{RB} : Rigidez del sistema, dada por la expresión 18.

3.2.11. Coeficiente de deformación vertical c_v^*

Este coeficiente se define por la expresión:

$$c_v^* = c_{v1} + c_{v2} \cdot K^* \quad (21)$$

siendo:

c_{v1} : Coeficiente de deformación vertical debido a q_v , definido en la sección 3.2.7.

c_{v2} : Coeficiente de deformación vertical debido a q_h^* , definido en la sección 3.2.7.

K^* : Coeficiente de reacción del relleno lateral, dado por la expresión 20.

3.2.12. Coeficiente de rigidez V_S

El coeficiente de rigidez depende de:

- La rigidez de la tubería S_R definida por la expresión 6 de la página 7.
- El coeficiente de cambio del diámetro vertical c_v^* y c_{v1} según se considere o no la presión lateral del terreno adyacente a la tubería.
- En su caso de la rigidez de la capa deformable sobre la tubería (ver figura 8).
- De la rigidez vertical del suelo adyacente a la tubería S_{Bv} .

El coeficiente de rigidez V_S puede calcularse mediante uno de estos tres procedimientos:

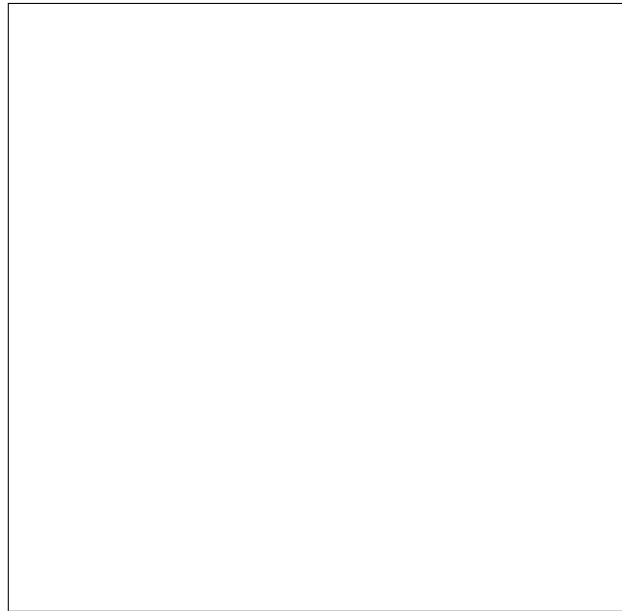


Figura 8: Tubería con capa deformable

1. Considerando la reacción horizontal del relleno lateral, cuando la rigidez del sistema V_{RB} es menor o igual a 1.0 (ver 3.2.2 en la página 13), mediante la expresión :

$$V_S = \frac{S_R}{|c_v^*| \cdot S_{Bv}} \quad (22)$$

siendo:

S_R : Rigidez de la tubería, calculada mediante la expresión 6 de la página 7.

c_v^* : Coeficiente de deformación vertical dado por la expresión 21.

S_{Bv} : Rigidez vertical del suelo adyacente a la tubería, calculada mediante la expresión 13 de la página 14.

2. Sin considerar la reacción horizontal del relleno lateral, cuando la rigidez del sistema V_{RB} es mayor que 1.0 (ver 3.2.2 en la página 13), mediante la expresión:

$$V_S = \frac{S_R}{|c_{v1}| \cdot S_{Bv}} \quad (23)$$

siendo:

S_R : Rigidez de la tubería, calculada mediante la expresión 6 de la página 7.

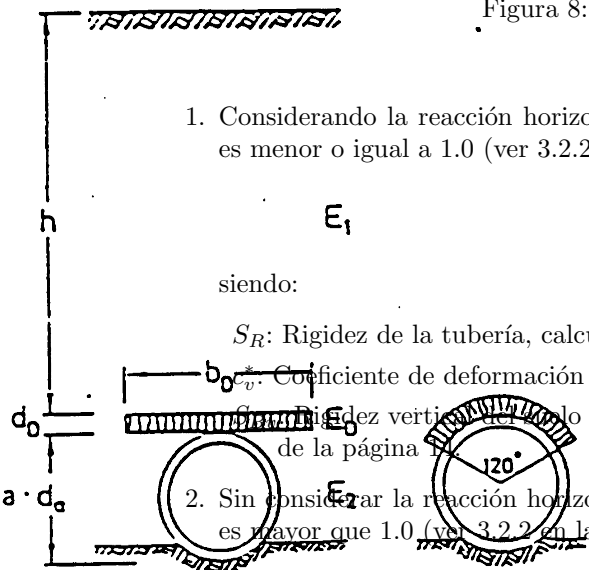
c_{v1} : Coeficiente de deformación vertical debido a q_v , definido en la sección 3.2.7.

S_{Bv} : Rigidez vertical del suelo adyacente a la tubería, calculada mediante la expresión 13 de la página 14.

3. Considerando una capa deformable (ver figura 8) sobre la tubería, mediante la expresión:

$$V_S = \frac{S_D}{S_{Bv}} \quad (24)$$

siendo:



S_D : Rigidez de la capa deformable, dada por $S_D = E_D \frac{b_D}{a_D}$.

S_{Bv} : Rigidez vertical del suelo adyacente a la tubería, calculada mediante la expresión 13 de la página 14.

Para poder emplear este método es necesario que las tensiones y la compresión de la capa deformable cumplan:

$$2 \cdot \lambda R G \cdot p_E \leq E_D \quad (25)$$

Además la proyección relativa efectiva a' se calculará teniendo en cuenta la presencia de la capa deformable, mediante:

$$a' = \max\left(\frac{a \cdot d_e + d_D}{d_e} \cdot \frac{E_1}{E_2}, 0,25\right) \quad (26)$$

Por último en la expresión 38 de la página 30 para el cálculo de λ_R , se adoptará un valor de $K_2 = 0$ y deberá cumplirse que $b > 2b_D$ y $h > 2b_D$

4. Acciones

Las acciones a considerar en el cálculo en el caso general serán las siguientes:

- Acciones permanentes.
 - Peso propio.
 - Cargas muertas.
- Acciones permanentes de valor no constante.
 - Pretensado (en su caso).
 - Otras (Contraflechas, desplazamientos impuestos en los apoyos ...).
 - Acciones reológicas (retracción y fluencia, en su caso).
 - Acciones debidas al terreno.
- Acciones variables.
 - Sobrecargas de uso.
 - Peso del agua contenida en el tubo.
 - Cargas de tráfico.
 - Acciones climáticas.
 - Viento.
 - Nieve.
 - Acciones térmicas.
- Acciones accidentales.
 - Impactos.
 - Acciones sísmicas.

4.1. Acciones permanentes de valor constante

Llamamos acciones permanentes de valor constante a aquellas cuya magnitud y posición no varía a lo largo de la vida de la estructura. Se descomponen en peso propio y carga permanente.

4.1.1. Peso propio.

Llamaremos peso propio a las cargas debidas al peso de los elementos resistentes. Estas cargas se calcularán a partir de las densidades de los materiales que componen dichos elementos.

Si la densidad del material a utilizar en la obra superara en más de un cinco por ciento el valor que para la misma se establece en este punto será necesario rehacer los cálculos considerando la nueva densidad.

4.1.2. Carga permanente o carga muerta

Es la carga debida a los pesos de los elementos constructivos, instalaciones fijas, etc., que soporta la tubería o elemento estructural. Entre otras pueden considerarse las siguientes:

- Cimentaciones de edificios próximos a la traza.
- Terraplenes y rellenos.

4.2. Acciones permanentes de valor no constante

4.2.1. Acciones reológicas

Fluencia del hormigón Para la evaluación de las deformaciones del hormigón por fluencia, se seguirá lo dispuesto en el artículo 39.9 de la instrucción EHE.

Retracción del hormigón Para el cálculo de las deformaciones por retracción del hormigón, se sigue lo dispuesto en el artículo 39.7 de la instrucción EHE.

4.2.2. Acciones debidas al terreno.

Acciones sobre la tubería. Los distintos tipos de suelo a considerar en los calculos se especifican en la sección 2.2 de la página 8. La acción del terreno sobre la tubería dependerá de los siguientes parámetros de cada uno de los materiales considerados:

- Su peso específico.
- Su ángulo de rozamiento interno.
- Su cohesión.

El procedimiento para la obtención de esfuerzos debidos a la carga de tierras se da en la sección 5.1.1 de la página 23.

Acciones correspondiente a movimientos del terreno Cuando se prevean asientos o empujes debidos a movimientos del terreno distintos de los recogidos en el apartado anterior deberán calcularse los esfuerzos que los mismos introducen en la tubería.

4.3. Acciones variables

4.3.1. Sobrecargas de uso

Presión interior

Peso del agua contenida en el tubo Aún cuando la generatriz superior de la tubería tuviera una cota piezométrica nula, el agua contenida en el tubo producirá una presión hidrostática contra las paredes del mismo. Esta presión podrá despreciarse cuando es mucho menor que la presión interior debida a la cota piezométrica en la sección y al golpe de ariete.

Peso total del vehículo (Mp)	Carga de ruedas (kN)	Superficie de apoyo de una rueda	
		Ancho (m)	Largo (m)
60	100	0.6	0.2
30	50	0.4	0.2
12	Detrás: 40	0.3	0.2
	Delante: 20	0.2	0.2

Cuadro 9: Cargas de tráfico carretero según la referencia [7].

Golpe de ariete Será necesario calcular las presiones debidas a los transitorios en la tubería. En general deberán considerarse

- Sobrepresión (presión mayor que la hidrostática).
- Succión (presión menor que la hidrostática).

Cargas de tráfico

Tráfico sobre calzadas y viales Para la determinación de las cargas introducidas por vehículos pueden emplearse los trenes de cargas establecidos por la norma ATV (referencia [4]) en su sección 3.2.1.

La referencia [7] propone el empleo de las siguientes cargas de tráfico:

Tráfico sobre líneas de ferrocarril Para la determinación de las cargas introducidas por ferrocarriles pueden emplearse los trenes de cargas establecidos por la norma ATV (referencia [4]) en su sección 3.2.2.

Otras cargas de tráfico Cuando la tubería se coloca en instalaciones industriales con otros tipos de tráfico pesado (grúas, carretillas, transportes especiales, ...) como puedan ser industrias pesadas o puertos deberá hacerse un estudio especial para determinar dichas cargas.

Cuando se prevea que sobre la tubería pueda circular maquinaria agrícola a pesar de no existir caminos o carreteras sobre ella se deberá considerar la actuación de la carga del vehículo de 12 toneladas.

Las cargas de los vehículos sobre orugas se considerarán como una sobrecarga uniforme.

4.3.2. Acciones climáticas

Viento Cuando la tubería se instala en superficie deberán considerarse las cargas debidas al empuje del viento.

Nieve Deberá considerarse la carga de nieve sobre la propia tubería o sobre el relleno cuando está enterrada.

Congelación del líquido en el interior de la tubería En las regiones frías deberá considerarse la acción que pudiera producir la congelación del líquido en el interior de la tubería con su correspondiente cambio de volumen.

4.3.3. Otras sobrecargas en situaciones transitorias

Cargas debidas al nivel freático Cuando la tubería está enterrada, o en cualquier caso cuando es previsible la inundación de la misma, será necesario tener en cuenta las cargas debidas a este fenómeno que dará lugar a las siguientes:

- Flotación.
- Presión hidrostática exterior.

Cargas durante las obras Deberán tenerse en cuenta, en su caso, las cargas de los vehículos correspondientes al tráfico de obra y las de acopios colocados sobre el relleno.

4.4. Acciones accidentales

4.4.1. Impactos

De acuerdo con la posición de la tubería (acueducto sobre un río, próxima a carreteras o viales, etc.) deberán estudiarse las acciones que podrían introducir los impactos de embarcaciones o automóviles sobre la misma.

4.4.2. Acciones sísmicas

5. Presiones sobre el plano de coronación de la tubería

En este apartado se establecen los procedimientos de cálculo a emplear para obtener las presiones producidas en el plano de coronación de la tubería (ver figura 9 en la página 29) por las acciones.

Para ello se distinguen los siguientes tipos de acciones:

- Fuerzas de masa sobre el relleno (Carga de tierras).
- Sobrecarga uniforme sobre el relleno.
- Cargas de tráfico.
 - Carretero.
 - Ferroviario.
 - Aeroportuario.
- Cargas concentradas.

5.1. Teoría del silo

Las fuerzas de fricción del relleno contra las paredes de la zanja producen una descarga en arco, de las fuerzas verticales que actúan sobre el relleno, sobre dichas paredes. Para la estimación de este efecto de descarga se emplea la teoría del silo.

5.1.1. Tensión vertical media debida a fuerzas de masa

De acuerdo con esta teoría la tensión vertical media en una sección horizontal de la zanja a una distancia h de la superficie debida al peso propio del relleno viene dada por la expresión:

$$p_{\epsilon} = x \cdot \gamma_s \cdot h \quad (27)$$

siendo:

p_ϵ : Tensión vertical media en la sección horizontal.

γ_s : Peso específico del relleno.

h : Profundidad de la sección horizontal considerada.

x : Coeficiente reductor dado por la expresión 29.

Para que la expresión 27 sea válida es necesario que el módulo de deformación del relleno sobre la tubería sea menor o a lo sumo igual que el del terreno natural situado en los laterales de la zanja. Además es necesario tener en cuenta que cuanto mayor sea la anchura de la zanja más se aproxima a 1 el valor del coeficiente reductor.

5.1.2. Tensión vertical media bajo sobrecarga uniforme

Si en lugar del peso propio del relleno consideramos una carga p_0 uniformemente repartida sobre la superficie del mismo, la expresión de la tensión vertical media en la sección horizontal debida a esta carga será la siguiente:

$$p_\epsilon = x_0 \cdot p_0 \quad (28)$$

siendo:

p_ϵ : Tensión vertical media en la sección horizontal.

p_0 : Carga uniforme sobre el relleno.

x_0 : Coeficiente reductor dado por la expresión 30.

Para que la expresión 28 sea válida es necesario que el módulo de deformación del relleno sobre la tubería sea menor que el del terreno natural situado en los laterales de la zanja. Además es necesario tener en cuenta que cuanto mayor sea la anchura de la zanja más se aproxima a 1 el valor del coeficiente reductor.

5.1.3. Coeficientes reductores

El coeficiente reductor para fuerzas de masa, de acuerdo con la teoría del silo, en una zanja de cajeros verticales viene dado por:

$$x = \frac{1 - e^{-2\frac{h}{b}K_1 \tan(\delta)}}{2\frac{h}{b}K_1 \tan(\delta)} \quad (29)$$

y el coeficiente reductor para sobrecarga uniforme, también en una zanja de paredes verticales, viene dado por:

$$x_0 = e^{-2\frac{h}{b}K_1 \tan(\delta)} \quad (30)$$

siendo:

h : Profundidad de la sección horizontal considerada.

b : Anchura de la zanja.

K_1 : Coeficiente de empuje (razón entre la tensión vertical y la horizontal en el terreno) calculado según lo expuesto en la sección 5.1.4.

δ : Ángulo de rozamiento del relleno con las paredes de la zanja calculado según lo expuesto en la sección 5.1.5.

Cuando los cajeros de la zanja no son verticales deben corregirse los coeficientes reductores de acuerdo con lo especificado en la sección 5.1.6.

Tipo de relleno	K_1	δ
A1	0.5	$\frac{2}{3}\phi'$
A2	0.5	$\frac{1}{3}\phi'$
A3	0.5	0
A4	0.5	ϕ'

Cuadro 10: Valores de K_1 y δ

5.1.4. Coeficiente de empuje K_1

El valor de cálculo del coeficiente de empuje de las expresiones 27 y 28, según la especificación ATV, puede obtenerse de la tabla 10 a partir de la clasificación del relleno dada en la sección 3.1 de la página 9.

5.1.5. Ángulo de rozamiento δ

El valor de cálculo del ángulo de rozamiento del relleno con las paredes de la zanja de las expresiones 27 y 28, según la especificación ATV, puede obtenerse de la tabla 10 a partir de la clasificación del relleno dada en la sección 3.1 de la página 9.

5.1.6. Forma de la zanja

Para introducir la influencia de la forma de la zanja en las tensiones verticales proporcionadas por la teoría del silo la norma ATV distingue los siguientes casos.

Zanja de paredes verticales En este caso las expresiones de los coeficientes reductores son las 29 y 30 proporcionadas en la sección 5.1.3.

Zanja con talud β Si la zanja tiene cajeros inclinados, que forman un talud de ángulo β con la horizontal, el coeficiente reductor x_β se obtiene por interpolación lineal mediante la siguiente expresión:

$$x_\beta = 1 - \frac{\beta}{90} + x \frac{\beta}{90} \quad (31)$$

siendo:

x_β : Coeficiente reductor x ó x_0 para las expresiones 27 y 28.

β : Ángulo del talud de los cajeros expresado en grados sexagesimales.

x : Coeficiente reductor dado por la expresión 29 o 30.

Zanja asimétrica La tensión vertical se calcula en este caso como el promedio de dos casos de carga correspondientes a los perfiles de zanja a la derecha y a la izquierda del eje del tubo (Ver apartado 5.2.1.3.3 de la ATV y página 290 de la referencia [7]).

5.2. Tensión vertical bajo carga de tráfico

La tensión vertical debida a una carga concentrada que actúa en superficie se calcula como una función de la altura del relleno y el diámetro de la tubería de acuerdo con la siguiente expresión aproximada:

$$p = a_F \cdot p_F \quad (32)$$

Vehículo estándar	$F_A(kN)$	$F_E(kN)$	$r_A(m)$	$r_E(m)$
SLW60	100	500	0.25	1.82
SLW30	50	250	0.18	1.82
LKW12	40	80	0.15	2.26

Cuadro 11: Cargas y radios auxiliares para la carga de tráfico

siendo:

a_F : Factor de corrección, dado por la expresión 33.

p_F : Tensión introducida por la carga, dada por la expresión 34.

5.2.1. Factor de corrección a_F

El factor de corrección a_F introduce en el cálculo el hecho de la dispersión de la presión por encima de la sección transversal y de la longitud portadora de carga del tubo, allí donde el recubrimiento es somero. Esta aproximación está basada en una dispersión de la presión con la profundidad, con una inclinación 2:1.

$$a_F = 1 - \frac{0,9}{0,9 + \frac{4h^2+h^6}{1,1d_m^{2/3}}} \quad (33)$$

La expresión 33 es válida siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- $h \geq 0,5m$
- $d_m \leq 5,0m$

siendo:

h : Profundidad a la que se calcula la tensión, **expresada en metros**.

d_m : Diámetro medio de la tubería, **expresado en metros**, dado por la expresión 35

5.2.2. Tensión de Boussinesq p_F

La presión p_F es una aproximación a la tensión máxima de Boussinesq asociada con las cargas de rueda y áreas de contacto especificadas en la norma DIN 1072.

$$p_F = \frac{F_A}{r_A^2 \cdot \pi} \left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_A}{h}\right)^2}\right)^{3/2}\right) + \frac{3 \cdot F_E}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_E}{h}\right)^2}\right)^{5/2} \quad (34)$$

siendo:

F_A : Carga auxiliar que depende del tipo de vehículo dada por la tabla 11.

F_E : Carga auxiliar que depende del tipo de vehículo dada por la tabla 11.

r_A : Radio auxiliar que depende del tipo de vehículo dada por la tabla 11.

r_E : Radio auxiliar que depende del tipo de vehículo dada por la tabla 11.

h : Profundidad a la que se calcula la tensión.

Vehículo estándar	f_i
SLW60	1.2
SLW30	1.4
LKW12	1.5

Cuadro 12: Coeficientes de impacto para cargas de tráfico de carretera según DIN 4033

$$d_m = \frac{d_e + d_i}{2} \quad (35)$$

siendo:

d_m : Diámetro medio de la tubería.

d_i : Diámetro interior de la tubería.

d_e : Diámetro exterior de la tubería.

5.2.3. Fatiga

Con el fin de verificar la resistencia a la fatiga (ver sección 8.7), los esfuerzos o presiones verticales del suelo debidos a sobrecargas pueden ser calculados dando por supuesta una cobertura adicional de 0.3 m. Esto tiene en cuenta el hecho de que, allí donde tienen lugar ciclos frecuentes de carga, existe siempre una vía permanente con propiedades de distribución de carga más favorables.

5.2.4. Efectos dinámicos. Coeficiente de impacto

Para introducir en el cálculo los efectos dinámicos de las cargas de tráfico, las tensiones resultantes de aplicar la expresión 32 deben ser multiplicadas por un coeficiente de impacto f_i .

$$p_v = f_i \cdot p \quad (36)$$

siendo:

p : Valor de la presión obtenido de la expresión 32.

f_i : Coeficiente de impacto.

p_v : Valor de cálculo de la presión debida a la carga de tráfico.

El valor del coeficiente de impacto puede tomarse de la tabla 12

5.3. Tensión vertical bajo cargas de tráfico ferroviario

El procedimiento para determinar las presiones debidas a las cargas del tráfico ferroviario se dan en la sección 5.2.2.2 de la norma ATV.

5.4. Tensión vertical bajo cargas de tráfico aéreo

El procedimiento para determinar las presiones debidas a las cargas del tráfico aéreo se dan en la sección 5.2.2.3 de la norma ATV.

5.5. Tensión vertical bajo cargas concentradas

Un valor aproximado del efecto de las cargas de superficie concentradas puede determinarse como sigue:

5.5.1. Área dentro de un cono de presión 2V:1H

Para los puntos situados dentro de este área se calcula la tensión vertical media dividiendo la carga total aplicada por la superficie horizontal limitada por el cono de presión.

5.5.2. Área dentro de un cono de presión 1V:1H y fuera (total o parcialmente) de un cono de de presión 2V:1H

Para los puntos de éste área se calcula la tensión vertical media dividiendo la carga total aplicada por la superficie horizontal limitada por el cono de presión 1V:1H.

5.5.3. Área fuera del cono de presión 1V:1H

En este caso la presión se supondrá nula.

5.6. Redistribución de presiones

Como resultado de la diferente capacidad de deformación de la tubería y el relleno, de acuerdo con lo expuesto en 2.1.2 en la página 5, las tensiones medias calculadas de acuerdo con lo especificado en las secciones 5.1 a 5.5 sufren una redistribución.

La cuantía de esta redistribución se introduce en el cálculo mediante los coeficientes de concentración λ_R para la tensión sobre la tubería y λ_B para la tensión sobre el relleno adyacente.

5.6.1. Factores de concentración

Para el cálculo de los coeficientes de concentración, se parte del cálculo del *factor máximo de concentración* λ_{max} para el que se considera un tubo infinitamente rígido en un suelo flojo.

factor máximo de concentración λ_{max} Para el cálculo de dicho factor se emplea la expresión:

$$\lambda_{max} = \frac{\frac{h}{d_e}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{E_4}{E_1 \cdot (a' - 0,25)}} + \left(\frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{E_1 \cdot (a' - 0,25)} \right) \cdot \frac{h}{d_e} \quad (37)$$

siendo:

h : Profundidad de la generatriz superior de la zanja.

d_e : Diámetro exterior del tubo.

a' : Proyección relativa efectiva, definida en la sección 3.2.3 de la página 14.

E_1 :Módulo de deformación del relleno sobre la generatriz superior de la tubería (ver sección 3.2.1 en la página 12).

E_4 :Módulo de deformación del relleno bajo la cama de la tubería (ver sección 3.2.1 en la página 12).

Factores de concentración λ_R y λ_B

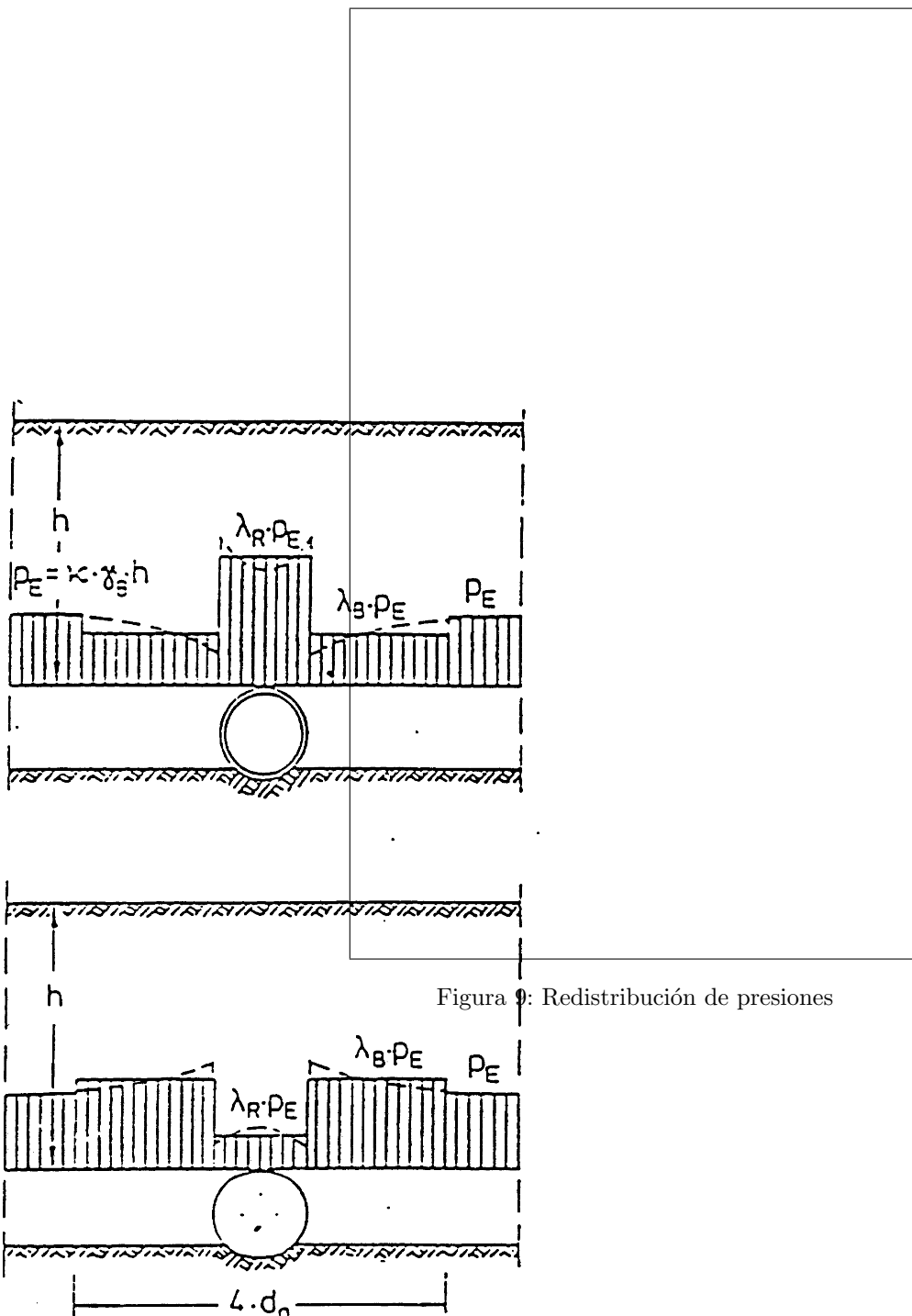


Figura 9: Redistribución de presiones

Factor de concentración λ_R El factor de concentración λ_R depende del valor de λ_{max} , del coeficiente de rigidez V_S (ver sección 3.2.12 de la página 18), de la proyección relativa efectiva a' (ver sección 3.2.3 de la página 14) y del coeficiente de empuje K_2 (ver sección 3.2.2 de la página 13). La expresión a emplear para su cálculo es la siguiente ⁴ :

$$\lambda_R = \min\left(\frac{\lambda_{max} \cdot V_S + a' \cdot \frac{4K_2}{3} \cdot \frac{\lambda_{max}-1}{a'-0,25}}{V_S + a' \cdot \frac{3+K_2}{3} \cdot \frac{\lambda_{max}-1}{a'-0,25}}, 4\right) \quad (38)$$

siendo:

λ_{max} : Factor de concentración máximo λ_{max} dado por la expresión 37.

a' : Proyección relativa efectiva, definida en la sección 3.2.3 de la página 14.

V_S : Coeficiente de rigidez (ver sección 3.2.12 de la página 18).

K_2 : Coeficiente de empuje (ver sección 3.2.2 de la página 13).

Factor de concentración λ_B El factor de concentración λ_B (ver figura 9 de la página 29) se obtiene a partir de la distribución de tensiones idealizada y de consideraciones de equilibrio, mediante la expresión:

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (39)$$

El motivo de que en la expresión 38 el valor mínimo de λ_R sea 4 es evitar que puedan obtenerse valores negativos de λ_B .

5.6.2. Influencia de la anchura de la zanja

De acuerdo con la figura 9, la redistribución de tensiones se extiende a lo ancho de una franja de extensión $4 \cdot d_a$. Para obtener el factor de concentración de tensiones en zanjas cuya anchura es inferior a esta dimensión, se emplea la expresión (válida para $1 \leq b/d_a \leq 4$):

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_e} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (40)$$

siendo:

b : Anchura de la zanja.

d_e : Diámetro exterior del tubo.

λ_R : Factor de concentración que resulta de aplicar la expresión 38.

Si la zanja es suficientemente ancha ($b/d_a > 4$) se aplicará la expresión 38.

El factor de concentración λ_B es independiente de la anchura de la zanja.

5.6.3. Influencia de la resistencia a cortante del suelo

El valor del factor de concentración λ_{RG} resulta limitado superior e inferiormente por la resistencia a cortante del suelo.

⁴Cuando la anchura de la zanja es inferior al cuadruplo del diámetro de la tubería deberá aplicarse lo especificado en la sección 5.6.2

Cota superior λ_{fo} La cota superior para λ_{RG} que se denota por λ_{fo} , se obtiene de forma aproximada mediante las expresiones:

- $\lambda_{fo} = 4,0 - 0,15h$ si $h \leq 10m$.
- $\lambda_{fo} = 2,5$ si $h \geq 10m$.

en las que:

h : Profundidad de la generatriz superior de la zanja, **expresada en metros**.

λ_{fo} : Cota superior del factor de concentración λ_{RG} .

Cota superior λ_{fu} El valor de la cota inferior, que puede ser determinante en el caso de tuberías flexibles o tuberías cubiertas por una capa deformable y que se denota por λ_{fu} , se calcula de acuerdo con la teoría del silo. Para ello en la ecuación 29 de la página 24 se sustituye x por λ_{fu} , b se sustituye por d_e (o por b_D en el caso de capa deformable) y los valores de K_1 y δ se toman de la tabla 10 de la página 25 con el tipo de relleno A4.

Influencia en el valor de cálculo de λ_B Si el valor de λ_{RG} resulta de las acotaciones impuestas por λ_{fo} ó λ_{fu} el valor de λ_B a adoptar en el cálculo es:

$$\lambda_B = \frac{b/d_e - \lambda_{fo,fu}}{b/d_e - 1} \quad (41)$$

siendo:

b : Anchura de la zanja.

d_e : Diámetro exterior del tubo.

$\lambda_{fo,fu}$: Valor de λ_{fo} ó λ_{fu} que ha resultado ser una cota para λ_{RG} .

si el valor de λ_{RG} no ha resultado de las acotaciones impuestas por la resistencia a cortante del suelo, el valor de λ_B se obtiene a partir de la expresión 39 de la página 30.

6. Distribución de presiones en la tubería

En el apartado que se desarrolla a continuación se especifica el modo de calcular las presiones que actúan sobre el tubo como resultado de las que actúan sobre el plano de coronación del mismo calculadas en el apartado anterior. Estas presiones se consideran descompuestas del siguiente modo:

1. Carga uniforme vertical q_v sobre el tubo
2. Carga uniforme lateral q_h sobre el tubo debida a la presión vertical sobre el relleno lateral (ver figura 10 en la página 33).
3. Reacción del terreno lateral q_h^* debida al empuje pasivo movilizado en el relleno lateral por la deformación del tubo.

La distribución de presiones en torno a la tubería depende de la forma del soporte, del relleno y del comportamiento elástico de la tubería.

La distribución de la sobrecarga se supone independiente del tipo de instalación, su dirección se supone dirigida según la vertical y su distribución rectangular.

6.1. Reacción del soporte

La reacción del soporte según las condiciones de encamado es la que se da en las figuras 3 de la página 11, 4 de la página 11 y 5 de la página 11.

6.2. Carga vertical total q_v

La carga vertical total sobre la tubería vendrá dada por:

$$q_v = \lambda_{RG}(p_T + p_{SC}) + p_v \quad (42)$$

siendo:

p_T : Carga de tierras, determinada según la expresión 27 de la página 23.

p_{SC} : Resultante de las sobrecargas uniformes sobre el terreno, calculadas de acuerdo con la expresión 28 de la página 24..

p_v : Resultante de las cargas concentradas, calculadas de acuerdo con lo especificado en los apartados 5.2 a 5.5.

6.3. Presiones laterales q_h y q_h^*

Las presiones laterales sobre la tubería consisten en una componente q_h que resulta de la carga vertical de tierras, y en una reacción del terreno lateral q_h^* que resulta de la deformación de la tubería (ver figura 10).

6.3.1. Presión lateral q_h

La presión lateral debida a la carga vertical de tierras (para el caso de encamado II, actúa solamente por encima del soporte (ver figura 10)) depende de la presión vertical sobre el suelo adyacente a la tubería y se obtiene aplicando la expresión:

$$q_h = K_2 \cdot (\lambda_B \cdot p_\epsilon + \gamma_s \cdot \frac{d_e}{2}) \quad (43)$$

siendo:

K_2 : Coeficiente de empuje obtenido de acuerdo con lo especificado en la sección 3.2.2 de la página 13.

λ_B : Factor de concentración calculado según la expresión 39 de la página 30 o en su caso según la expresión 41 de la página 31.

p_ϵ : Tensión vertical media calculada según la expresión 27 de la página 23.

γ_s : Peso específico de las tierras situadas por encima de la tubería.

d_e : Diámetro exterior de la tubería.

Para pequeñas alturas de tierra sobre la tubería, en relación con su diámetro, puede calcularse suponiendo una ley trapezoidal con la presión aumentando con la profundidad.

PROYECTO: PROCEDIMIENTO

TÍTULO: COMPROBACIÓN TUBERÍAS ENTERRADAS.

APARTADO: 6 *DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN LA TUBERÍA*

PÁGINA: 33 de 41

FECHA: 25 de febrero de 2008

REVISIÓN: 0.1

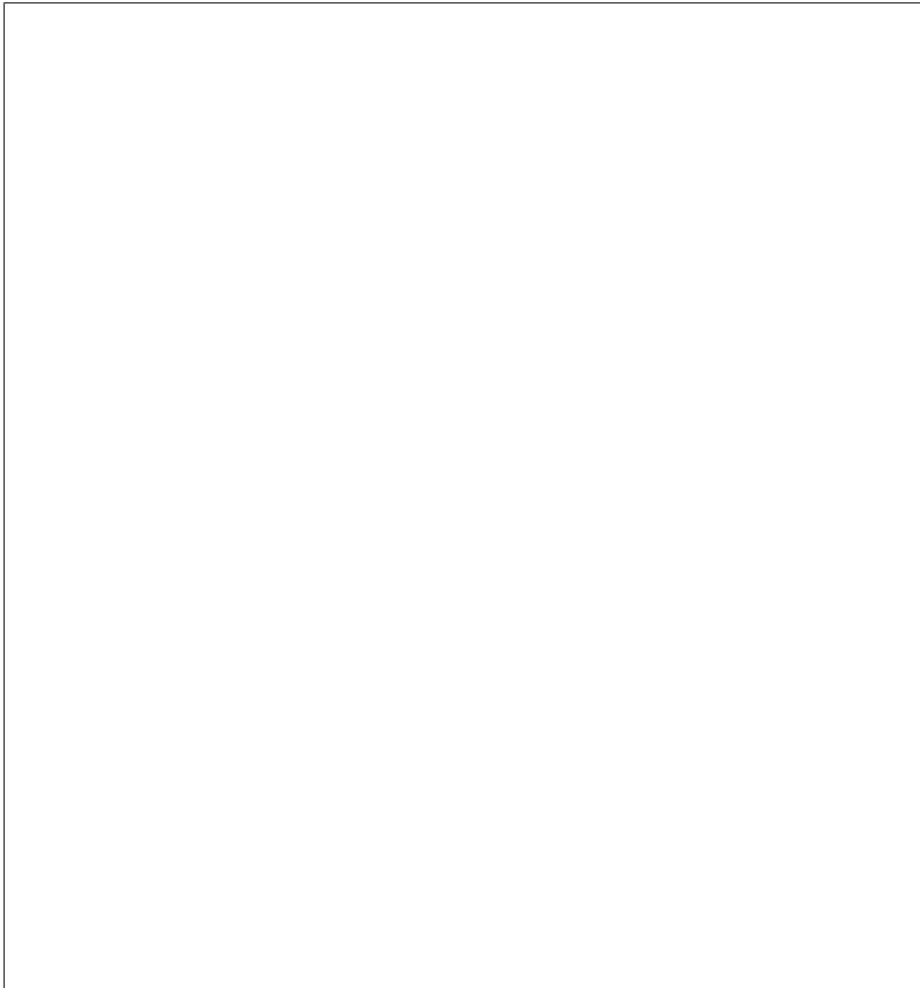
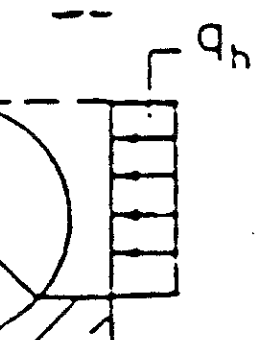


Figura 10: Presiones laterales sobre la tubería



6.3.2. Reacción lateral q_h^*

La presión lateral de reacción del relleno a la deformación de la tubería representa el empuje pasivo del relleno sobre el tubo y se formula con una ley parabólica con ángulo comprendido igual a 120° . En la determinación de esta carga horizontal, no deben considerarse las que pudieran introducir las cargas de tráfico.

Cuando la rigidez del sistema V_{RB} definida en la sección 3.2.8 de la página 17 es superior a la unidad, el valor de q_h^* es nulo.

$$q_h^* = (q_v - q_h) \cdot K^* \quad (44)$$

siendo:

q_v : Valor de la presión vertical obtenido de la expresión 42 de la página 32, sin considerar las cargas de tráfico.

q_h : Valor de la presión lateral debida a la carga vertical obtenido de la expresión 43.

K^* : Coeficiente de empuje obtenido de la expresión 20 de la página 18.

7. Esfuerzos, tensiones, deformaciones y movimientos de la pared del tubo

En esta sección se proporcionan los métodos necesarios para calcular los esfuerzos y tensiones que actúan en la pared del tubo como consecuencia de las siguientes cargas:

- Carga vertical total q_v sobre el tubo definida en 6.2.
- Carga lateral q_h sobre el tubo definida en 6.3.1.
- Reacción del relleno lateral q_h^* definida en 6.3.2.
- Peso propio del tubo.
- Peso del fluido contenido por el tubo.
- Presiones normales a la pared del tubo (presión interior y subpresión).

7.1. Axiles y momentos flectores

Los momentos flectores y los axiles que actúan en la pared de la tubería debido a las cargas sobre la misma, se determinan a partir de la distribución de presiones que producen que se calcula de acuerdo con lo especificado en los puntos anteriores. Los esfuerzos cortantes pueden despreciarse. Las expresiones de los momentos flectores y axiles debidos a cada una de estas presiones son las siguientes:

7.1.1. Esfuerzos debidos a la carga vertical total q_v

$$M_{qv} = m_{qv} \cdot q_v \cdot r_m^2 \quad (45)$$

$$N_{qv} = n_{qv} \cdot q_v \cdot r_m \quad (46)$$

7.1.2. Esfuerzos debidos a la carga lateral q_h

$$M_{qh} = m_{qh} \cdot q_h \cdot r_m^2 \quad (47)$$

$$N_{qh} = n_{qh} \cdot q_h \cdot r_m \quad (48)$$

7.1.3. Esfuerzos debidos a la reacción lateral q_h^*

$$M_{qh}^* = m_{qh}^* \cdot q_h^* \cdot r_m^2 \quad (49)$$

$$N_{qh}^* = n_{qh}^* \cdot q_h^* \cdot r_m \quad (50)$$

7.1.4. Esfuerzos debidos al peso propio

$$M_g = m_g \cdot \gamma_R \cdot t \cdot r_m^2 \quad (51)$$

$$N_g = n_g \cdot \gamma_R \cdot t \cdot r_m \quad (52)$$

7.1.5. Esfuerzos debidos al peso del agua

$$M_w = m_w \cdot \gamma_w \cdot r_m^3 \quad (53)$$

$$N_w = n_w \cdot \gamma_w \cdot r_m^2 \quad (54)$$

7.1.6. Esfuerzos debidos a la presión interior y a la subpresión

$$M_{pw} = (p_i - p_a) r_i \cdot r_a \left(\frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \frac{r_a}{r_i} \right) \quad (55)$$

$$N_{pw} = p_i \cdot r_i - p_a \cdot r_a \quad (56)$$

7.2. Tensiones

Una vez calculados los esfuerzos de acuerdo con la sección 7.1, las tensiones se calculan como

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \alpha_k \quad (57)$$

El factor de corrección α_k se introduce para tener en cuenta el efecto de la curvatura de las fibras interior:

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{s}{3r_m} = \frac{3 \cdot d_i + 5 \cdot s}{3 \cdot d_i + 3 \cdot s} \quad (58)$$

y exterior:

$$\alpha_{ke} = 1 - \frac{s}{3r_m} = \frac{3 \cdot d_i + s}{3 \cdot d_i + 3 \cdot s} \quad (59)$$

7.3. Deformaciones

Conocidas las tensiones, calculamos las deformaciones correspondientes mediante la expresión:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (60)$$

7.4. Ovalamiento

7.4.1. Variación del diámetro vertical del tubo

El cambio en el diámetro vertical del tubo, producido por los esfuerzos en la tubería se calcula mediante:

$$\Delta d_v = c_v^* \cdot \frac{q_v - q_h}{S_R} \cdot 2 \cdot r_m \quad (61)$$

siendo:

c_v^* : Coeficiente de deformación vertical, definido en la sección 3.2.11 de la página 18.

q_v : Carga vertical total sobre la tubería definida en la sección 6.2 de la página 32.

q_h : Carga horizontal debida al peso del relleno sobre el terreno lateral definida en la sección 6.3.1 de la página 32.

S_R : Rigidez de la tubería, calculada de acuerdo con la expresión 6 de la página 7.

r_m : Radio medio del tubo.

El cálculo de movimientos empleando el módulo de deformación de acuerdo con lo especificado en la sección 3.2.1 de la página 12 proporciona valores medios. En aras de obtener las mayores deformaciones que puedan producirse resultado de inevitables dispersiones de las propiedades del suelo o terreno, a los efectos de cálculo del estado límite de deformaciones (ver sección 8.5 en la página 40), debe rebajarse el valor de E_2 , a los 2/3 del valor calculado a partir de la expresión 10 de la página 13.

Los efectos de fluencia son tenidos en cuenta en el caso de rellenos o terrenos clasificados como OU, OT y OH del grupo G4, reduciendo a la mitad los valores calculados para E_2 y E_3 .

7.4.2. Deformación relativa

La deformación relativa del diámetro vertical en tanto por ciento será:

$$\delta_v = \frac{\Delta d_v}{2 \cdot r_m} \cdot 100 \quad (62)$$

siendo:

Δd_v : Cambio en el diámetro vertical del tubo, calculado mediante la expresión 61.

r_m : Radio medio del tubo.

7.5. Carga total sobre la tubería F_{tot}

Este parámetro se emplea en la comprobación del estado límite de carga admisible de carga (ver sección 8.4 en la página 39) para tubos cuya resistencia mecánica está garantizada por el fabricante.

La carga total sobre la tubería puede determinarse mediante la expresión 63 admitiendo las siguientes simplificaciones:

- Se desprecia el peso propio del tubo.
- Se desprecia el llenado de agua.
- Se desprecia la presión lateral.

$$F_{tot} = q_v \cdot d_e \quad (63)$$

siendo:

d_e : Diámetro exterior de la tubería.

q_v : Presión vertical total sobre la tubería (determinada según lo especificado en 6.2 en la página 32).

7.6. Carga vertical total crítica $q_{v,krit}$

La carga vertical total crítica que produce la inestabilidad de la tubería $q_{v,krit}$ se determina de acuerdo con la expresión:

$$q_{v,krit} = 2\sqrt{S_R \cdot S_{Bh}} \quad (64)$$

siendo:

S_R : Rigidez de la tubería, determinada según la expresión 6 de la página 7.

S_{Bh} : Rigidez horizontal del suelo que envuelve la tubería, calculada según lo especificado en la sección 3.2.5 de la página 16.

7.7. Presión exterior crítica $p_{a,krit}$

La presión exterior que produce la inestabilidad de la tubería viene dada por la expresión:

$$p_{a,krit} = \alpha_D \cdot S_R \quad (65)$$

siendo:

α_D : Coeficiente de penetración instantánea, definido en la sección 3.2.9 de la página 3.2.9.

S_R : Rigidez de la tubería, determinada según la expresión 6 de la página 7.

8. Estados límite

Para cada una de las acciones a las que está sometida la tubería se calcularán:

- Tensiones en la pared del tubo, de acuerdo con lo especificado en la sección 7.2 de la página 35.
- Deformaciones en la pared del tubo, de acuerdo con lo especificado en la sección 7.3 de la página 36.
- Deformación (ovalamiento) del tubo de acuerdo con lo especificado en la sección 7.4 de la página 36.
- Carga vertical total de acuerdo con lo especificado en la sección 6.2 de la página 32.

8.1. Combinación de acciones

Calculadas las tensiones anteriores deberán plantearse las combinaciones de acciones que pueden actuar sobre la tubería. Para cada combinación se obtendrán los valores de:

- Tensiones en la pared del tubo.
- Deformaciones en la pared del tubo.
- Ovalamiento del tubo.

Mediante la suma algebraica de las correspondientes a cada una de las acciones que forman la combinación.

Para cada una de estas combinaciones se comprobarán los estados límite siguientes:

- Estado límite de tensiones.
- Estado límite de deformaciones.
- Estado límite de ovalamiento.
- Estado límite de estabilidad.
- Estado límite de sustentación de carga (sólo en el caso de tubos de resistencia mecánica especificada por el fabricante).
- Estado límite de fatiga.

8.2. Seguridad según la importancia de la tubería

La norma ATV distingue a efectos de seguridad dos clases de estructuras:

- Estructuras de normal importancia (clase A), cuya rotura comporta los siguientes efectos:
 - Riesgo de contaminación de aguas subterráneas.
 - Interrupción de servicios importantes.
 - Importantes pérdidas económicas.
- Estructuras de menor importancia (clase B), cuya rotura comporta los siguientes efectos:
 - No existe riesgo de contaminación de aguas subterráneas.
 - Los servicios interrumpidos por la rotura son de menor importancia.
 - Pérdidas económicas escasas.

8.3. Estado límite de rotura

8.3.1. Estado límite de tensiones

Las tensiones máximas en la pared de la tubería para cada una de las combinaciones de acciones sobre la tubería se comparan con la tensión admisible para el material. El cociente de ambas magnitudes es el coeficiente de seguridad en este estado límite.

Material del tubo	γ	
	clase A	clase B
Asbesto cemento	2.2	1.8
Hormigón en masa	2.2	1.8
Cerámica	2.2	1.8
Hormigón armado	1.75	1.4
Polietileno de alta densidad (PEAD)	2.5	2.0
Cloruro de polivinilo (PVC)	2.5	2.0
Acero	1.5	1.3
Fundición	1.5	1.3
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)	2.0	1.75

Cuadro 13: Coeficientes de seguridad a rotura

Coeficiente de seguridad en tensiones

$$\gamma_{\sigma} = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{m\acute{a}x}} \quad (66)$$

siendo:

σ_{adm} : Tensión máxima admisible en el material de la tubería.

$\sigma_{m\acute{a}x}$: Tensión máxima calculada en la pared de la tubería.

Los valores del coeficiente de seguridad en tensiones a adoptar en cada caso se dan en la tabla 13.

8.3.2. Estado límite de deformaciones

Las deformaciones máximas en la pared de la tubería para cada una de las hipótesis de cálculo de la tubería se comparan con las deformaciones admisibles para el material. El cociente de ambas magnitudes es el coeficiente de seguridad en este estado límite.

Coeficiente de seguridad en deformaciones

$$\gamma_{\epsilon} = \frac{\epsilon_{adm}}{\epsilon_{m\acute{a}x}} \quad (67)$$

siendo:

ϵ_{adm} : Deformación máxima admisible en el material de la tubería.

$\epsilon_{m\acute{a}x}$: Deformación máxima calculada en la pared de la tubería.

Los valores del coeficiente de seguridad en deformaciones a adoptar en cada caso se dan en la tabla 13.

8.4. Estado límite de carga admisible

Para tubos con una carga de aplastamiento definida F_N , el coeficiente de seguridad existente puede determinarse mediante la expresión:

$$\gamma_{sc} = \frac{F_N}{F_{tot}} \cdot EZ \quad (68)$$

siendo:

F_N : Resistencia mecánica del tubo.

F_{tot} : Carga total sobre la tubería según lo especificado en 7.5 en la página 36.

EZ : Factor de encamado según lo especificado en 3.2.6 en la página 16.

8.5. Estado límite de ovalamiento

En el caso de tubos flexibles, el cambio experimentado por el diámetro vertical del tubo definido por la expresión:

$$\delta_v = \frac{d_{ini} - d_{fin}}{d_{ini}} \quad (69)$$

siendo:

d_{ini} : Diámetro del tubo sin cargar.

d_{fin} : Diámetro del tubo bajo carga.

se calcula según lo especificado en la sección 62 de la página 36 y ha de ser comparado con el valor admisible que es de 0.06 (6%) en el caso general y de 0.02 (2%) cuando la tubería está situada bajo líneas de ferrocarril.

El valor de las deformaciones correspondiente al corto plazo, que sirve para la comprobación inmediatamente después del montaje, se calcula sin la carga de tráfico.

8.6. Estado límite de estabilidad

El estado límite de estabilidad se plantea para comprobar el coeficiente de seguridad entre la carga crítica que produce la inestabilidad de la pared de la tubería y la carga que realmente actúa sobre la misma. La inestabilidad se producirá cuando las tensiones en la pared de la tubería son de compresión.

8.6.1. Estado límite de estabilidad bajo carga vertical total

El coeficiente de seguridad frente a la inestabilidad producida por la carga vertical total, viene dado por:

$$\gamma = \frac{q_{v,krit}}{q_v} \quad (70)$$

siendo:

$q_{v,krit}$: Carga vertical total crítica, definida en la sección 7.6 de la página 37.

q_v : Carga vertical total en la combinación objeto de estudio, definida en la sección 6.2 de la página 32.

8.6.2. Estado límite de estabilidad bajo presión exterior

El coeficiente de seguridad frente a la inestabilidad producida por la presión exterior, viene dado por:

$$\gamma = \frac{p_{a,krit}}{p_a} \quad (71)$$

siendo:

$p_{a,krit}$: Presión exterior crítica, definida en la sección 7.7 de la página 37.

p_a : Presión exterior en la combinación objeto de estudio.

8.6.3. Estado límite de estabilidad bajo carga vertical total y presión exterior

El coeficiente de seguridad frente a la actuación conjunta de la carga vertical y la presión exterior, viene dado por:

$$\gamma = \frac{1}{\frac{q_v}{q_{v,krit}} + \frac{p_a}{p_{a,krit}}} \quad (72)$$

siendo:

$q_{v,krit}$: Carga vertical total crítica, definida en la sección 7.6 de la página 37.

q_v : Carga vertical total en la combinación objeto de estudio, definida en la sección 6.2 de la página 32.

$p_{a,krit}$: Presión exterior crítica, definida en la sección 7.7 de la página 37.

p_a : Presión exterior en la combinación objeto de estudio.

Los valores a adoptar para el coeficiente de seguridad frente a inestabilidad son de 2.5 para construcciones de clase A y de 2.0 para construcciones de clase B, independientemente del material del tubo.

8.7. Estado límite de fatiga

El estado límite de fatiga debe considerarse cuando la tubería está situada bajo vías de ferrocarril o en aeropuertos. En el caso de tuberías bajo calzada, sólo es necesaria la comprobación de la tubería a fatiga si su profundidad es menor de 1.5 m.

Las tensiones verticales sobre tuberías bajo calzada pueden calcularse suponiendo el espesor del relleno sobre la tubería incrementado en 0.3 metros. Esto introduce en el cálculo el hecho de que la buena calidad de la calzada produce una mejor distribución de las tensiones.

Para la seguridad contra el fallo, a demostrar en el caso de que las cargas estáticas no sean predominantes, únicamente pueden emplearse tubos en los cuales la amplitud ϵ haya sido estandarizada o haya sido determinada por un Laboratorio aprobado oficialmente.

Referencias

- [1] Ramiro Rodríguez - Borlado *Prontuario de estructuras metálicas* MOPU Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. ISBN 84-7790-010-8.
- [2] J.A. Jiménez Salas, J.L. de Justo Alpañés *Geotecnia y Cimientos I. Propiedades de los suelos y de las rocas* Editorial Rueda. ISBN 84-7207-008-5.
- [3] Carlos Oteo Mazo et al. *Mecánica del suelo y cimentaciones. Unidad didáctica 3* Fundación Escuela de la Edificación. ISBN 84-86957-32-X (ISBN 84-86957-62-1 Obra completa).
- [4] Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV) *Guideline for the statical analysis of sewage channels and pipelines, 2. Edition 1988* Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV).
- [5] American Water Works Association (AWWA) *AWWA manual M11* American Water Works Association (AWWA).
- [6] Jose María Mayol Mallorquí. *"TUBERIAS" Tomo 1.* Bellisco. ISBN 85.198.70-0 (ISBN 85.198.71-9 Obra completa).
- [7] Departamentos técnicos de Uralita, S.A. *"MANUAL GENERAL URALITA, Tomo II: Obra Civil.* Paraninfo. ISBN 84.283.1445-4 (ISBN 84.283.1443-8 Obra completa).
- [8] Siderúrgica de Tubo Soldado, S.A. *"Manual de cálculo de tuberías con soldadura helicoidal.*