

# ANALISIS SISMICO DE CONDUCTOS SUBTERRANEOS (\*)

por GERMAN LABRADOR TOQUERO  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Intecsa

La necesidad de profundizar en el estudio del comportamiento de estructuras especialmente delicadas, en sí mismas o por su función —de las que ejemplo singular son las que integran una instalación nuclear— supone que, con el tiempo, se vayan iluminando campos en sombra. Uno de ellos es el que da título al presente trabajo, cuyo objetivo es el de recoger y ordenar criterios relativos al tema que se encuentran dispersos en la literatura técnica, principalmente norteamericana, con el ánimo de que puedan ser útiles a los profesionales españoles.

## INTRODUCCION

El análisis sísmico de conductos subterráneos se funda en la hipótesis básica, verificada, por diversos investigadores (ref. 1, 2, 3, 4 y 5), de suponer que el conducto y el terreno circundante se mueven solidariamente, lo que implica igualdad de deformaciones entre el conducto y el terreno.

La formulación del problema es sencilla. Establecidos (ref. 6) los valores máximos de la deformación axial, tangencial y curvatura de un suelo sometido a la acción de un movimiento sísmico que se propaga en una dirección fija, sin interferencias y en el semiespacio elástico, es inmediato escribir los valores de las tensiones a que una pieza recta, inmersa en el semiespacio y sujeta a deformarse según la hipótesis enunciada, se ve sometida por efecto de una onda que se propaga en dirección de su directriz.

Trabajando con conductos rectilíneos, la consideración de ondas de diversa naturaleza que no se propaguen en la dirección del conducto (ref. 7) no introduce mayores complicaciones en el tratamiento del problema, y el efecto que codos y anclajes introducen pueden asimilarse al que originaría (ref. 8) un corrimiento diferencial de la directriz del conducto supuesto éste apoyado sobre sustentación elástica.

Actualmente el desarrollo teórico del problema no ha avanzado mucho más allá de este punto y el análisis de conductos subterráneos sometido a acciones sísmicas se realiza de acuerdo con la filosofía expuesta.

(\*) Se admiten comentarios del presente artículo, que pueden enviarse a la Redacción antes del 30 de junio próximo.

No se dispone de un método riguroso de análisis del comportamiento dinámico de conductos subterráneos sometido a acciones sísmicas y que considere el efecto de los corrimientos relativos de las estructuras en que, en general, comienza y termina una conducción subterránea. Por ello, el análisis se suele acometer estudiando el comportamiento de los tramos rectilíneos separado del de codos y anclajes a estructuras y superponiendo los efectos en donde fuera oportuno, proceder que se juzga suficientemente aproximado a efectos prácticos. El tratamiento del problema exige determinar en qué modo el suelo influye en el fenómeno, y quizás el punto más delicado del proceso de análisis sea elegir acertadamente los parámetros del terreno. La referencia (9) dedica particular atención a este punto, de capital importancia habida cuenta de lo sensible que pueden ser los resultados a los valores de algunos de estos parámetros.

## EL CONDUCTO RECTILINEO LIBRE

Si se considera una componente de onda que se propaga, sin interferencias, en el semiespacio elástico, un elemento lineal inmerso en el semiespacio y colocado en la dirección de propagación de la onda se encuentra sometido a una deformación máxima, según su eje:

$$\epsilon_{\max} = \frac{V_{\max}}{C} \quad (1)$$

donde  $V_{\max}$  es la velocidad del terreno y  $C$  es la celeridad de la onda.

La deformación máxima por flexión resulta deberse a una componente de onda que se propagará, asimismo, en la dirección del elemento, pero originando un movimiento normal al mismo. La máxima curvatura del elemento deformado viene dada por la expresión:

$$\frac{1}{R} = \frac{a_{\max}}{C^2} \quad (2)$$

donde  $a_{\max}$  es la aceleración del terreno.

Si el elemento lineal considerado tiene un módulo de elasticidad  $E$ , la tensión a que da origen el estado de deformación definido por (1) es:

$$\sigma_{\max} = E \frac{V_{\max}}{C} \quad (3)$$

Y el debido a (2)

$$\sigma_{\max} = E h \frac{a_{\max}}{C^2} \quad (4)$$

## ANÁLISIS SÍSMICO DE CONDUCTOS SUBTERRÁNEOS

siendo  $h$  la distancia media en el plano de la deformación de la fibra neutra a la fibra más alejada.

Estas sencillas expresiones permiten obtener los estados tensionales a que, por efecto de la onda, se ve sometido el repetido elemento lineal. En ellas, los valores  $V_{\max}$  y  $a_{\max}$ , coinciden con los máximos del suelo, y para ellos, mientras no se realicen estudios especiales, podrían adoptarse los valores incluidos en la norma sismoresistente.

La elección del valor más adecuado de la celeridad de la onda es cuestión no dilucidada suficientemente hasta el momento.

El movimiento sísmico puede descomponerse en ondas de dilatación o compresión y ondas de corte, que al llegar a la superficie libre dan origen a ondas superficiales. Cada uno de estos tipos de ondas actúa sobre el terreno y el análisis de un conducto enterrado debería considerar las tensiones causadas por ellos.

Algunos autores han apuntado soluciones que abarcan desde los criterios de Yeh (ref. 7), que considera ondas de diferentes tipos propagándose en una dirección cualquiera, al simplista de Chen (ref. 10), que considera la onda de corte a la hora de determinar la figura del frente de onda, y una ficticia, de celeridad promedio entre las de las ondas de compresión y la de corte, para determinar la deformación axial.

El criterio más simplista sería el de suponer que, a efecto del conducto enterrado, el fenómeno se debe a ondas superficiales. Este criterio puede ser excesivamente conservador si el conducto está situado a cierta profundidad.

El criterio más seguido actualmente es el de trabajar únicamente con ondas de corte. Las tensiones derivadas de las expresiones (3) y (4) pueden combinarse por simple suma, lo que implica suponer simultaneidad de acciones, o por el método de la raíz de la suma de cuadrados.

El parámetro básico, celeridad de las ondas de corte, debe determinarse mediante ensayos del suelo. La celeridad de las ondas superficiales puede relacionarse con la anterior mediante la ley:

$$C_s = C_c (0,167 \nu + 0,876)$$

$C_s$  y  $C_c$ , celeridades de las ondas superficiales y de corte,  $\nu$  Módulo de Poisson.

Dado que, a efectos prácticos, no se precisa gran exactitud en la determinación de este último parámetro, pueden adoptarse (11) para el mismo los valores de 0,5, para suelos saturados, y 0,35, para suelos con bajo contenido de humedad. Para casos intermedios, se puede elegir un valor comprendido entre los dados.

La celeridad de las ondas de dilatación o compresión se relaciona con la de las ondas de corte por la expresión (11)

$$C_D = C_c \sqrt[4]{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}$$

Los resultados que de la aplicación de los principios enunciados pudieran derivarse están afectados por el carácter extremo de las deformaciones impuestas, que son valores máximos. Por ello, con objeto de mantener el problema dentro de términos razonables reales, conviene hacer algunas precisiones:

- a) El medio debe ser físicamente capaz de sufrir la deformación que se considere, pues si existiera rotura del terreno, no podrá hablarse de igualdad de deformaciones entre éste y el conducto.
- b) El proceso de ejecución debe cuidarse de modo que se pueda esperar, con fundamento, que el terreno arrastrará al conducto en caso de sollicitación sísmica. En la práctica, esta condición se traduce en la necesidad de una buena compactación del material de relleno y del control riguroso de las características de este material.
- c) La deformación longitudinal impuesta supone la existencia de un esfuerzo axial sobre el conducto, que se origina por movilización de la fuerza de rozamiento en su periferia. Ello implica la necesidad de que el conducto tenga una longitud mínima, dada por la expresión (7):

$$L_{\min} = \frac{2 A E}{f p} \frac{v_{\max}}{c} \quad (5)$$

donde  $A$  y  $p$  son, respectivamente, la sección recta y el perímetro del conducto y  $f$  es la fuerza unitaria de rozamiento.

Si el conducto tuviera longitud inferior a  $L_m$ , deslizaría respecto al terreno y no se produciría la máxima deformación axial. En este caso, puede adoptarse, para la misma, un valor proporcional a la reducción de longitud.

### Ejemplo

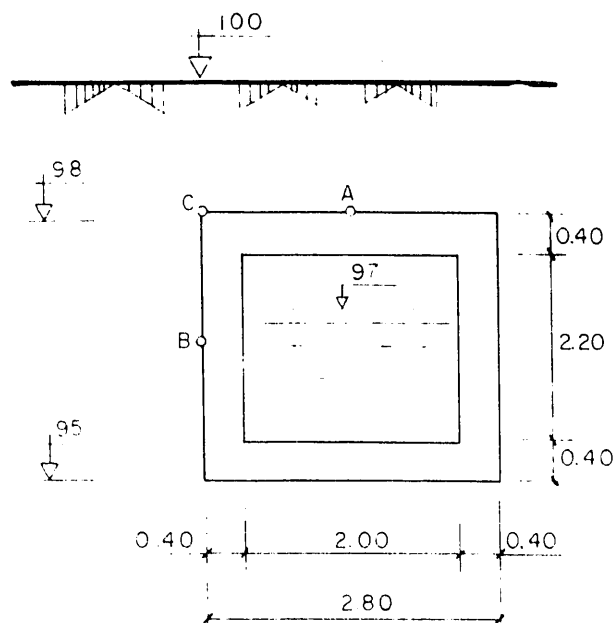
Sea un conducto de hormigón, de las dimensiones indicadas en la figura, enterrado en arena seca. Se supone que la velocidad de las ondas de corte, en el terreno, es de 500 m/s, y que la zona es de intensidad sísmica de grado VII.

#### a) Deformación Longitudinal

$$\epsilon_{\max} = \frac{6}{50.000} = 1,2 \times 10^{-4} \text{ cm/cm}$$

$$\sigma_x = E \epsilon_{\max} = 300.000 \times 1,2 \times 10^{-4} = 36 \text{ Kg/cm}^2$$

## ANÁLISIS SÍSMICO DE CONDUCTOS SUBTERRÁNEOS



La longitud de conducto necesaria para movilizar la fuerza que origina la deformación  $\epsilon_{\max}$  es:

$$L = \frac{2 A E}{f p} \epsilon_{\max}$$

$$A = 2,80 \times 0,40 \times 2 + 2,20 \times 0,40 \times 2 = 4 \text{ m}^2$$

$$E = 300.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 2 (2,8 + 3) = 11,60 \text{ m.}$$

Peso unitario de tierras sobre el dintel

$$N_1 = 2 \times 1,8 = 3,6 \text{ T/m}^2$$

Reacción unitaria del terreno (supuesta uniforme)

$$N_2 = \frac{1}{2,80} (3,6 \times 2,80 + 2 \times 2 + 4 \times 2,4) = 8,45 \text{ T/m}^2$$

Empuje unitario medio de tierras sobre las paredes

$$N_3 = l \gamma h = 0,33 \times 1,8 \times 3,5 = 2,1 \text{ T/m}^2$$

La presión media sobre la periferia del conducto es:

$$N = \frac{2,6 \times 2,8 + 8,45 \times 2,8 + 2 \times 2,1 \times 3}{11,60} = 4 \text{ T/m}^2$$

Supuesto un coeficiente de rozamiento de 0,5 la longitud mínima es:

$$L = \frac{2 \times 4 \times 3 \times 10^6}{11,60 \times 0,5 \times 4} \times 1,2 \times 10^{-4} = 125 \text{ m}$$

Si adoptando un criterio conservador, se trabaja con ondas Rayleigh, la tensión obtenida se incrementaría en la relación

$$\frac{C_c}{C_s} = \frac{1}{0,167 \nu + 0,876} = \frac{1}{0,167 \times 0,35 + 0,876} = 1,07$$

### b) Deformación Transversal

La curvatura máxima será:

$$\frac{1}{R_{\max}} = \frac{75,4}{(50.000)^2} = 3 \times 10^{-8} \text{ cm}^{-1}$$

La tensión máxima será:

$$\sigma_A = \sigma_B = 300.000 \times 3 \times 10^{-8} = 0,009 \text{ Kg/cm}^2$$

Muy inferior, como se ve, a la tensión por deformación axial.

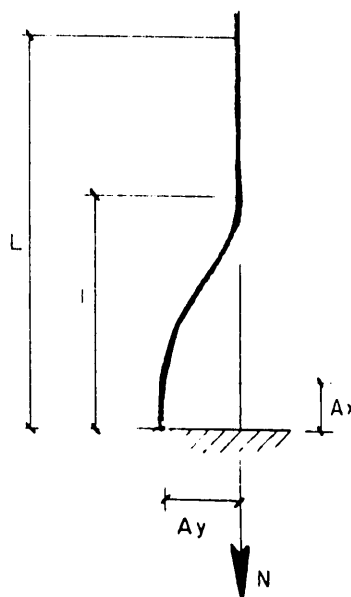
La tensión de cálculo sería:

$$\sigma_{TA} \approx \sigma_{TB} = \sqrt{36^2 + 0,009^2} \approx 36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{TC} = \sqrt{36^2 + 0,009^2 + 0,009^2} \approx 36 \text{ Kg/cm}^2$$

### EFFECTO DE LOS ANCLAJES

Un conducto anclado rigidamente a una edificación que, por efecto del sismo, tiene movimientos relativos respecto al terreno, se encuentra sometido a esfuerzos longitudinales y transversales respecto a su directriz.



## ANÁLISIS SÍSMICO DE CONDUCTOS SUBTERRÁNEOS

Sea  $\Delta x$  el corrimiento relativo, en la dirección del conducto, entre éste y el edificio. Admitiendo que el corrimiento se debe a la acción de un esfuerzo  $N$  en el conducto, y que esta acción es equilibrada por rozamiento entre las paredes del mismo y el terreno, la tensión a la distancia  $l$  del anclaje es:

$$\sigma = \frac{N - f p l}{A} = E \xi$$

El corrimiento total es:

$$\Delta x = \int_0^L \xi dl = \int_0^L \frac{N - f p l}{EA} dl$$

en donde  $L$  es la distancia entre el anclaje y el punto en que se anula el efecto del esfuerzo  $N$ .

De esta condición

$$N = f p L$$

y, sustituyendo en los límites de la integral y operando, resulta:

$$\Delta x = \int_0^{N/fp} \frac{N - f p l}{EA} dL$$

$$EA \Delta x = \frac{N^2}{2 f p}$$

$$N = \sqrt{2 EA f p \Delta x} \quad (6)$$

expresión que proporciona el esfuerzo axial en el conducto.

Si en (6) se sustituye el valor  $N = f p L$ , se obtiene, para  $L$ , el valor

$$L = \sqrt{\frac{2 EA \Delta x}{f p}}$$

Si el conducto fuera de longitud  $l < L$ , el máximo esfuerzo que se moviliza antes de que se produzca deslizamiento entre él y el terreno es:

$$N = f p l$$

Admitiendo que el conducto se encuentre soportado mediante una sustentación Winkler, los esfuerzos que produce un corrimiento normal a su directriz pueden deducirse de las expresiones de Hetenyi (12). Así, para el caso de conducto empotrado y de longitud infinita según el correspondiente criterio de rigidez, los esfuerzos en el anclaje son:

$$\text{Cortante} \quad T = \frac{k b}{\lambda} \Delta y$$

$$\text{Momento flector} \quad M = \frac{k b}{2 \lambda^2} \Delta y$$

donde  $k$  es el coeficiente de balasto,  $b$  la anchura del conductor en dirección normal a la del corrimiento y  $\lambda$  es el inverso de la longitud elástica.

Si el conducto estuviera articulado, las correspondientes expresiones de los esfuerzos son:

$$\text{Cortante} \quad T = \frac{k b}{2 \lambda} \Delta y$$

$$\text{Momento flector} \quad M = 0$$

Los esfuerzos en otros puntos de la directriz pueden determinarse utilizando la técnica de la referencia citada.

### Ejemplo

Sea el conducto anterior supuesto empotrado a un edificio cuyos corrimientos por efecto de una sollicitación sísmica son de 1 mm tanto en horizontal como en dirección vertical.

El coeficiente de balasto es de 15 Kg/cm<sup>3</sup> en sentido vertical y 8 Kg/cm<sup>3</sup> en sentido horizontal.

a) Esfuerzo axial

$$N = \sqrt{2 EA f p \Delta x} =$$

$$= \sqrt{2 \times 3 \times 10^6 \times 4 \times 2 \times 10^{-3}} = 220 \text{ Tn}$$

La correspondiente tensión es:

$$\sigma_N = \frac{220}{4} = 55 \text{ T/m}^2$$

b) Esfuerzos de flexión

$$M = \frac{2K h \Delta}{2 \lambda^2}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{2 k h}{4 E I}}$$

$$\lambda \text{ horizontal} = 1,31 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

$$\lambda \text{ vertical} = 1,56 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

$$M \text{ horizontal} = 705 \text{ m Tn}$$

$$M \text{ vertical} = 1.000 \text{ m Tn}$$

$$\sigma_{Mh} = 147 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{Mv} = 204 \text{ T/m}^2$$

c) Tensiones

La tensión máxima se tendrá en las esquinas del conducto. Su valor es:

$$\sigma_c = \sqrt{5,5^2 + 14,7^2 + 20,4^2} = 27,6 \text{ Kg/cm}^2$$

## ANALISIS SISMICO DE CONDUCTOS SUBTERRANEOS

Las tensiones en A y B tienen por valor:

$$\sigma_A = \sqrt{5,5^2 + 20,4^2} = 20,21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_B = \sqrt{5,5^2 + 14,7^2} \approx 15,6 \text{ Kg/cm}^2$$

Con las tensiones tangenciales se seguiría un proceso semejante.

### REFERENCIAS

1. Sukaral A. y Takahasi L.  
"Dynamic Stresses of Underground Pipelines During Earthquakes". Trabajo presentado en la 4.<sup>a</sup> Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica - Santiago de Chile, 1969.
2. Nasu N., Kazama, S., Morioja, T. y Tamura T.  
"Vibration Test of the Underground Pipe with a Comparatively Large Cross-Section". Trabajo presentado en la 5.<sup>a</sup> Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica - Roma, 1973.
3. Okamoto S., Tamura C., Kato K. y Hamada M.  
"Behavior of Submerged Tunnels During Earthquakes". Trabajo presentado en la 5.<sup>a</sup> Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica - Roma, 1973.
4. Kubo, K.

- "Behavior of Underground Water Pipes During Earthquake". Trabajo presentado en la 5.<sup>a</sup> Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica - Roma, 1973.
5. Okamoto, S.  
"Introduction to Earthquake Engineering" University of Tokio Press, 1973.
6. Newmark N.  
"Earthquake Response Analysis of Reactor Structures". Trabajo presentado en la 1.<sup>a</sup> Conferencia Internacional de Mecánica Estructural en Tecnología de Reactores - Berlín, 1971.
7. Yeh G.K.  
"Seismic Analysis of Long Buried Structures". Trabajo presentado en la 2.<sup>a</sup> Conferencia Internacional de Mecánica Estructural en Tecnología de Reactores - Berlín, 1973.
8. Shah H. y Chu S.  
"Seismic Analysis of Underground Structural Elements". Journal ASCE, Power Division, Julio 1974.
9. Iqbal M. y Goodlings E.  
"Seismic Design of Buried Piping". Trabajo presentado en la 2.<sup>a</sup> Conferencia de Diseño Estructural de Plantas Nucleares; Nueva Orleans, 1975.
10. Chen Ch.  
"Seismic Resistant Design of Safety Class Structures and Equipment". Nuclear Engineering and Design. Vol. 30, Julio 1964.
11. Whitman R.  
"Evaluation of Soil Properties for Site Evaluation and Dynamic Analysis of Nuclear Plants". Seminario de Diseño de Centrales Nucleares - Massachusetts Institute of Technology Press, 1970.
12. Hetényi M.  
"Beams on Elastic Foundation". University of Michigan Press, 1946.



MARCA REGISTRADA

# A. BIANCHINI, INGENIERO, S. A.

FUNDADA EN 1908

• PRODUCTOR NACIONAL N.º 7013

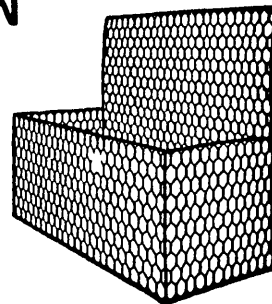
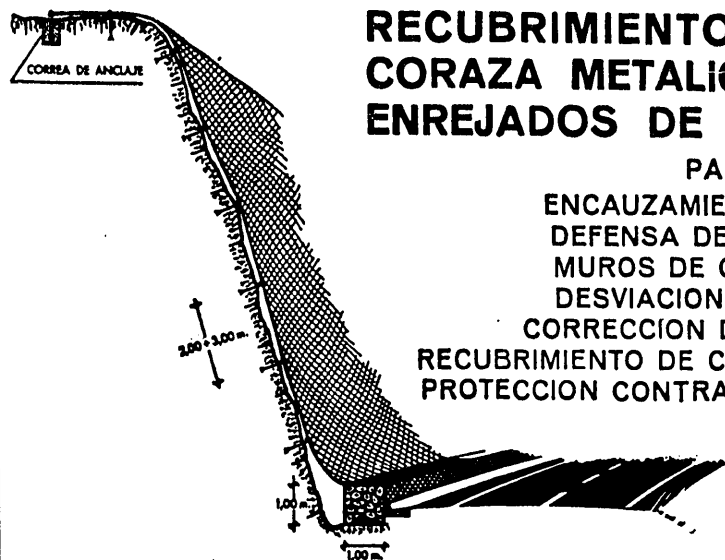
• EXPORTADOR N.º 10690

## GAVIONES METALICOS RECUBRIMIENTOS "BIANCHINI" CORAZA METALICA "BIANCHINI" ENREJADOS DE TRIPLE TORSION

PARA

ENCAUZAMIENTO DE RIOS  
DEFENSA DE MARGENES  
MUROS DE CONTENCION  
DESVIACION DE CAUCES  
CORRECCION DE TORRENTES

RECUBRIMIENTO DE CANALES Y DESAGÜES  
PROTECCION CONTRA DESPRENDIMIENTOS



Gran Vial, 8 (Concentración Industrial Vallesana) - Tel (93) 568 06 08 (3 líneas) - MONTORNES DEL VALLES (Barcelona)