

TENSION DE TRANSFERENCIA Y CAPACIDAD DE CARGA DE ANCLAJES INYECTADOS ⁽¹⁾

JUAN S. CASANOVAS (*)

RESUMEN. Los métodos que se emplean actualmente para el proyecto de anclajes inyectados se basan en la hipótesis de distribución uniforme de las tensiones tangenciales que actúan en el contacto bulbo-terreno. Existen muchas referencias en la literatura técnica que invalidan esta hipótesis, poniendo de manifiesto, por el contrario, que esta distribución dista mucho de ser uniforme. El presente artículo sugiere un método sencillo para tener en cuenta una distribución más realista de tensiones tangenciales cuya validez queda contrastada por comparación con diferentes resultados de pruebas de carga a escala real.

ABSTRACT. *Current methods for the design of injected anchors are based on the assumption of a uniform bond stress distribution along the whole bulb-soil interface. There are many references in technical literature that invalidate this hypothesis, showing that this distribution is by no means uniform. The present paper suggests a simple method for taking into account a more realistic bond stress distribution whose validity is checked by comparison with the results of several full scale load tests.*

INTRODUCCION

El cálculo de la longitud del bulbo (también llamada «longitud fija») en anclajes inyectados con sección uniforme, se basa normalmente en la hipótesis simplificada de que la distribución de las tensiones, τ_{ult} , en su contacto con el terreno es uniforme, y actúa en todo el perímetro lateral del bulbo con independencia de otros factores tales como la rigidez relativa del suelo y lechada, nivel de carga o bien de la propia longitud del bulbo.

El valor de τ_{ult} que se emplea en proyecto se ha basado en algunos casos en formulaciones «estáticas» de simple fricción, y en otros en correlaciones empíricas deducidas a partir de ensayos a escala real. Asimismo se han realizado intentos para correlacionar este valor con el número N del ensayo SPT (Fujita et al., 1977; Littlejohn, 1970; Suzuki et al., 1972).

DISTRIBUCION DE CARGAS Y TENSIONES DE CORTE A LO LARGO DEL BULBO

Atendiendo a los datos publicados, parece que la hipótesis de distribución uniforme de tensiones tangenciales a lo largo del bulbo no coincide con los valores medidos ni

tampoco se justifica dentro de un contexto de análisis numérico teórico.

Coates and Yu (1970) presentan un análisis teórico que pone de manifiesto que la distribución de tensiones tangenciales en el contacto depende en gran medida de la relación entre los módulos de deformación del suelo, E_R , y del bulbo, E_A . Mientras que para un suelo «blando» la distribución de tensiones de corte es aproximadamente uniforme, para suelos «rígidos» existe una significativa concentración de tensiones de corte en la parte proximal del bulbo que van disminuyendo hacia la porción distal del mismo. Aunque el estudio se basó en un comportamiento lineal de los materiales, la tendencia puede considerarse como representativa de la situación real bajo condiciones de trabajo.

Trabajos experimentales de Mastrantuono y Tomiolo (1977), Ostermayer y Scheele (1977) o Shields et al. (1978) en anclajes instrumentados, muestran que, en todos los casos, existe una marcada concentración de tensiones de corte al principio de la longitud fija (en anclajes del tipo tracción), quedando una fracción importante del bulbo con bajas tensiones de corte (o incluso sin ninguna tensión) hacia la zona final del bulbo.

Podríamos decir, por consiguiente, que la capacidad de carga del anclaje puede atribuirse, principalmente, a una longitud fija «efectiva», mientras que la longitud de bulbo restante puede considerarse como una longitud fija «neutra». Esta longitud «neutra» sólo se haría «efectiva» a medida de que se fuera produciendo rotura local y arrancamiento progresivo en las secciones de la parte proximal del bulbo.

(1) Artículo presentado al Congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, celebrado en Río de Janeiro, agosto 1989.

(*) Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.

VALOR DE LA RESISTENCIA LATERAL EN EL CONTACTO BULBO-TERRENO

Con objeto de establecer el valor límite de la «tensión de transferencia» de esfuerzos en el contacto lechada-suelo, utilizaremos un modelo simplificado para la transmisión de tensiones entre el suelo y el bulbo.

De acuerdo con los trabajos de Frank (1975) y Ballivy y Martin (1984), en el extremo proximal de la longitud adherente, se puede admitir un esquema de corte simple (con simetría axial).

La figura 1 nos muestra este estado simplificado de tensiones. En esta figura el aspecto de los elementos deformados (correspondientes a la zona inicial del bulbo) responde al esquema de corte simple.

El círculo de Mohr para este estado de tensiones también se recoge en la figura 1. Según este esquema, una de las tensiones principales es de compresión mientras que la otra corresponde a un estado de tracción.

La tensión principal de tracción que se alcanza durante la fase de prueba del anclaje, conduce siempre al agrietamiento y fisuración de la lechada según superficies alineadas con la dirección de la tensión de compresión, originando un sistema de «bielas de compresión» que son las que transmiten las cargas del anclaje al suelo. Estas bielas de compresión están «acodadas» (siempre que no rompan por compresión) entre terreno y acero en sus bordes superior e inferior, y confinadas lateralmente, por el resto de bielas, a lo largo de sus superficies laterales oblicuas limitadas por las fisuras.

Este esquema mecanístico simple probablemente se prolonga en el terreno, más allá del contacto suelo-lechada, una cierta distancia.

Podríamos considerar, en consecuencia, estas «bielas de compresión» como «punzones» o «cimentaciones» que transmiten principalmente cargas normales (más que cargas tangenciales) al terreno. Estas cargas normales se aplican al suelo a través de las áreas «frontales» de las rugosidades del contacto suelo-lechada (que, ciertamente existen, incluso en los sondeos más «lisos»).

Todo lo que hemos expuesto hasta ahora debe atribuirse a un proceso «cinemático» que se desarrolla a medida de que el anclaje es traccionado (y por consiguiente no corresponde a un punto de vista «estático» del fenómeno como se viene haciendo hasta ahora).

Si aceptamos esta forma de transmisión de cargas al terreno (a través de estos elementos de compresión) como hipótesis de trabajo, deberíamos abandonar el término de «resistencia al corte» en el contacto suelo-bulbo y tratar el problema en términos de «capacidad de carga» del suelo.

METODO PROPUESTO

Tal como acabamos de decir, las «bielas de compresión» pueden considerarse como pequeñas «cimentaciones» anulares que transmiten cargas al suelo. No resulta obvio considerar si estas «cimentaciones» están trabajando en condiciones similares al caso de cimentación superficial o bien profunda. Lo primero es, obviamente, incorrecto ya que las cimentaciones están completamente embebidas en suelo, pero lo segundo (cimentación profunda) es, probablemente, también incorrecto debido al complicado campo de tensiones generado como consecuencia de la influencia mutua entre las diferentes «cimentaciones». Probablemente una hipótesis de comportamiento semi profundo pueda ser adecuada.

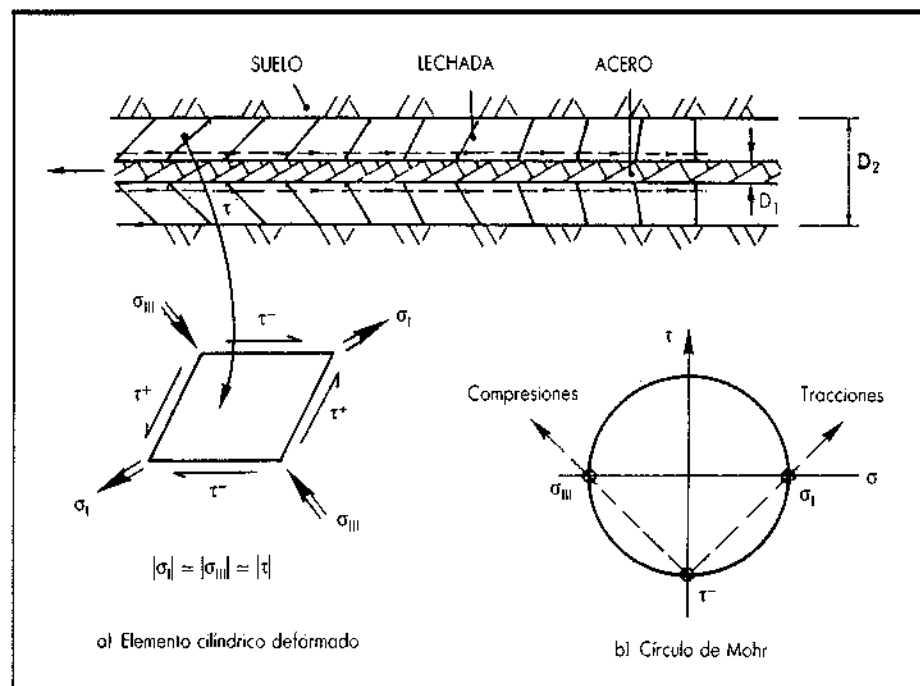


FIGURA 1. Estado tensional simplificado en el extremo proximal del bulbo en anclajes de tracción.

La figura 2 representa una de estas «cimentaciones» tronco-cónicas sometida a un esfuerzo de tracción, dT , en el acero.

Atendiendo al polígono de fuerzas será:

$$dT = \frac{dQ}{\sqrt{2}} \quad (1)$$

Por tanto

$$dT = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[\pi D_2 \frac{dl}{\sqrt{2}} q \right] = \frac{\pi D_2}{2} q dl \quad (2)$$

y

$$T = \frac{\pi}{2} \int_0^{L_r} D_2 q \cdot dl \quad (3)$$

donde: q es la tensión normal que actúa sobre la base de la «biela de compresión» (cuyo valor está limitado por la capacidad de carga del suelo); dl es una longitud elemental de bulbo; dT y dQ son, respectivamente, valores diferenciales de la carga en el anclaje y la carga en la «cimentación» para ese elemento, y D_2 el diámetro del bulbo en ese elemento.

Si definimos una «tensión de transferencia» en el contacto suelo-bulbo como

$$\tau^* = \frac{dT}{\pi D_2 dl} \quad (4)$$

entonces

$$\tau^* = \frac{q}{2} \quad (5)$$

donde τ^* es la «tensión de transferencia» local para ese elemento. (Hay que subrayar que esta «tensión de transferencia», τ^* , no es propiamente una tensión de corte en el contacto suelo-bulbo).

Vemos, por consiguiente, que la «tensión de transferencia» puede expresarse en términos de presión normal, y por lo tanto la tensión de transferencia «última» quedará limitada por la presión de hundimiento del suelo, siendo

$$\tau_{ult}^* = 0,5 q_{ult} \quad (6)$$

donde q_{ult} es la presión de hundimiento para esa «cimentación» semiprofunda.

Con objeto de establecer el valor límite de esta «tensión de transferencia» para el caso de suelos granulares, proponemos utilizar la correlación de Meyerhof (1956) entre R_p (resistencia a la penetración estática) (o bien N_{SPT}), con la presión de hundimiento de una cimentación. De manera aproximada tenemos:

$$q_{ult} = q_h \approx 0,075 R_p$$

y por tanto

$$\tau_{ult}^* = 0,0375 R_p \quad (7)$$

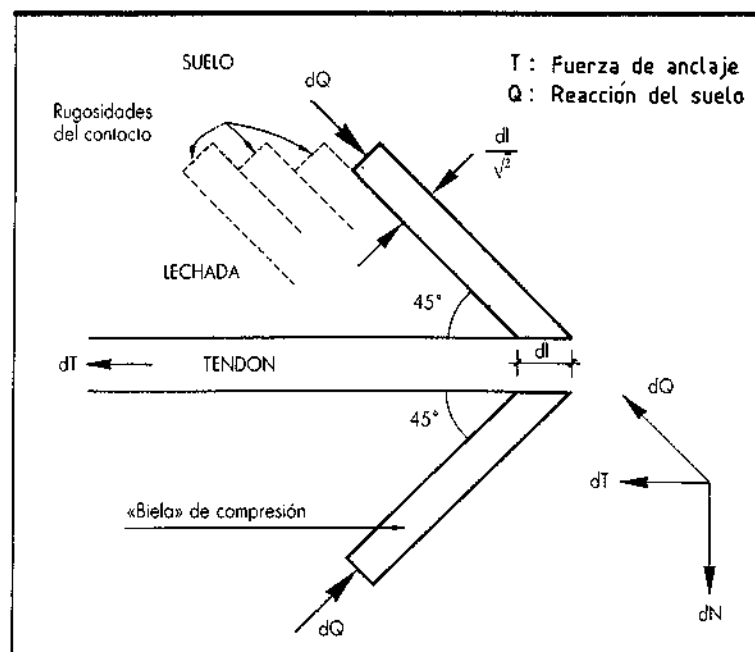


FIGURA 2. Modelo mecánico de transmisión de cargas del tendón al suelo por unidad de longitud de bulbo.

o bien, en términos de N_{SPT} :

$$\begin{aligned} &= 1,1 N \text{ en arenas finas} \\ \tau_{ult}^* (\text{ton/m}^2) &= 1,5 N \text{ en arenas medias} \\ &= 1,9 N \text{ en arenas con gravas} \end{aligned} \quad (8)$$

el valor de τ_{ult}^* debe limitarse a, aproximadamente, 400 tn/m^2 (o, en general, a la resistencia a la tracción de la lechada del bulbo).

Se da por supuesto que el inyectar la lechada bajo presión provocará un aumento de la compacidad del suelo y consecuentemente aumentará el valor de R_p (o el de N) en la zona del terreno adyacente al bulbo.

Estos valores de τ_{ult}^* son considerablemente superiores que los que se han venido utilizando hasta el momento y concuerdan con algunos datos publicados (que son relativamente escasos) tal como veremos más adelante.

Evidentemente, este valor de τ_{ult}^* engloba, no sólo un comportamiento friccional sino también la componente (importante) de dilatación del suelo. La capacidad de carga de estas pequeñas «cimentaciones» se moviliza gradualmente a medida que progresa el proceso de carga del anclaje: refleja, en esencia un comportamiento «cinemático», en contraposición con los esquemas habituales, e incorpora plenamente las propiedades dilatantes del suelo así como las del contacto suelo-bulbo.

DEFINICION DE LA LONGITUD FIJA «EFECTIVA»

Tal como hemos apuntado anteriormente, tan sólo una parte de la longitud fija, L_r , es responsable de un gran porcentaje de la carga límite del anclaje. En anclajes de tracción esta zona es la porción proximal del bulbo y en los de compresión sería la porción terminal. A esta porción de la longitud fija del bulbo la denominaremos longitud fija «efectiva», « L_{re} ». Supondremos, en primera aproximación, que en el momento del arrancamiento del anclaje, la «tensión de transferencia» es constante a lo largo de L_{re} , e igual a la tensión límite que hemos definido anteriormente.

Hasta que podamos disponer de una justificación analítica, se propone una relación tentativa en términos de los logaritmos (decimales) de L_{re} y L_r , y τ_{ult}^* , cuya validez se comenta más adelante, que es de la forma

$$L_{re} = L_r \frac{1}{\log \tau_{ult}^*} \quad (9)$$

donde L_r es la longitud fija total de proyecto, y L_{re} es la longitud fija «efectiva». Hay que hacer notar que esta relación no es dimensionalmente homogénea: τ_{ult}^* debe expresarse en ton/m^2 , y L_{re} y L_r deben expresarse en metros.

Para suelos flojos o débiles ($N_{SPT} = 10$) es $L_{VE} = 0,8 L_r$ con lo que se obtiene, más o menos, una distribución uniforme de tensiones de transferencia a lo largo del bulbo (lo cual concuerda con los análisis teóri-

cos de Caotes y Yu). Para suelos duros o rocas, prevalece la limitación de $\tau_{ult}^* = 400 \text{ tn/m}^2$, y por tanto, la «longitud fija efectiva» queda limitada, probablemente, a menos de dos metros, siendo en gran medida independiente de la longitud fija de proyecto L_r .

CAPACIDAD DE CARGA DEL ANCLAJE

Siguiendo el esquema que se presenta, la «longitud fija efectiva» queda controlada principalmente por la resistencia del suelo y no por el nivel de carga aplicado al anclaje. Esto implica que, para aumentar la capacidad de carga del anclaje, resulta poco útil aumentar la longitud del bulbo. Por el contrario, será más eficaz aumentar el diámetro del bulbo atendiendo a la fórmula

$$T_{m\acute{a}x} = \pi \cdot D_2 \cdot \tau_{ult}^* \cdot L_{re} \quad (10)$$

donde $T_{m\acute{a}x}$ es la máxima carga que se pretende aplicar al anclaje (probablemente durante la fase de pruebas del mismo), y τ_{ult}^* se calcula a partir de las expresiones (7) u (8).

Si, alternativamente, deseamos reducir el nivel de tensiones de transferencia, para una carga de trabajo dada, resultará mucho más eficiente aumentar el diámetro del bulbo que aumentar la longitud del mismo (especialmente en suelos duros).

COMPARACION DE RESULTADOS

Con objeto de contrastar la validez del método que se propone se presenta una comparación entre algunos datos de los que se dispone en la literatura técnica habitual, y valores «predichos» siguiendo las ideas expuestas.

a) Tensión de transferencia

Se presenta una comparación con datos presentados por Shields et al. (1978). En aquel artículo se presentan dos casos.

Caso a): Obras en el National Capital Bank:

Datos originales:

$N > 100$

Suelo: Arena fina a media con algo de grava

$L_r = 6,4 \text{ m}$ (21 pies)

$D_2 = 76 \text{ mm}$

Datos «predichos»:

$\tau_{ult}^* = 1,5 N = 150 \text{ tn/m}^2$ (con $N = 100$)

$L_{re} = 2,35 \text{ m}$ (7,7 pies)

$T_{m\acute{a}x} = 84,2 \text{ tn}$ (189 Kip)

Caso b): Massachussetts Ave.:

Datos originales:

$N = 64$

Suelo: Arena fina a media con algo de limo y grava

$L_r = 5,8 \text{ m}$ (19 pies)

$D_2 = 76 \text{ mm}$

Datos «predichos»:

$$\tau_{ult}^* = 1,5 \text{ N} = 96 \text{ tn/m}^2$$

$$L_{ve} = 2,43 \text{ m (7,95 pies)}$$

$$T_{m\acute{a}x} = 55,7 \text{ tn (125 Kip)}$$

Para estos dos casos, Shields et al. presentan las figuras 3a) y 3b) en las cuales aparece la derivada de la carga con relación a la longitud de bulbo (equivalente a la distribución de tensiones de transferencia).

Para el caso a) (figura 3a) quedan reflejados tanto el valor máximo de la tensión de transferencia (τ_{ult}^*) como la longitud libre «efectiva» (L_{ve}), calculados según el método propuesto. Puede comprobarse que los máximos niveles de τ_{ult}^* que se alcanzan durante el proceso de puesta en carga llegan a alcanzar al valor «predicho». Por otro lado, el área que queda bajo la línea del valor predicho para τ_{ult}^* y limitada por L_{ve} es, todavía, algo mayor que el área delimitada por la distribución de tensiones de transferencia medidas en el anclaje real, con lo que queda un margen de seguridad para el anclaje tal como se verá más adelante.

Para el caso b), la figura 3b, muestra que la distribu-

ción de tensiones de transferencia medidas llega a alcanzar (pero no sobrepasa) al valor «predicho» para τ_{ult}^* .

En este caso el valor medido para τ_{ult}^* es de 91,7 tn/m² y el valor «predicho» es de 96,0 tn/m², con lo que se confirma el ajuste entre los valores medidos y los calculados.

Parece probable que, en el momento en que en una sección τ alcanza el valor de τ_{ult}^* calculado, esta sección de suelo no puede incrementar su contribución a la capacidad de carga del anclaje transfiriendo tensiones hacia secciones de su entorno (en este caso hacia atrás), disminuyéndose el valor de τ_{ult}^* hacia valores residuales (strain softening). La «longitud fija efectiva», entonces, empezaría a «desplazarse» hacia la parte trasera del bulbo llegando, eventualmente, al final del anclaje y conduciendo al arrancamiento del mismo.

b) Capacidad de carga del anclaje

Una primera comparación puede realizarse siguiendo con el artículo de Shields et al. (1978). Para el caso a), y para el máximo nivel de carga alcanzado, quedaba toda-

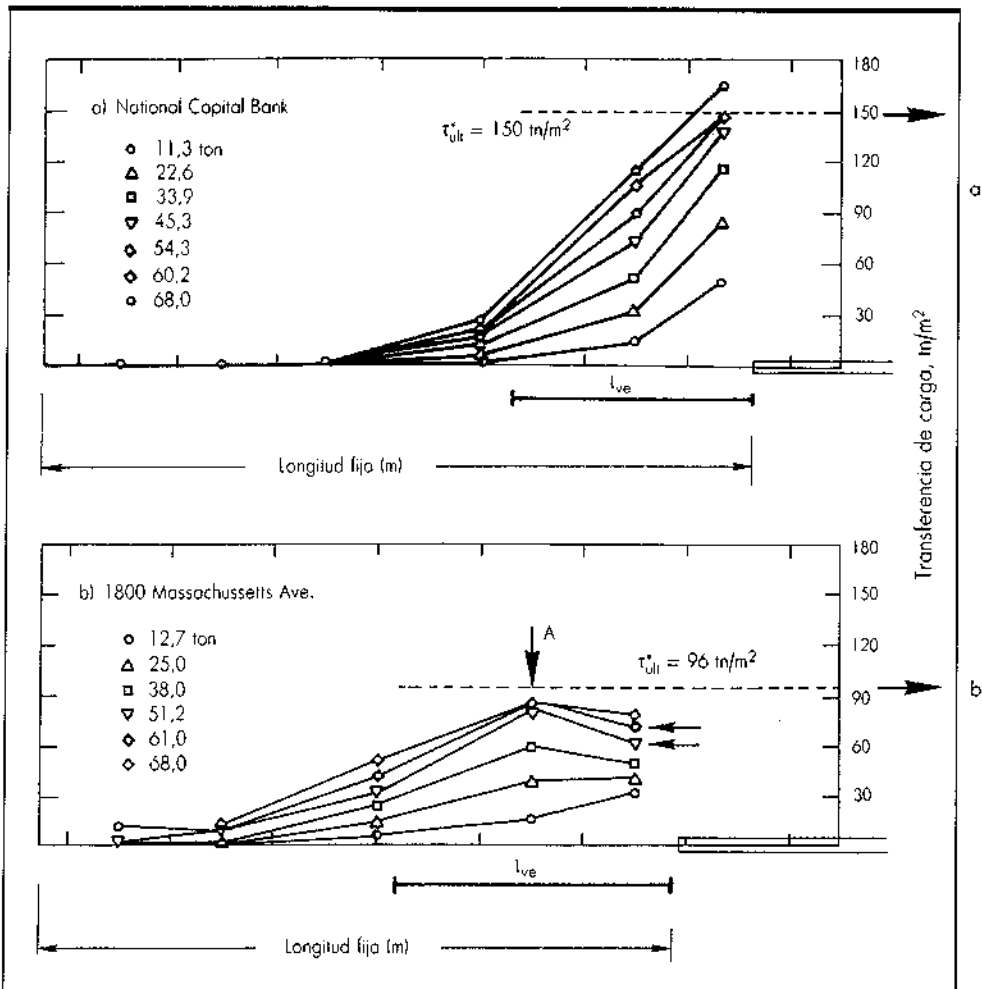


FIGURA 3. Distribución de tensiones de transferencia a lo largo del bulbo para distintos niveles de carga (según Shields et al., 1978).

vía un margen de seguridad (según los autores «no se apreciaron signos de arrancamiento»), lo que concuerda con el factor de seguridad «predicho» de 1,42.

Para el caso b), por medio de la aplicación de un método de integración de deformaciones a lo largo del tendón, Shields et al. llegan a la conclusión de que, con toda probabilidad, se produjo algún deslizamiento relativo entre suelo y bulbo (a nivel de su zona distal) cuando la carga aplicada al anclaje estaba entre los escalones de 50,2 ton (113 kips) y 60 ton (135 kips). Esta carga concuerda con la carga límite «predicha» por el método propuesto para ese anclaje (55,7 ton).

A efectos de comparación, hemos tomado, también, los trabajos de Ostermayer y Scheele (1977), quienes presentan un completo conjunto de resultados de ensayos a escala real en diferentes suelos y condiciones de anclaje. La tabla I resume algunos datos de los resultados de dichos ensayos.

Antes de seguir adelante, habría que hacer algunos comentarios en relación con los datos recogidos por Ostermayer y Scheele. El autor es de la opinión de que para el suelo de la serie 1 de ensayos (suelo rígido y muy compacto) con valores de SPT superiores a 120, la diferencia entre los diámetros teóricos de bulbo ($D_2 = 89$ mm) y los que se midieron realmente ($D_2 = 150$ mm) no pueden atribuirse, bajo ningún concepto, a la presión de inyección, sino más bien a algún problema de perforación y colocación del anclaje. Si éste hubiera sido el caso, muy probablemente se habría producido localmente una pérdida más que moderada de compacidad del suelo que conduciría a una sustancial

rebaja del valor del SPT en la zona próxima al bulbo. Esta pudo ser, asimismo, la situación en el caso de las series 5b y 5c (aunque quizá en distinta proporción), en las que la diferencia de diámetros pudiera atribuirse, en cierta medida, a las altas presiones de inyección, aunque, por otro lado, estas presiones de inyección bien pudieron haber hecho aumentar el valor de N en la vecindad de la perforación.

En la tabla 1 se presentan también los valores de las cargas máximas «predichas», $T_{máx}$. Puede comprobarse cómo estas últimas concuerdan bastante bien con los valores de campo. Esto es especialmente verdad si las cargas últimas se calculan con la formulación propuesta pero a partir de los diámetros nominales de las perforaciones (parecería, en consecuencia, que el incremento de diámetro del bulbo asociado con un proceso de perforación e instalación poco cuidado, tendiera a compensarse de alguna forma con la alteración del suelo producida durante la perforación).

CONCLUSIONES

- A. Los métodos habituales de cálculo de longitudes de bulbo de anclaje no tienen en cuenta la marcada no uniformidad de la distribución de tensiones en el contacto suelo-lechada.
- B. Debería utilizarse un método «cinemático» de cálculo con objeto de reflejar el comportamiento dilatante del suelo al ser sometido a corte, y reproducir, de esta manera, el comportamiento real observado.

		REFERENCIA DE LA SERIE DE ANCLAJES										
		1	2		3		4		5			
			A	B	A	B	A	B	A	B	C	
Número de anclajes de la serie		6	3	3	3	2	3	3	1	3	2	
Tipo de suelo en zona de bulbo		grava arenosa	arena con gravas									
Valor del SPT (NI)		130	120		43		11		60			
Diámetro del bulbo (cm)	Medido (medio)	15	9,3		9,3	9,1	12,2	12,4	8,2	9,4	15,7	
	nominal del sondeo	8,9						7,6	8,9	8,9	11,4	
Presiones de inyección (kg/cm²)		0 a 50	5				10	5	20			
Longitud del bulbo medido (m)		3,1	2,2	4,8	2,9	5,1	2,5	5,2	3,2	3,4	4,3	
Carga máxima medida (valores medios) - (tn)	Ostermayer y Scheele		107,5	64,6	90,6	30,3	42,5	10,3	27,3	45,0	70,0	88,0
	Método propuesto con	Diám. nominal	108,9	68,4	100,8	32,4	44,3	9,8	17,9	45,5	47	68,3
		Diám. real	181,0	71,5	105,4	33,9	45,3	13,4	24,8	41,9	49,7	94,1

TABLA 1. Comparación de resultados entre el método propuesto y los de Ostermayer y Scheele (1977).



Ponga a su constructor de cara a la pared.

Y que le enseñe. Que le demuestre si de verdad lleva ISOVER.

Al comprar una casa la gente se fija cada vez más en los detalles. Como en lo que hay detrás de las paredes. Ya saben que, si su casa no está bien aislada, además de soportar los gritos del vecino, tendrán que pagarlo en calefacción. Por eso piden un aislamiento como exige la ley.

ISOVER es lana de vidrio. Por eso consigue absorber hasta el 70% del ruido incidente.

Y como aislamiento térmico, con ISOVER podrá reducir hasta en un 40% los recibos de calefacción. Así contribuimos a proteger el medio ambiente: menos calefacción, menos contaminación. No se nos escapa nada. ISOVER es confort. Y también seguridad. Porque ISOVER es incombustible y no desprende gases tóxicos.

Recuérdelo. Exija a su constructor que mire por usted. Que mire a la pared.



Con ISOVER es otra casa.



¡LUNTAS



1º Fabricante Europeo de
Lana de Vidrio y Lana de Roca

Solicite información a ISOVER. Apartado 61.021. 28080 Madrid.

Nombre _____
Profesión _____
Dirección _____ C.P. _____
Población _____



CONSULTORIA

ECONOMIA

INGENIERIA

PLANIFICACION

ineco

ERROCARRILES
OBRA CIVIL
INSTALACIONES
ASISTENCIA TECNICA EN OBRA
ARQUITECTURA Y URBANISMO
NUEVAS TECNOLOGIAS
ESTUDIOS DE MERCADO
TRANSPORTE URBANO

Orense, 4 - 2º
Tel: 555 36 12
28020 - MADRID

Vía Layetana, 33 - 5º
Tel: 310 30 14
08003 - BARCELONA

Muñoz Olive, 1 - 1º
Tel: 422 37 44
41001 - SEVILLA

- C. El valor real de la tensión de transferencia, τ_{ult}^* , en el terreno es mucho mayor que el que habitualmente se emplea en proyecto.
- D. En el caso de arenas, el valor máximo de la «tensión de transferencia» en el contacto suelo-lechada puede estimarse con precisión mediante el sencillo modelo propuesto, a partir de los valores de las resistencias a la penetración (estática o estándar).
- E. La propuesta relación empírica entre L_v , y la «longitud fija efectiva», L_{ve} , se puede utilizar para estimar con precisión la carga última de anclajes inyectados.
- F. El método propuesto puede utilizarse para dimensionar longitudes de anclaje más económicas. Posiblemente un «factor de longitud efectiva» ($F_L = L_{ve}/L_v$) comprendido entre 1,3 (para suelos sueltos) y 2 (para arenas densas) es suficiente.
- G. La zona de suelo que condiciona la capacidad de carga de un anclaje inyectado se limita a un estrecho cilindro alrededor del bulbo (posiblemente unos pocos centímetros). Las propiedades del suelo de esa estrecha región controlan la carga límite del anclaje.

REFERENCIAS

- BALLIVY, G., y MARTIN, A. (1983): «The dimensioning of grouter anchors». Proc. of the International Symposium on Rock Bolting. Abisko, Sweden, pp. 353-365.
- COATES, D. F., y YU, Y. S. (1970): «Three dimensional stress distributions around a cylindrical hole and anchor». Proc. 2nd. International Conference on Rock Mechanics, Belgrade, vol. 2, pp. 176-182.
- FRANK, R. (1975): «Etude théorique du comportement des pieux sur charge verticale. Introduction de la dilatance». Lab. Ponts et chaussées. Rapport de recherche n. 46.
- FUJITA, K.; UCEDA, K., y KUSABUKA, M. (1977): «A method to predict the load-displacement relationship of ground anchors». Proc. of the IX Foundation Engineering. Tokyo. Speciality Session n. 4.
- LITTLEJOHN, G. S. (1970): «Soil anchors». Proc. of the Conference on Ground Engineering. ICE. London, pp. 33-34.
- LITTLEJOHN, G. S., y BRUCE, D. A. (1975): «Rock anchors»; State of the Art. Part 1. Ground Engineering, vol. 8, núms. 3 y 4.
- MASTRANTUOMO, C., y TOMIOLO, A. (1977): «First application of a totally protected anchorage». Proc. of the IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo. Speciality Session n. 4.
- MEYERHOF, G. G. (1956): «Penetration tests and Bearing capacity of cohesionless soils». ASCE. Soil Mechanics and Foundations division journal. Vol. 82. SM1, pp. 886-1 a 886-49.
- OSTERMAYER, H., y SCHEELE, F. (1977): «Research on ground anchors in non-cohesive soils». Proc. of the IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Tokyo. Speciality Session n. 4.
- SHIELDS, D. R.; SCHNABEL, H., y WEATHERBY, D. E. (1978): «Load transfer in pressure injected anchors». Proceedings ASCE. Vol. 104, GT 9, pp. 1183-1197.
- SUZUKI, I.; HIRAKAWA, T.; MORI, K., y KAMENKO, K. (1972): «Developements nouveaux dans les fondations de pylons pour lignes de transport THT du Japon». International Conference des Grands Réseaux Electriques a Haute Tension.

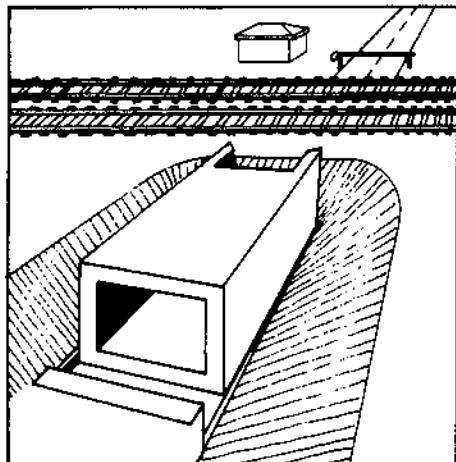
EJECUCION DE PUENTES
BAJO EL FERROCARRIL,
METODO DEL EMPUJE OLEODINAMICO

PETRUCCO, S.A.

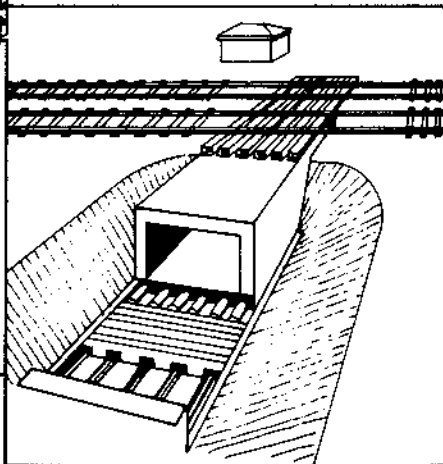
C/. AYALA, 120
28006 - MADRID

Tels.: 275 22 54 - 276 86 84 Fax

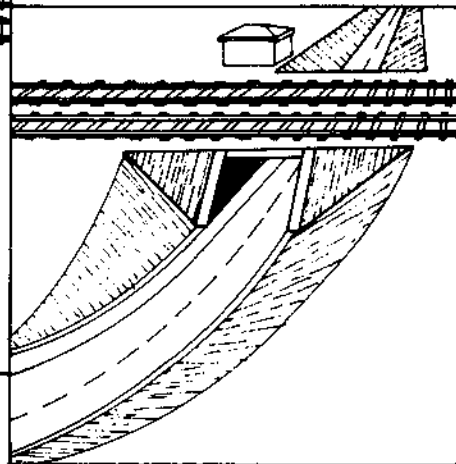
PROYECTO



ASISTENCIA TECNICA



EMPUJE DE LA ESTRUCTURA



- ECONOMIA
- SEGURIDAD TOTAL
- MINIMO PLAZO DE EJECUCION
- CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA

