

VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE DE GRAVAS

Shear Wave Velocity in Gravels

A.J.L. Bolognesi

Bolognesi-Moretto. Ingenieros Consultores, Buenos Aires, Argentina.

O.A. Vardé

Vardé y Asociados, Buenos Aires. Argentina.

F. L. Giuliani

Hidronor S.A., Cipolletti, Río Negro, Argentina.

SINOPSIS

Mediante el análisis de determinaciones del coeficiente adimensional del módulo de corte máximo, $(\gamma)_{\max}$, en el laboratorio y de determinaciones de la velocidad de la onda de corte, V_s , en el campo, se deducen y presentan conclusiones sobre el uso de esta última en el estudio de fundaciones en gravas y en el de estructuras a construir o construidas con las mismas.

INTRODUCCION

La investigación sobre las propiedades de los depósitos aluvionales de gravas con o sin rodados, especialmente la determinación de la densidad bajo agua es dificultosa, particularmente en la fase de estudio en que no se tienen los recursos disponibles durante la construcción. En la literatura técnica (por ejemplo National Research Council. Commission on Engineering and Technical Systems, 1985) se indica que una de las ventajas potenciales de los métodos sísmicos es que pueden emplearse en suelos en los cuales es difícil obtener muestras, como gravas.

La velocidad de las ondas de corte, V_s , consideradas en este artículo son las asociadas con distorsiones, γ , del orden de 10^{-4} o menores tales como las correspondientes al módulo de corte máximo, G_{\max} , o a las técnicas "cross-hole". Si dicha velocidad se expresa para una presión octaédrica normal, σ'_o , de referencia que en este artículo es igual, a una atmósfera, la velocidad resultante, V_{s1} , es, con una aproximación suficiente, una propiedad de cada grava función de características de la misma. Además, cuando existen rodados, del tamaño máximo de éstos y del porcentaje de partículas mayores que el tamaño grava máximo, 75 mm., en los depósitos naturales de su historia geológica y en las estructuras del tiempo transcurrido y de los eventos sísmicos desde su construcción.

Como las que existen entre el módulo de corte, G , y V_s , pueden establecerse relaciones entre el coeficiente adimensional del módulo de corte correspondiente a G_{\max} , $(\gamma)_{\max}$ y V_{s1} , lo que permite obtener V_{s1} a partir de determinaciones de $(\gamma)_{\max}$ en laboratorio.

En 3 lugares del Río Limay en Argentina se han efectuado determinaciones de densidades y de velocidades de ondas de corte. Dichas determinaciones han sido objeto de publicaciones (Vardé y Anderson, 1983), (Giuliani y coautores, 1984), (Abbona y coautores, 1984), (Micucci, 1984), (Henna y coautores, 1986) y (Abbona y Malecki, 1986). Con datos aportados para este artículo por Giuliani, Vardé y Micucci, complementados con algunos contenidos en dichas publicaciones se ha calculado V_{s1} a partir de estos trabajos de campo.

Se explican las fórmulas y gráficos utilizados. Se presentan cálculos y estimaciones que pueden hacerse en base a datos disponibles y determinaciones en el Río Limay con la interpretación de resultados y comparaciones con los obtenidos con dichos datos disponibles.

FORMULAS Y GRAFICOS UTILIZADOS

En este artículo se utilizan las siguientes fórmulas:

$$\sigma'_{o} = (\sigma'_{1} + \sigma'_{2} + \sigma'_{3}) / 3 \quad (1)$$

$$G_{\max} / P_{a} = (\chi)_{\max} (\sigma'_{o} / P_{a})^{0.5} \quad (2)$$

$$(\chi)_{\max} = G_{\max} / (P_{a} \times \sigma'_{o})^{0.5} \quad (3)$$

donde G_{\max} , módulo de corte a pequeñas distorsiones, $\gamma < 10^{-4}$; P_{a} es el valor de la presión atmosférica en el sistema de unidades usado para G_{\max} y σ'_{o} y $(\chi)_{\max}$ el coeficiente adimensional del módulo de corte máximo.

$$G = V_{s}^2 \gamma / g \quad (4)$$

donde G , módulo de corte; V_{s} , velocidad de las ondas de corte; γ , peso unitario total y g , aceleración de la gravedad.

$$V_{s1} = V_{s} / (\sigma'_{o} / P_{a})^{0.25} \quad (5)$$

donde V_{s1} , velocidad de las ondas de corte cuando la presión de confinamiento, σ'_{o} , es igual a P_{a} .

Despejando V_{s} en la fórmula (4) e introduciendo G_{\max} despejado de la fórmula (3), para pequeñas distorsiones $\gamma < 10^{-4}$.

$$V_{s} = [(\chi)_{\max} (P_{a} \times \sigma'_{o})^{0.5} \times g / \gamma]^{0.5} \quad (6)$$

Por definición para V_{s1} , $\sigma'_{o} = P_{a}$, por lo cual

$$V_{s1} = (\chi)_{\max}^{0.5} \times (P_{a} \times g / \gamma)^{0.5} \quad (7)$$

$$(\chi)_{\max} = (V_{s1})^2 \times [\gamma / (P_{a} \times g)] \quad (8)$$

Influencia del estado de tensiones en la velocidad de la onda de corte

La primera publicación en la cual, considerando la tensión efectiva normal octaédrica, σ'_{o} , como una variable independiente y no incluyendo otros efectos, se señaló que el módulo de corte, varía aproximadamente con $(\sigma'_{o})^{0.5}$ fue efectuada por Hardin y Black (1966). Seed e Idriss (1970) propusieron la fórmula:

$$G = 1000 K_2 (\sigma'_{m})^{0.5} \text{ psf} \quad (9)$$

donde $\sigma'_{m} = \sigma'_{o}$ (en psf) y K_2 es un coeficiente del módulo de corte.

Seed y coautores (1984) reafirman que para la mayoría de los casos prácticos, el módulo de corte dinámico de los suelos granulares (arenas y gravas) pueden expresarse convenientemente por la ecuación 9. Si en la fórmula 2 se introduce $P_a = 2116,22$ psf y se iguala G_{max} obtenido de la misma al G_{max} obtenido de la fórmula 9 resulta:

$$(\gamma)_{max} = 21,738 (K_2)_{max} \quad (10)$$

En este artículo se usa en los gráficos la constante adimensional $(\gamma)_{max}$. La transformación a $(K_2)_{max}$ es inmediata mediante la fórmula 10.

Yu y Richart (1984) y Stokoe y coautores (1985) en estudios realizados sobre arenas coinciden en que la velocidad de las ondas de corte y el módulo de corte dependen en forma aproximadamente igual de las tensiones principales en la dirección de propagación de la onda de corte y en dirección del movimiento de las partículas y son relativamente independientes de la tercera tensión principal. Esto confirma el carácter aproximado de las fórmulas que usan σ'_o , aunque para las relaciones de tensiones encontradas en el terreno las desviaciones originadas por su uso parecen ser relativamente poco importantes.

Presión de confinamiento de referencia de la velocidad de las ondas de corte

Como consecuencia de la aplicación de la fórmula 5 todas las velocidades, V_s , cuya presión de confinamiento, σ'_o , es menor que P_a son multiplicados por un número mayor que 1 para obtener V_{s1} y correspondientemente por un valor menor que 1 cuando $\sigma'_o > P_a$. La magnitud de estas correcciones está indicada en la Fig. 1b), la cual puede usarse como un método gráfico para obtener V_s . En la Fig. 1a) puede apreciarse como, para un mismo material, aumenta V_s a medida que aumenta la presión de confinamiento.

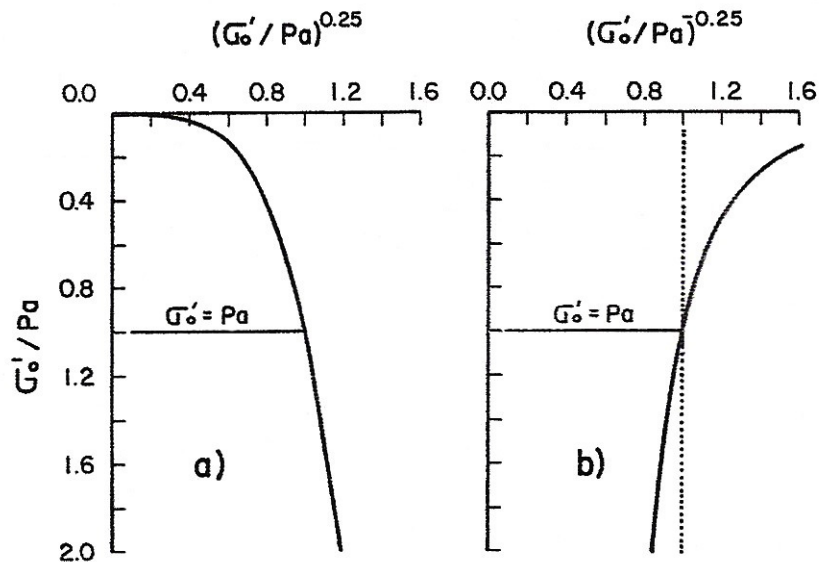


FIG. 1 - DIAGRAMAS PARA CALCULAR V_{s1}

La adopción de la presión de una atmósfera como presión de referencia significa que la velocidad que no requiere corrección es la que se produce aproximadamente a una profundidad del orden de los 13 m para un depósito de grava sumergido y del 7,50 m cuando no lo está.

Relaciones de vacíos y densidades relativas

Hardin (1978) indicó que G_{max} es una función de la relación de vacíos, e , en lugar de la densidad relativa, D_r , lo que no se nota en el ensayo de una arena específica donde D_r es proporcional a e . Considera que e es el parámetro apropiado para la correlación de módulos elásticos y velocidades de onda. A igual conclusión habían llegado Iwasaki y Tatsuoka (1977).

En los gráficos de este artículo se presentan correlaciones entre $(\chi)_{max}$ y e y entre V_{s1} y e . Se incorporan también las escalas de D_r , que son distintas para los distintos materiales.

DATOS DISPONIBLES

Seed y coautores (1984) al introducir una serie de ensayos concernientes a la determinación de módulos de corte en gravas señalaron la virtual falta de datos previos disponibles. Estos ensayos fueron ejecutados sobre muestras de 30 cm de diámetro consolidadas isotrópicamente y sometidas a cargas cíclicas en condiciones no drenadas. De esta serie se han elegido los resultados de la muestra modelada de Oroville y de la muestra del depósito natural de Livermore con mínima modelación. Las partículas de tamaño grava son duras y bien redondeadas para Oroville y relativamente duras y bien redondeadas a redondeadas para Livermore. Los valores de $(K_2)_{max}$ en las figuras 11, 14, 15 y 16 de Seed y coautores (1984) fueron transformadas en los valores de $(\chi)_{max}$ mediante la fórmula 10 y los correspondientes valores de e calculados con los datos de la tabla 3 de la misma publicación. Los resultados obtenidos se presentan en la Fig. 2.

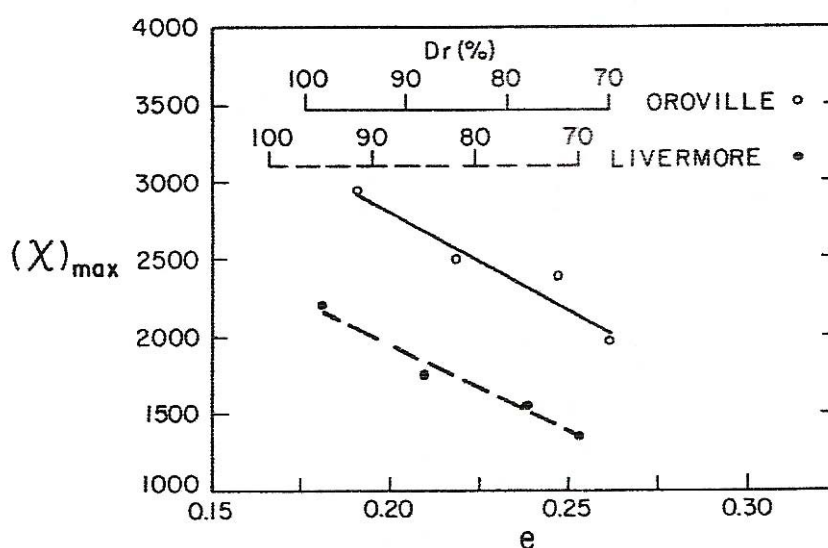


FIG. 2- CORRELACION ENTRE $(\chi)_{max}$ y e DE ENSAYOS TRIAXIALES

Con los valores de γ obtenidos a partir de la citada tabla 3, los valores de V_{s1} se calcularon partiendo de $(\chi)_{max}$ mediante la fórmula 7 y las correspondientes correlaciones con e se presentan en la Fig. 3.

En la Tabla I se presentan datos sobre granulometría y plasticidad y en la Tabla II sobre $(\chi)_{max}$ y V_{s1} para valores de e , con su correspondiente D_r cuando hay posibilidad de calcularlo, seleccionados para las gravas de Oroville y Livermore cuyas correlaciones entre e y $(\chi)_{max}$ y V_{s1} se encuentran en las figuras 2 y 3 y para otros ensayos de laboratorio y de terreno de manera

que con la muy limitada información disponible se pueda hacer una tentativa que permita inferir la influencia sobre V_{s1} de las características de cada grava, del porcentaje de partículas mayores del tamaño grava máximo, 75 mm., del tamaño máximo de los rodados, de la historia geológica de los estratos naturales y para las estructuras del tiempo transcurrido y de los eventos sísmicos acaecidos desde su construcción. Kokusho (1981) realizó ensayos sobre muestras de 30 cm. de diámetro de gravas con partículas redondeadas consolidadas isotrópicamente y sometidas a cargas cíclicas en condiciones no drenadas. Para Oroville se conoce el comportamiento de la estructura sometida a un terremoto y del análisis de la misma resultó $(K_2)_{max} = 175$ (Seed, 1980).

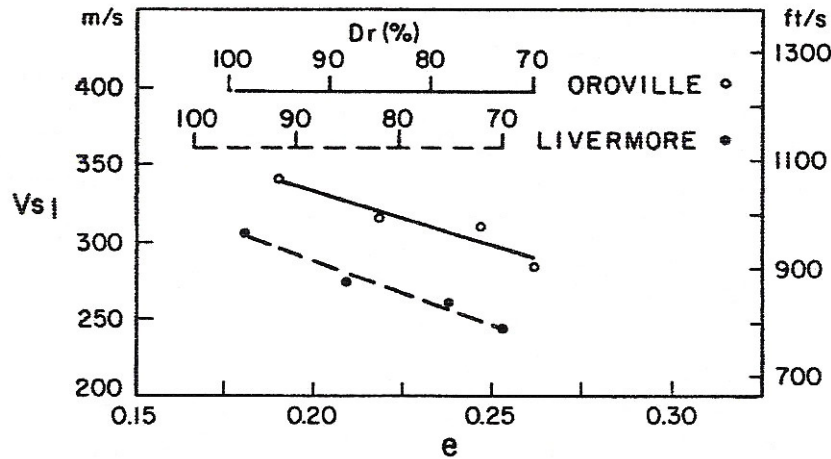


FIG. 3--CORRELACION ENTRE V_{s1} y e DE ENSAYOS TRIAXIALES

En la Tabla I se da la granulometría según dos fuentes, Referencia N°3 y Referencia N°19 y en la Tabla II se completa la información con datos de Referencia N°3 y Referencia N°17. Otro resultado importante para mencionar es el obtenido por Ortigosa y coautores (1981) mediante refracción sísmica en las gravas de la ciudad de Santiago, Chile con I_p entre 5 y 20, quienes obtuvieron $(K_2)_{max}=320$. La curva de atenuación fue definida por Ortigosa y coautores (1985) mediante ensayos de carga cíclicas.

TABLA I

GRANULOMETRIA Y PLASTICIDAD DE LAS GRAVAS EN TABLA II

	Referencia N°	D_{max} mm	% > que		D_{50} mm	D_{10} mm	% < que 0,075 mm	I_p
			75mm	50mm				
Kokusho	10	75	0	5	12	1,0	1	NP
Livermore	16	50	0	0	10	0,6	8	NP
Oroville	16	50	0	0	12	0,4	4	NP
Oroville	3	150	20	32	21	1,2	2	NP
Oroville	19	610	30	35	25	0,6	6	NP
Santiago	13	250	25	40	36	1,0	3	5-20

Si en las Figs. 2 y 3 los resultados de Oroville se extrapolan a $e = 0,315$ resultan prácticamente los valores correspondientes de $(\gamma)_{max}$ y V_{s1} obtenidos por Kokusho. Los ensayos de Oroville y Livermore muestran que aun en condiciones de laboratorio dos gravas con partículas de

forma y dureza no muy diferente, con el mismo valor de e y prácticamente la misma granulometría, tienen distintos valores de V_{sl} . También en la Fig. 3 puede determinarse que el mismo valor de V_{sl} , 305 m/s, que para Oroville significa $D_r = 81\%$, significa $D_r = 98\%$ para Livermore. Esta diferencia del orden del 20 % que en el rango de los altos valores de D_r es de relativa importancia es significativa cuando en una fundación se desea saber si D_r es 30 o 50 %.

TABLA II
 e , D_r , $(\chi)_{max}$ Y V_{sl} DE LAS GRAVAS EN TABLA I

	Referencia N°	Lugar de de terminación.	e	D_r	$(\chi)_{max}$	V_{sl} m/s
Kokusho	10	Laboratorio	0,315	--	1530 ⁽²⁾	254 ⁽³⁾
Livermore	16	Laboratorio	0,23	78	1600 ⁽⁴⁾	260 ⁽⁵⁾
Oroville	16	Laboratorio	0,23	81	2400 ⁽⁴⁾	305 ⁽⁵⁾
Oroville	17	Campo	0,23(1)	86 ⁽¹⁾	3804 ⁽⁶⁾	389 ⁽⁷⁾
Santiago	13/14	Campo	0,255	--	6841 ⁽⁸⁾	554 ⁽⁹⁾

NOTAS: ⁽¹⁾ De referencia 3. ⁽²⁾ Promedio de valores calculados de la Fig. 5, referencia 10. ⁽³⁾ Calculado por fórmula 7 asumiendo $\gamma = 2,4 \gamma_w$. ⁽⁴⁾ De Fig. 2. ⁽⁵⁾ De Fig. 3. ⁽⁶⁾ Con fórmula 10 para $(K_2)_{max} = 175$. ⁽⁷⁾ Calculado por fórmula 7 para $\gamma_d = 2,355 \gamma_w$ y $\gamma_s = 2,90 \gamma_w$, referencias 3 y 19. ⁽⁸⁾ Con fórmula 10 para $(K_2)_{max} = 320$. ⁽⁹⁾ Calculado por fórmula 7 para $\gamma = 2,26 \gamma_w$. $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3 = 1 \text{ t/m}^3 = 62,428 \text{ pcf}$.

Muy ilustrativa es la diferencia de V_{sl} , para el mismo valor de e , entre Oroville laboratorio, 305 m/s, y Oroville campo, 389 m/s, la cual puede atribuirse en proporciones no determinadas a la presencia en la presa de una fracción del orden del 30 al 35 % de partículas mayores de 50 mm no presentes en la muestra modelada de laboratorio y al tiempo transcurrido y los eventos sísmicos acaecidos desde su construcción. Si se comparan los valores de V_{sl} en la presa de Oroville y el depósito natural en Santiago, 389 m/s y 554 m/s respectivamente, en dos gravas con rodados, de granulometrías muy semejantes pero de distintos I_p , puede atribuirse la diferencia, en proporciones no determinadas, a la influencia de la cohesión y a la intensa actividad sísmica producida en la historia geológica en Santiago. Si estas velocidades se corrigieran para tener en cuenta los distintos valores de e , 0,23 y 0,255 respectivamente dicha diferencia entre los valores de V_{sl} sería algo mayor.

DETERMINACIONES EN EL RIO LIMAY

Las determinaciones fueron efectuadas en tres lugares distintos del río Limay que corre en la vertiente oriental de la cordillera de Los Andes y para una más simple ubicación relativa, se denominan en este artículo Limay 1, Limay 2 y Limay 3. Limay 1 es el lugar más aguas arriba en un tramo donde la pendiente del río es del orden de 2,5 ‰ y Limay 2 y Limay 3 están ubicados a distancias del orden de 140 y 190 km aguas abajo de Limay 1 respectivamente, ambos en un tramo del río con pendiente del orden de 1 ‰. El ancho del valle es del orden de 350, 1000 y 2500 m para Limay 1, 2 y 3. La denominación real es Alicurá para Limay 1, Pichi Picun Leufú para Limay 2 y Michihuao para Limay 3.

Con excepción de Limay 1, tanto las mediciones en el campo como el cálculo de las velocidades de las ondas de corte fueron realizadas por la firma argentina especializada PROINGEO S.A., la cual resumió como sigue las técnicas utilizadas:

"Las técnicas de "cross-hole" consisten en medir los tiempos de trayectoria directa entre una fuente de excitación sísmica ubicada dentro de una perforación y receptores sísmicos ubicados en otras, en el mismo estrato, de tal modo que se pueda trabajar selectivamente con ondas de compresión (P) y de corte (S). La fuente de energía sísmica está compuesta por un sistema de cuñas fijadas a la pared de la perforación generando ondas polarizadas verticalmente y que pueden desfasarse 180° (golpe desde arriba y desde abajo) para poder ser sumadas y/o restadas. El instante de impacto es registrado mediante un sensor instalado en la misma fuente. El sistema de receptores dispone de geófonos de eje vertical y horizontal, con posibilidad de modificar su polaridad eléctrica. El sistema se orienta en la perforación mediante una cañería sostén de sección cuadrada y se fija a la pared mediante un dispositivo de expansión. La señal recibida, producida por la fuente de energía, será una onda S para los geófonos verticales y una P para los horizontales. En el sismógrafo ambas señales se registran en canales independientes así como su suma y resta, a fin de realizar con mayor exactitud la identificación de las ondas, sobre todo las S. El instrumental utilizado fue un sismógrafo digital con memoria y presentación en pantalla de rayos catódicos de los trenes de ondas recepcionados, permitiendo la posibilidad de realizar la suma y resta de dichos trenes.

Las perforaciones fueron entubadas en PVC y el espacio anular entre las paredes de la perforación y dichos tubos fue rellenado con gravilla. Se determinó la desviación de la vertical de las mismas para obtener la distancia real de la trayectoria directa de los rayos sísmicos.

Las técnicas de "down-hole" consisten en medir el tiempo que tardan las ondas generadas en la superficie (P o S) hasta alcanzar un receptor sísmico ubicado en una perforación, cuya posición se va cambiando de acuerdo a un programa preestablecido. Se usa el mismo instrumental sismográfico y receptores que en cross-hole y la fuente de energización se ubica en superficie en proximidades de las perforaciones".

En Limay 1 el procedimiento fue similar pero se utilizó un sismoscopio en lugar de un sismógrafo y el espacio anular tubo-pared de perforación fue rellenado con lechada de cemento en lugar de gravilla. En este lugar las mediciones de campo y el cálculo de las ondas de corte fueron realizadas por Stokoe y Hoar, de Austin, Texas, U.S.A.

En este artículo se presentan los resultados de determinaciones en 3 lugares en los cuales se puede efectuar correlaciones entre V_{s1} y las características de las gravas.

Depósito aluvional de fundación en Limay 1

En la Fig. 4 se presentan los valores de V_{s1} determinados en 3 sitios, A, B y C, del depósito aluvional de fundación en Limay 1. Aunque en la fase de estudio se efectuaron ensayos de densidad y granulometría, lo que hace particularmente valiosa esta información es que fueron ubicados donde posteriormente se efectuó la excavación para fundar en roca el núcleo impermeable, durante la cual se efectuaron nuevas determinaciones a distintas profundidades.

Se pueden distinguir 3 diferentes rangos de V_{s1} que responden a distintas características de la grava. Entre 0 y 6 m de 350 a 500 m/s, entre 6 y 10 m de 450 a 600 m/s, entre 10 y 12 m de 850 a 1150 m/s. La parte superior corresponde al aluvión de grava y arena con rodados que constituye la matriz de la formación, cuyas características se dan más adelante, cuando está libre o parcialmente infiltrado con arcilla. Entre 6 y 10 m se encuentra la capa con mayor proporción de vacíos ocupados por arcilla y entre 10 y 12 m otra con rodados grandes en una matriz de grava arenosa cementada. A partir de los 12 metros se encontró una grava con arena

limosa cuyos valores de V_{s1} no son representativos por la influencia de los rodados grandes en el límite superior y de la roca en su apoyo.

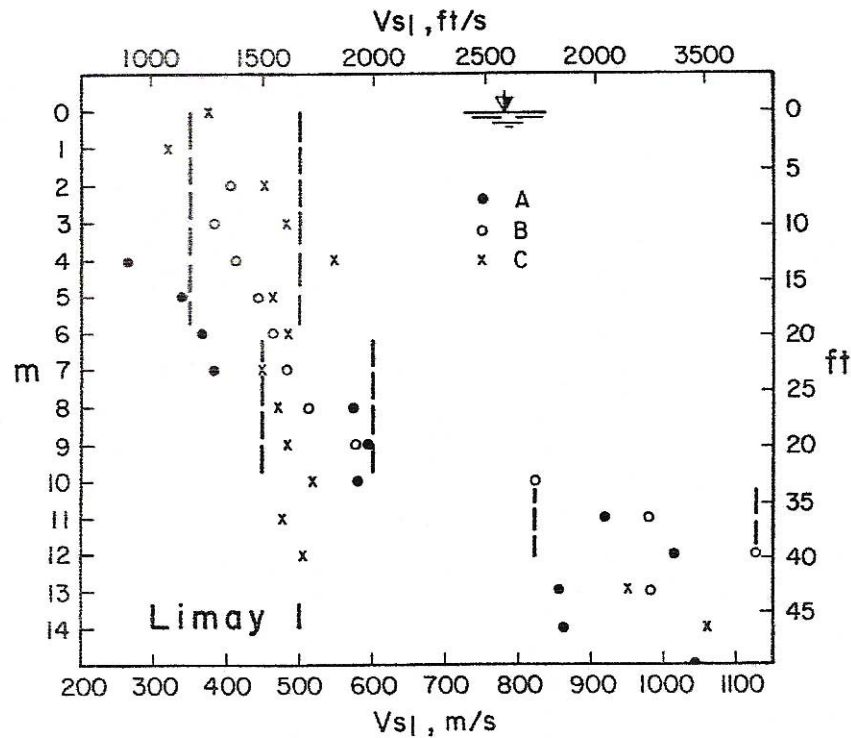


FIG. 4 - VALORES DE V_{s1} EN DEPOSITO ALUVIONAL DE FUNDACION EN LIMAY 1.

La granulometría promedio de la matriz de grava y arena con rodados en Limay 1, es:

D_{max} : 150 mm	% > que 75 mm : 30	% > que 50 mm : 40
D_{50} : 25 mm	D_{10} : 1 mm	% < que 0,075 mm : 2-3

La matriz es NP pero cuando tiene vacíos ocupados por arcilla el I_p es del orden de 15. En este último caso se encuentran granulometrías algo más finas con menor porcentaje de rodados. Las partículas están formadas principalmente de toba, basalto y andesita, las de grava y arena gruesa son bien redondeadas mientras el resto de la arena es más angular y a veces achatada. Para la matriz limpia, $e = 0,157$, $e_{max} = 0,295$, $e_{min} = 0,157$, $D_r = 100\%$. Cuando tiene vacíos ocupados por arcilla D_r desciende hasta aproximadamente 90%.

Los valores de V_{s1} en la Fig. 4 fueron obtenidos aplicando las técnicas de "cross hole".

Comparando los valores de V_{s1} en la Tabla II para Oroville campo y Santiago campo con los de los materiales NP y con I_p respectivamente del aluvión en Limay 1, Fig. 4, se encuentra una razonable concordancia.

Tramo de prueba en correspondencia a Limay 2

En los 3 lugares Limay 1, 2 y 3 se ejecutaron tramos de prueba destinados a obtener información para la construcción, particularmente número de pasadas de los equipos para lograr la

compactación especificada. Las mejores correlaciones entre V_{s1} , calculado de V_s determinado mediante ensayos "cross-hole" y e o D_r se obtuvieron en correspondencia a Limay 2. La granulometría promedio de las gravas constituyentes es:

D_{max} : 150 mm	% > que 75 mm : 10	% > que 50 mm : 20
D_{50} : 20 mm	D_{10} : 0,5 mm	% < que 0,075 mm : 1

No hay fracción con I_p . Las partículas están constituidas esencialmente por toba, basalto, andesita y granito. En el tamaño grava hay un porcentaje importante con forma achatada.

La altura del tramo de prueba era de 7 m. Empezando a 0,90 m y terminando a 6,80 m se efectuaron 10 correlaciones entre γ_d y V_s para capas compactadas con 2,6 y 10 pasadas de rodillo vibratorio. En este artículo se emplea el promedio de las densidades obtenidas durante la construcción y en trincheras excavadas posteriormente. Para el total de 30 puntos se calcularon e , D_r , V_{s1} y $(\chi)_{max}$. Se descartaron 7 por valores de V_{s1} comparativamente muy altos o muy bajos. Las correlaciones entre e y $(\chi)_{max}$ de los 23 puntos restantes se representan con pequeños círculos en el diagrama de Hardin (1978), Fig. 5.

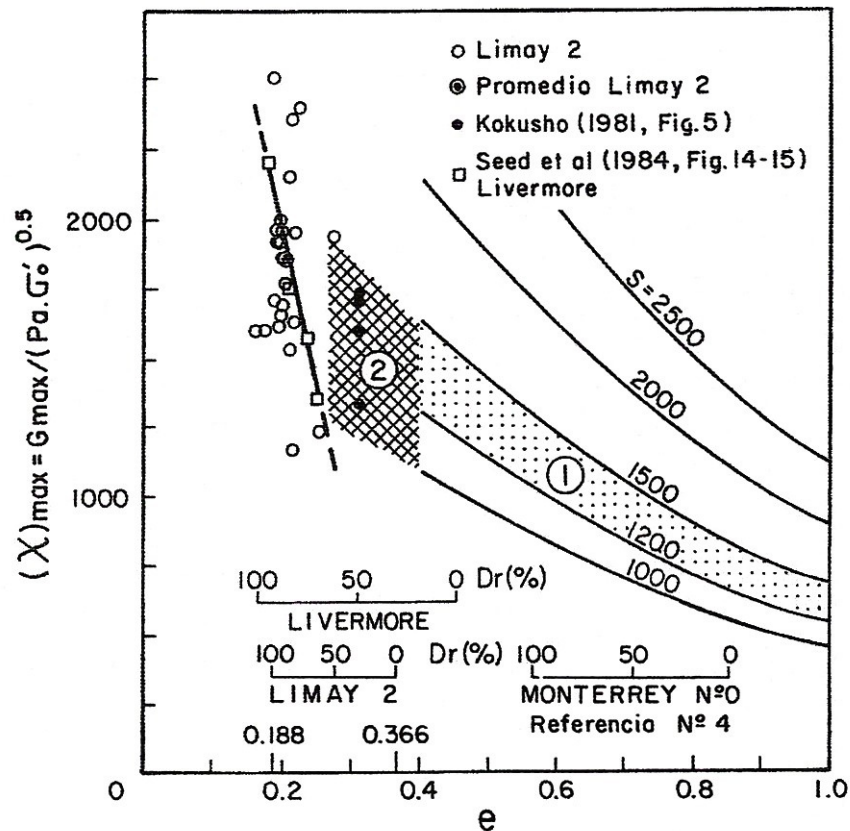


FIG. 5-CORRELACIONES ENTRE e y $(\chi)_{max}$ DIAGRAMA DE HARDIN

Nota: (1) arenas limpias ensayadas en laboratorio

(2) gravas bien graduadas con algunos finos ensayadas en laboratorio (Tamaño máximo 25 a 35 mm).

Las curvas S (1000, 1200, 1500, 2000, 2500) representan coeficientes de rigidez elástica, S, de Hardin para $\nu = 0,12$.

Se reproduce también en escala apropiada la línea correspondiente a la grava de Livermore de Fig. 2. Debido al limitado rango entre los valores de e o D_r que muestra la Fig. 5 no fué posible obtener ninguna recta o curva de regresión con un valor aceptable del coeficiente de correlación. Se obtuvieron los siguientes promedios:

$$e = 0,206 \qquad D_r = 90 \qquad V_{s1} = 285 \qquad (\chi)_{\max} = 1845$$

con desviaciones normales de 0,024, 14, 26 y 332 respectivamente. Los valores de $(\chi)_{\max}$ y V_{s1} coinciden con los de Livermore, Figs. 2 y 3 para $e = 0,206$. La tendencia pareciera indicar que $(\chi)_{\max}$ y V_{s1} en Limay 2 son menos sensibles a los cambios de e que en dichas figuras.

Depósito aluvional de fundación en Limay 3

En la Fig. 6 se muestran los resultados de determinaciones "cross-hole" en 4 sitios correspondientes a la ubicación Limay 3. Puede observarse que hasta aproximadamente 5 metros V_{s1} varía entre 245 y 290 m/s y entre aproximadamente 5 y 8 m entre 340 y 400 m/s.

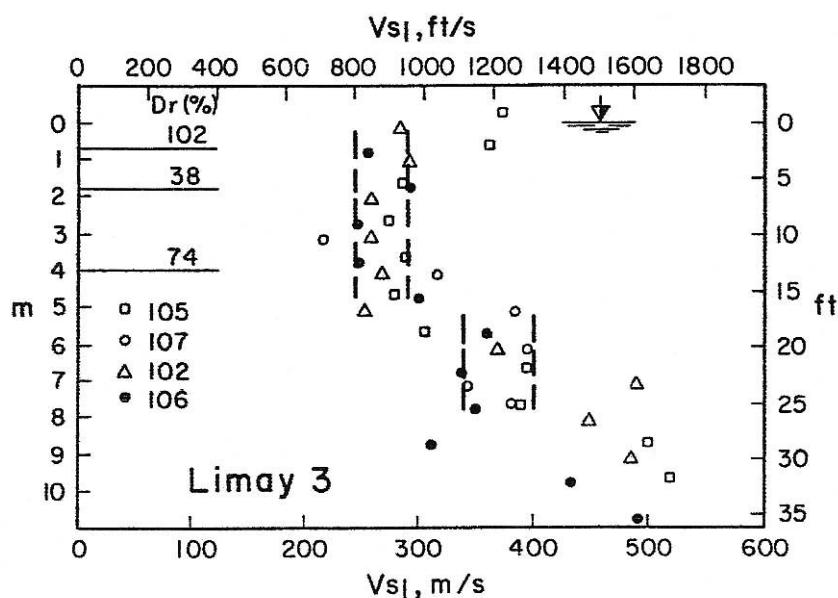


FIG. 6 - VALORES DE V_{s1} EN DEPOSITO ALUVIONAL DE FUNDACION EN LIMAY 3.

Por las distorsiones ya mencionadas se descartan los valores más profundos cercanos a la roca. La granulometría promedio, con sólo 2 capas, a 0,7 y 6 m relativamente más finas, entre 0,7 y 9 m es:

$$\begin{array}{lll}
 D_{\max} : 150 \text{ mm} & \% > \text{ que } 7,5 \text{ mm} : 9 & \% > \text{ que } 50 \text{ mm} : 20 \\
 D_{50} : 17 \text{ mm} & D_{10} : 0,4 \text{ mm} & \% < \text{ que } 0,075 \text{ mm} : 1 \text{ a } 3
 \end{array}$$

semejante a la correspondiente al tramo de prueba Limay 2 e igualmente con un porcentaje importante del tamaño grava con forma achatada. Mediante una excavación de 2,30 m de diámetro con depresión de 5 m del nivel freático se determinaron los valores de D_r que se presentan en la Fig. 6 lo que indicaría que D_r hasta aproximadamente 5 m varía entre 40 y 100% en correspondencia con velocidades del orden de 245 y 290 m/s respectivamente. Si se aplica

la curva de Livermore, Fig. 3, para 245 m/s correspondería $D_r \approx 65\%$, lo que confirmaría que V_{sl} en Limay 2 es menos sensible que en Livermore a los cambios en el valor de e . Comparando con los resultados obtenidos en el tramo de prueba Limay 2 pareciera no haber mayor influencia de la historia geológica en Limay 3 hasta 5 m.

CONCLUSIONES

Para las gravas puede admitirse que en la mayoría de los casos prácticos la velocidad de las ondas de corte, V_s , sea una función de $(\sigma'_o)^{0.25}$, donde $\sigma'_o = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$. Para poder establecer correlaciones es necesario reducir V_s a una presión efectiva de confinamiento, σ'_o , de referencia que en este artículo es una atmósfera y en el cual V_s referido a la misma se denomina V_{sl} . Para poder comparar distintos tipos de grava dichas correlaciones deben hacerse entre V_{sl} y la relación de vacíos, e . Para una grava específica es indistinto usar la densidad relativa, D_r , o e .

Si se efectúan comparaciones para valores de e de alrededor de 0,20, según datos en este artículo V_{sl} puede variar entre aproximadamente 300 m/s (por ejemplo Limay 3 y Livermore) y 600 m/s (por ejemplo Limay 1 y Santiago). Estas diferencias del orden del 1000 confirman que el conocimiento de la velocidad de las ondas de corte en gravas no permite decisiones prácticas basadas solamente en el mismo y que para aplicar los resultados se requiere considerar las múltiples variables señaladas en la Introducción, cuya influencia relativa se estima en este artículo.

APENDICE-REFERENCIAS

1. Abbona, P.V., Hanna, A.W., Heredia, S., "Complejo Limay Medio. Proyecto de Michihuao", *Octavo Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*. Neuquen, Argentina, 1984, Volumen 1, pp. 335-367.
2. Abbona, P.V., Malecki, J.C., "Investigación para Caracterizar el Comportamiento Mecánico del Aluvión de Fundación de dos Presas en el Río Limay", *Noveno Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, Resistencia, Argentina, 1986.
3. Banerjee, N.G., Seed, H.B., Chan, C.K., "Cyclic Behaviour of Dense Coarse - Grained Materials in Relation to the Seismic Stability of Dams", *Report No. UCB/EERC-79/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif.*, Junio, 1979.
4. Chung, R.M., Yokel, F.Y., Ornevich, V.P., "Evaluation of Dynamic Properties of Sands by Resonant Column Testing", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Junio 1984, Volumen 7, N°2, pp. 60-69.
5. Giuliani, F.L., Heredia, S., Abbona, P.V., "Investigaciones para la Caracterización de la Fundación del Aluvional de una Presa de Tierra sobre el Río Limay", *Octavo Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, Neuquen, Argentina, 1984, Volumen 1, pp. 120-135.
6. Hanna, A.W., Ambrosini, G., McConnell, A.D., "Investigation of a Coarse Alluvial Foundation for an Embankment Dam", *Canadian Geotechnical Journal*, 1986, Volumen 23, N°2, pp. 203-215.
7. Hardin, B.O., Black, W.L., "Sand Stiffness Under Various Triaxial Stresses", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE*, Marzo 1966, Volumen 92, N°SM2, Proc. Paper 4712, pp. 27-42.

8. Hardin, S.O., "The Nature of stress-strain Behaviour for Soils", *ASCE Specialty Conference. Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Pasadena, CA, Junio 1978, Volumen 1, pp. 3-90.
9. Iwasaki, T., Tatsuoka, F., "Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands", *Soils and Foundations*, Septiembre 1977, Volumen 17, N°3, pp. 19-35.
10. Kokusho, T., Esashi, Y., "Cyclic Triaxial Test on Sands and Coarse Materials", *Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Estocolmo, 1981, Volumen 1, pp. 673-676.
11. Micucci, C.A., "Notas acerca de las Densidades Relativas en Michihuao", *Octavo Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, Neuquen, Argentina, 1984, Volumen 1, pp. 170-188.
12. National Research Council. Commission on Engineering and Technical Systems. "Liquefaction of Soils During Earthquakes, Washington, D.C., Noviembre 1985.
13. Ortigosa, P., Musante, H., Kort, I., "Mechanical Properties of the Gravel of Santiago", *Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Estocolmo, 1981, Volumen 2, pp. 545-548.
14. Ortigosa, P., Musante, H., Retamal, E., "Cyclic Plate Tests on Granular Soils", *Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 1985, Volumen 2, pp. 917-920.
15. Seed, H.B., Idriss, I.M., "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", *Report No. EERC 70/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., Diciembre 1970.*
16. Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., Tokimatsu, K., "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils", *Report No. UCB/EERC-84/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., Septiembre, 1984.*
17. Seed, H.B., "Lessons from the Performance of Earth Dams During Earthquakes", *Conference Held at the Institution of Civil Engineers*, Londres, Octubre, 1980, pp. 97-104.
18. Stokoe, K.M., Lee, S.H.H., Knox, D.P., "Shear Moduli Measurements under True Triaxial Stresses", *ASCE, Session Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, Detroit, Michigan, October 1985, pp. 166-185.
19. The August 1, 1975 Oroville Earthquake Investigations, *California Department of Water Resources*, 179, pp. 203-278.
20. Vardé, O.A., Andersson, C.A., "Investigation of Gravels for an Earth-Fill Dam", *Seventh Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vancouver, Canadá, 1983, Volumen 1, pp. 1-14.
21. Yu, P., Richart, F.E., "Stress Ratio Effects on Shear Modulus of Dry Sands", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Marzo 1984, Volumen 110, N° 3, pp. 331-345.