



**INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES EN GEOCIENCIAS MINERIA Y QUIMICA
INGEOMINAS**

AREA DE INGENIERIA Y RIESGOS GEOLOGICOS

DIAGNOSTICO SOBRE LA INESTABILIDAD DEL TUNEL DE ARMENIA

POR:

Juan Manuel Martínez- INGEOMINAS

Alvaro González-MOPT

Juan Montero- MOPT

Santa Fé de Bogotá D.C., Marzo de 1992



DIAGNOSTICO SOBRE LA INESTABILIDAD DEL TUNEL DE ARMENIA

1.- INTRODUCCION

En atención a una solicitud de la Oficina Nacional para la Prevención y Atención de Desastres de la Presidencia de la República, el día 25 de febrero del presente año se efectuó una inspección de túnel del ferrocarril en la ciudad de Armenia, con el fin de conceptuar sobre las obras prioritarias que deben acometerse para su rehabilitación, teniendo como base las propuestas presentadas por compañías consultoras. Este informe se refiere a los resultados de esta tarea.

2.- PARTICIPANTES

Ing. Juan Manuel Martínez R.	INGEOMINAS
Ing. Alvaro González	Consultor ONAD
Geo. Juan Montero	MOPT
Ing. Aurelio Mejía,	Secretario de Obras Públicas Municipales

3.- ANTECEDENTES

En 1948 la Empresa Ferrocarriles del Pacífico construyó un túnel de 620 m de longitud, para integrarlo a la intercomunicación férrea entre Ibagué y Armenia. Los 300 m iniciales de esta obra constituyen un falso túnel con muros de concreto ciclópeo, los cuales soportan una bóveda semicircular aparente de concreto simple y una delgada cobertura de material no seleccionado ni compactado. El tramo restante se excavó en cenizas volcánicas y fué revestido de manera similar al tramo anterior.

Con respecto al trazado actual de la calles de la ciudad, el túnel la atraviesa en su parte central en dirección suroeste-noreste (SW-NE), entre la trilladora ubicada al SW de la calle 24-A con carrera 20 A y la calle 17 con la carrera 21, cerca del Polideportivo.

Al haberse abandonado el proyecto del Ferrocarril, dentro del túnel se instaló una tubería de conducción de 24 pulgadas para el acueducto municipal, lo cual ha constituido el principal uso del túnel hasta el momento. Para el futuro se ha planteado la posibilidad de emplearlo en otros programas de desarrollo de la ciudad.

En diciembre de 1984, con motivo de una inspección ocular llevada a cabo por funcionarios de las Empresas Públicas Municipales, se constataron algunas fallas estructurales; algunos meses más tarde se presentó un hundimiento muy localizado en la intersección de la calle 22 con carrera 20-A, dentro de una franja de terreno correspondiente aproximadamente a la abscisa 260 del túnel. Desde entonces ha existido gran preocupación del gobierno Municipal por la posibili-



lidad de un colapso y su interés por rehabilitar el túnel para reducir el riesgo de una calamidad.

En mayo y julio de 1987 la compañía INTEGRAL S.A. presentó al Municipio de Armenia algunas alternativas de solución y en febrero del presente año la firma INGETEC S.A. presentó un informe en el cual se analizan las alternativas propuestas por INTEGRAL y se proponen otras posibles soluciones.

La actual administración Municipal solicitó a la Oficina Nacional para la Prevención y Atención de Desastres su colaboración, para que un grupo de especialistas evaluara las soluciones disponibles y presentara un diagnóstico sobre las acciones prioritarias que puedan acometerse en relación con la rehabilitación del túnel, teniendo en cuenta los mencionados informes y la disponibilidad presupuestal en el momento.

4.- INFORME DE LA COMISION

Se llevó a cabo el reconocimiento del terreno con la valiosa cooperación de funcionarios del Cuerpo de Bomberos, y dos reuniones de trabajo en las dependencias de la Alcaldía Municipal. Se analizaron las propuestas atrás mencionadas y algunos datos geotécnicos suministrados gentilmente por el Ingeniero Juan Carlos García.

4.1 Aspectos Geotécnicos.

La ciudad de Armenia está ubicada en el flanco occidental de la Cordillera Central al Sur Oeste de los Nevados de Santa Isabel y el Quindío. En esta parte del país, la Cordillera Central está conformada por terrenos metamórficos de esquistos y anfibolitas de Paleozóico Inferior, cubiertos por una potente secuencia de cenizas y aglomerados volcánicos intercalados con flujos de lava. La ciudad está emplazada en depósitos volcánicos, integrados localmente por 8 a 10 metros de limos y arenas de consistencia media que superyacen una capa de 10 a 15 metros de limos y arcillas con algo de arena de consistencia relativamente firme, apoyados sobre aglomerados volcánicos. El nivel freático se mantiene generalmente a una profundidad promedio de 9 metros, que corresponde a un nivel inferior al piso del túnel, controlado por el cauce de una quebrada que corre en forma aproximadamente subparalela al túnel.

4.2- Alcance del presente Informe

Desde el punto de vista geotécnico el problema de inestabilidad investigado presenta dos aspectos: la posibilidad de un colapso o un daño semejante en superficie como consecuencia de la evolución de los daños estructurales que presenta el túnel, y el comportamiento de los materiales dispuestos como cobertura artificial en los primeros



300 metros del túnel, como terreno de cimentación. Este informe trata exclusivamente el primer aspecto mencionado.

4.3 Daños observados en la visita

Durante la visita se pudo constatar el hundimiento de la calle 22 con carrera 20-A y la situación de falla estructural descrita en los informes presentados por las firmas INTEGRAL S.A. e INGETEC S.A., la cual se manifiesta aproximadamente en los primeros 300 metros, tramo que coincide con el que se excavó a cielo abierto y posteriormente se recubrió con materiales de escombros sin ningún control de calidad, por lo cual, el confinamiento del terreno de sobrecarga es muy limitado. Se presenta un agrietamiento continuo de la clave en casi toda esta longitud, especialmente acentuado entre las abscisas 230 y 280, tramo que coincide con el hundimiento de la calle 22 y que en la actualidad está insuficientemente entibado con guada.

Así mismo se pudo constatar el agrietamiento subhorizontal de la pared izquierda entre las abscisas 130 y 150 y el buen estado de excavación en los últimos 320 metros.

Se observó también principalmente exfiltración de agua por el costado occidental del túnel y algunas evidencias de erosión interna por infiltración de aguas lluvias, así como provenientes del sistema de alcantarillado.

4.4 Aspectos Sísmicos

Armenia se encuentra en la zona de riesgo sísmico alto. Del estudio de AIS de 1984 la aceleración máxima para un periodo de retorno (Tr) de 1000 años es de 0.23g. De los datos del Ingeniero Juan Carlos García (Anexo 1) y del análisis sísmico simplificado del túnel (Anexo 2) realizado por Alvaro González, se deduce lo siguiente:

- El túnel existente no resiste el sismo de diseño. Los daños encontrados pueden tener relación con el sismo de 1979.
- Hay incertidumbre en cuanto a los valores de los periodos fundamentales del terreno.
- Es posible minimizar los efectos sísmicos en el revestimiento, con el adecuado espaciamiento de juntas flexibles (del orden de 100 a 130 m).

5.- CONCLUSIONES.

- 5.1 Entre las abscisas 260 y 280 se presenta una situación de posible colapso, debido no solo al estado avanzado del daño estructural, sino a la ineficiencia del sistema de entibado provisional allí instalado y como consecuencia de la infiltración no controlada.



Potencialmente este daño podría extenderse dentro de la zona de transición entre el corte abierto y la excavación subsuperficial del túnel, lo cual no se conoce con precisión.

- 5.2 El daño observado en los primeros 230 metros aparentemente no ha avanzado en forma notable en los últimos años, pero dada la escasa cobertura del túnel en los primeros 70 metros, este tramo inicial presenta alguna tendencia de incremento en su inestabilidad.
- 5.3 Los efectos sísmicos, aunque importantes son controlables con un debido refuerzo y adecuado espaciamiento de juntas.
- 5.4 Las prioridades de rehabilitación están determinadas además de los expuesto, por las limitaciones presupuestales.

6.- RECOMENDACIONES

Costo Plazo

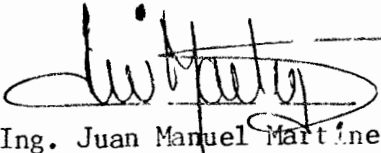
- 6.1 Se considera urgente reforzar la estructura entre las abscisas 230 y 300, donde el riesgo de colapso es mayor, y no se han adoptado medidas efectivas de control. A este respecto se recomienda adoptar la solución No 1 planteada por Integral en su informe de mayo de 1987, (Anexo 3) que con el refuerzo adicional que se señala en la figura, resiste los esfuerzos impuestos por sismo, con las hipótesis del Ingeniero García sobre velocidades. Por tratarse de un tramo de sólo 70 m no requiere de juntas flexibles.
- 6.2 Es también urgente acometer las obras de drenaje que se consideren adecuadas para contrarrestar el arrastre de finos hacia el túnel, principalmente en su costado occidental. Estas obras deben tener en cuenta las zonas de mayor concentración de drenaje en superficie y las posibles deficiencias en las entregas de aguas lluvias y en la red del alcantarillado. Estos drenajes se podrán realizar de acuerdo con el diseño de Ingetec, (Anexo 4); con dos filas espaciadas 1.5 m en sentido vertical y 3.0 m en sentido longitudinal, para las zonas más húmedas, abscisas 230 a 300 y 500 a 530.
- 6.3 Instalar un procedimiento sencillo de instrumentación que permita observar el comportamiento de la estructura en los primeros 230 m. Sistema sugerido por Ingetec.
- 6.4 Es conveniente reconformar el piso del túnel y sus sistemas laterales de drenaje superficial.
- 6.5 La estabilidad de la estructura entre las abscisas 300 y 620 se mantendrá, mientras no se modifiquen las condiciones de cobertura. Se considera conveniente incluir este tramo dentro de las medidas de instrumentación y seguimiento, en prevención




de futuros daños, principalmente provocados por sismos.

MEDIANO PLAZO (antes de 1 año)

6.6 Evaluación de los resultados de la instrumentación. Con base en esta evaluación, la verificación de los espesores y características dinámicas de los suelos atravesados por el túnel y ensayos de laboratorio, se debe determinar la necesidad de refuerzos adicionales ó juntas en el túnel, en especial en los primeros 230 m.


Ing. Juan Manuel Martínez
INGEOMINAS


Ing. Alvaro González
Consultor ONAD


Geó. Juan Montero
MOPT



ANEXO 1

Juan carlos garcia leal
Ingeniero civil

Armenia. 26 de febrero de 1992

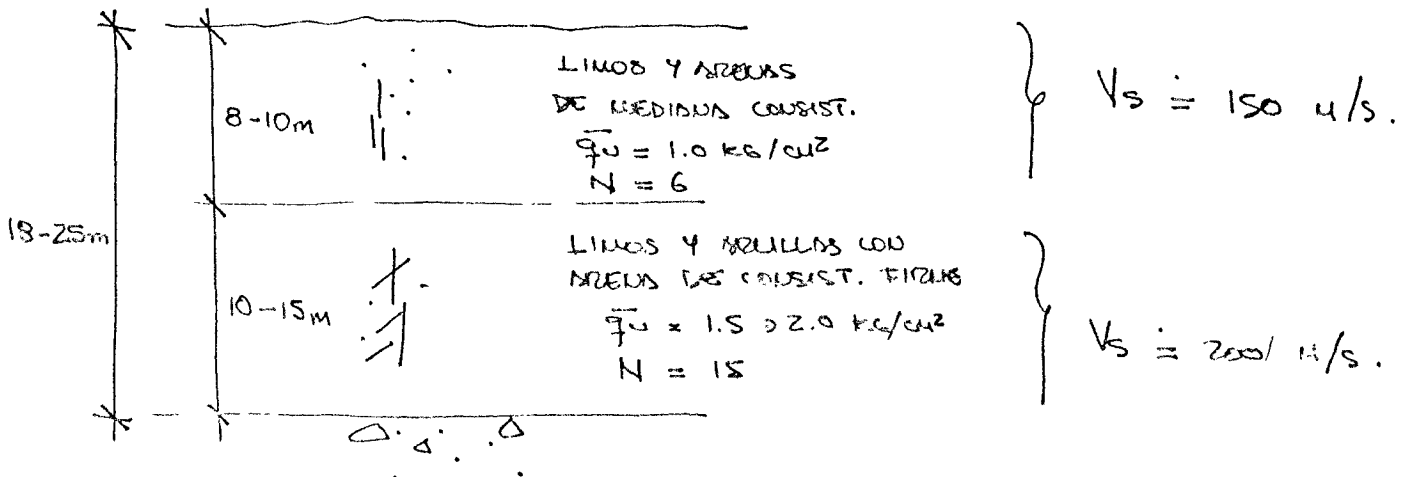
Ingeniero
ALVARO JAIME GONZALEZ G.
Santafé de Bogotá

REF: EVALUACION TUNEL DEL FERROCARRIL EN ARMENIA

En la presente deseo aclararle algunos conceptos expresados en la reunion sostenida el día de ayer, en compañía de la comisión asesora del gobierno nacional para evaluar la problemática del tunel del ferrocarril en Armenia.

Con referencia al perfil general indiqué que a unos 15m de profundidad aparecia el aglomerado volcanico, identificado como grava y piedras de gran tamaño en una matriz limo arcillosa/arenosa (tobas cementadas).

Este dato puede limitarse a cierto tipo de analisis, porque a esa profundidad aun predomina la matriz sobre la grava. Sin embargo, para el probable uso que usted le dara a esta información, en el cálculo aproximado del comportamiento sismico, encuentro mas adecuada la siguiente estratificación:



JUAN CARLOS GARCIA LEAL
ingeniero civil

La profundidad a la base firme, donde va predominar la grava sobre la matriz, esta con mayor certeza a 25m o algo más, en el sitio de interes.

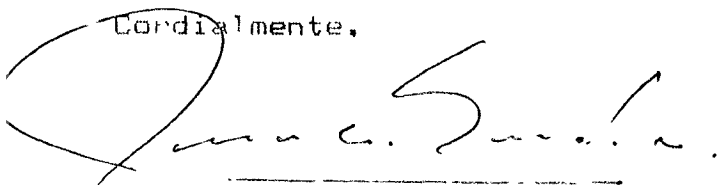
He observado que las características de nuestros suelos son semejantes a los de San Salvador, donde se dispone de estudios del módulo de rigidez al corte (μ) (Colindres, Zeevaert). Con base en esos trabajos podría usted verificar las correlaciones de velocidad de onda.

Es bueno aclararle que mis datos se basan sólo en estudios de suelos de poca profundidad (15m) y en la experiencia general a nivel local, así como en la inferencia basada en observaciones de la geomorfología local.

Como comentario al margen, recordando su inquietud sobre la colapsabilidad de estos materiales, recuerdo ahora que se ha observado un colapso (probablemente por falla de la microestructura) cuando se lleva al suelo hasta la carga P_c , manifestado en un cambio muy acentuado del comportamiento visco-plástico. Aunque no se ha investigado lo suficiente, y en lo poco que se ha hecho no han resultado evidencias, el concepto tradicional de colapso por saturación ameritaría un estudio más profundo, para estos suelos que tienen muy buen drenaje y al mismo tiempo gran capacidad de retención de agua.

Si usted está interesado en el estudio de nuestros suelos residuales, sería un honor para la ingeniería quindiana que dirigiera o asesorara algunos proyectos con estudiantes de esta región. En tal caso, le ruego comunicarme para hacer los contactos necesarios con la Universidad del Quindío.

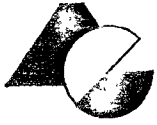
Cordialmente,



JUAN CARLOS GARCIA LEAL



ANEXO 2



ALVARO JAIME GONZALEZ GARCIA
Ingeniero Consultor

OFICINA NACIONAL PARA ATENCION Y PREVENCION DE DESASTRES
ONADEK

DIAGNOSTICO SOBRE EL TUNEL FERROVIARIO
EN ARMENIA

ANEXO

CALCULO PRELIMINAR DE ESFUERZOS DEBIDOS A SISMO

Bogotá, Marzo de 1992



CALCULO PRELIMINAR DE ESFUERZOS DEBIDOS A SISMO

1.0.- ACELERACION A NIVEL DE ROCA

Del Estudio de Riesgo Sísmico (AIS,1984) para Armenia y, dada la importancia y localización del túnel, se adopta :

Tr=1000 años Ci=0.9 , con lo cual
se obtiene chr=0.93g Ar= 2.2563 m/seg²

2.0.- PERIODOS PROPIOS DEL SUELO

Con los datos del Ing. Juan Carlos García en la sección crítica:

8-10m (1) Limos y arenas de mediana consistencia
qu = 1.0 kg/cm² N=6 golpes/pie Vs=150 m/seg

10-15m (2) Limos y arcillas con arena de consistencia firme
qu = 1.5 a 2.0 kg/cm² N=15 golpes/pie Vs=200 m/seg

Aglomerado Volcánico Terciario (Nivel de Roca)

2.1.- Período Equivalente con Correlaciones (Caso A)

2.1.1.- Gráfico de Kanai para arenas (Newmark y Rosenblueth,1978)

Para N= 6 g/pie Vs1= 35-60 m/seg Vs1 prom = 48 m/seg
 N= 15 g/pie Vs2= 70-140 m/seg Vs2 prom = 105 m/seg

2.1.2. De Datos de Compresión Simple

Asumiendo $E_u/q_u = 120$ a 150 y sabiendo que $G = E_u/3$

Suelo	qu (kg/cm ²)	Eu (ton/m ²)	Euprom (ton/m ²)	G (ton/m ²)	Γ^* (ton/m ³)	Vs (m/s)
1	1.0	1200-1500	1350	450	1.5	54.25
2	1.5-2.0	1800-3000	2000	800	1.6	70.04

1* = peso unitario adoptado

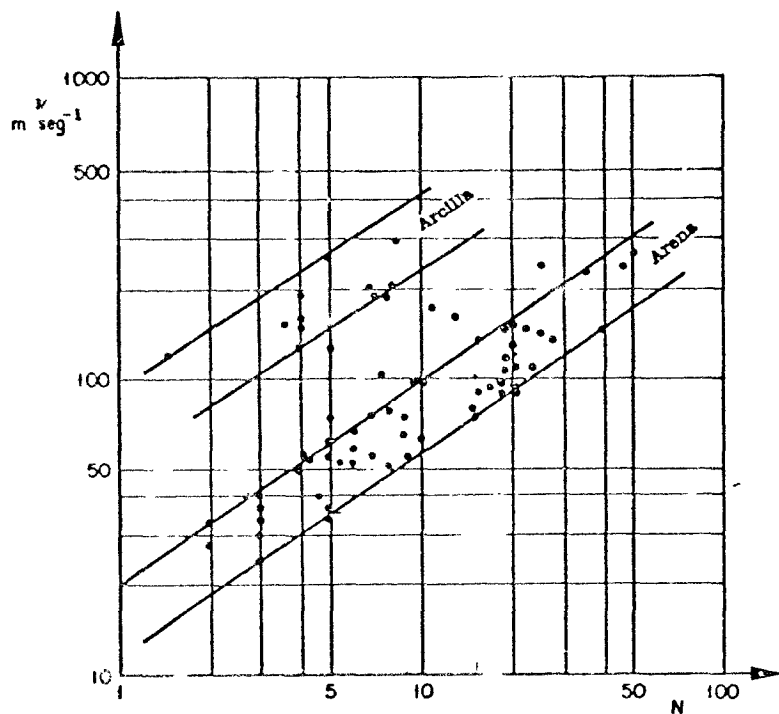


FIGURA 13.45. Relación entre el número de golpes por pie en la prueba de penetración estándar y la velocidad de las ondas de cortante. Según Kanai, citado por Ohsaki (1969)

TOMADO DE NEWMARK Y ROSENBLUETH (1978)



2.1.3.- Datos de Velocidades de Cortante

Con los resultados anteriores se adoptan los siguientes valores:

SUELO	Vs (m/s)	H (m)	Γ (ton/m ³)
1	51	10	1.5
2	88	15	1.6

valores similares a los encontrados en arcillas volcánicas de la Ciudad de Mexico (Menache, 1987).

2.1.4.- Período Equivalente

Con el método de Dobry, Oweis y Urzua (1976) se encuentra

$$T_{s1} = (4 \times 10) / 51 = 0.78431 \text{ seg}$$

$$T_{s2} = (4 \times 15) / 88 = 0.68182 \text{ seg}$$

y resolviendo

$$\begin{aligned} \tan[(\pi/2) * (T_{s1}/T_{eq})] * \tan[(\pi/2) * (T_{s2}/T_{eq})] = \\ = (\Gamma_2 * H_2 / \Gamma_1 H_1) * (T_{s1}/T_{s2}) \end{aligned} \quad (1)$$

se obtiene $T_{eqa} = 1.23250 \text{ seg}$ $V_{sa \text{ eq}} = 81.136 \text{ m/seg}$

2.2.- Período Equivalente con Datos de J.C. García (Caso B)

$$T_{s1} = (4 \times 10) / 150 = 0.26667 \text{ seg}$$

$$T_{s2} = (4 \times 15) / 200 = 0.30000 \text{ seg}$$

y resolviendo (1) se obtiene

$$T_{eqb} = 0.51008 \text{ seg} \quad V_{sb \text{ eq}} = 196.049 \text{ m/seg}$$

3.0.- CALCULO DE DEFORMACIONES DEL TERRENO

El túnel se asume como una viga continua que se desplaza horizontalmente con el terreno y que no influye en la rigidez del mismo. Se emplean dos métodos similares: el de Zeevaert (1972) y el Japonés (JSCE, 1984). Para ambos la siguiente expresión es común:

$$\delta z)_x = \delta n z * \text{Sen}[2\pi * (x/L_n)] \quad (2)$$

en dónde : $\delta z)_x$ = deflexión horizontal en la abscisa x
 $\delta n z$ = deflexión horizontal máxima a la profundidad z para el modo n
 L_n = longitud de onda para el modo n
 $= V_s * T_s \approx 4H$



3.1.- Método de Zeevaert

Con este procedimiento se tiene:

$$\delta_{nz} = A_{hs} * [(T_{sn}/2\pi)^2] * \cos[(\pi/2)*(z/H)] \quad (3)$$

en donde : A_{hs} = aceleración máxima a nivel de superficie (m/seg²)
 T_{sn} = período del suelo para el modo n (seg)
 z = profundidad media del tunel = 7 m. para Armenia
 H = espesor del suelo = 25 m. para Armenia

Para el espectro del sismo de El Centro (Newmark y Hall, 1982) se tiene, para amortiguamiento del 20% y para el primer modo:

Caso	Tseg (seg)	feg (hz)	Ahs/Ahr	Ahs (m/seg ²)	δ_{nz} (cm)
A	1.23250	0.81136	0.497	1.12030	3.90044
B	0.51008	1.96048	1.467	3.30924	1.97334

3.2.- Método Japonés

Con este procedimiento se tiene:

$$\delta_{nz} = [2/(\pi^2)] * A_{hr} * S_v * T_{sn} * \cos[(\pi/2)*(z/H)] \quad (4)$$

en donde : A_{hr} = aceleración máxima a nivel de roca (gal)
 S_v = velocidad de respuesta/aceleración (cm/s/gal)
 T_{sn} = período del suelo para el modo n (seg)
 z = profundidad media del túnel = 7 m. para Armenia
 H = espesor del suelo = 25 m. para Armenia

Para $T_s \geq 0.5$ seg y $\beta=20\%$, $S_v = 0.08$ y entonces para el primer modo:

Caso	Tseg (seg)	S_v (cm/s/gal)	A_{hr} (cm/seg ²)	δ_{nz} (cm)
A	1.23250	0.08	225.630	4.07915
B	0.51008	0.08	225.630	1.68819

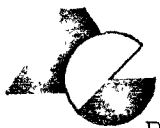
3.3.- Comparación

De los datos anteriores, denominado con Z al método de Zeevaert y con J al método Japonés se obtiene:

$$[\delta_{nza}]_Z / [\delta_{nza}]_J = 0.95619$$

$$[\delta_{nzb}]_Z / [\delta_{nzb}]_J = 1.10891$$

lo cual indica que los dos métodos dan resultados muy similares.



Pero si se comparan los dos casos A y B:

$$\begin{aligned} [\delta_{nzb}]Z/[\delta_{nza}]Z &= 0.50593 \\ [\delta_{nzb}]J/[\delta_{nza}]J &= 0.41386 \end{aligned}$$

se obtiene que los desplazamientos deducidos de los datos de Vs del Ing. García son alrededor del 50% de los calculados con las correlaciones de los otros datos de resistencia.

Como se verá a continuación, los esfuerzos dinámicos en el túnel son directamente proporcionales a estos desplazamientos. Por consiguiente y como una labor a mediano plazo, debe dilucidarse la incertidumbre acerca de las características dinámicas de los suelos involucrados, así como la profundidad a la roca, con el fin de decidir sobre las obras a mediano y largo plazo.

4.0.- CALCULO DE ESFUERZOS Y RESISTENCIAS EN EL TUNEL

4.1.- Esfuerzos Esperados

Para esta evaluación simplemente se deriva la ecuación 2, que es la elástica del túnel, encontrándose:

$$\begin{aligned} M_{max} &= EI \cdot \delta_{nz} \cdot [(2\pi/Ln)^2] & (5) \\ T_{max} &= EI \cdot \delta_{nz} \cdot [(2\pi/Ln)^3] & (6) \end{aligned}$$

en dónde: M_{max} = momento flector máximo, que ocurre a $(2m+1) \cdot (Ln/4)$ y $m=0,1,2,...$
 T_{max} = fuerza cortante máxima que se presenta en $mt \cdot (Ln/2)$ y $mt=1,2,3,.....$
 EI = rigidez de la sección del túnel

Con estas expresiones se calcularon los esfuerzos, tanto para el Caso A como para el Caso B, por los métodos de Zeevaert, Japonés y promedio de los dos, para las siguientes alternativas (Tabla 1):

- Túnel Actual
- Refuerzo solo- Ingetec - concreto convencional (t=0.3m)
- Refuerzo solo- Integral- concreto convencional (t=0.4m)

El análisis se hizo simplificado con una sección circular equivalente de igual espesor de pared y área también igual a la real.

4.2.- Estabilidad Sísmica del Túnel

Comparando los esfuerzos calculados promedios con un estimativo aproximado de los admisibles (Tabla 2), se puede deducir:

a) Como era de esperarse los esfuerzos sísmicos del caso A son cerca del doble de los del caso B.



TUNEL DE ARMENIA - CALCULO DE ESFUERZOS SISMICOS
REVESTIMIENTO DE REFUERZO

TABLA 1

A - METODO DE ZEEVAERT

PARAMETRO	TUNEL ACTUAL		SOLUCION- INGETEC		SOLUCION- INTEGRAL	
	CASO A	CASO B	CASO A	CASO B	CASO A	CASO B
Tseq(s)	1.232497	0.51008	1.232497	0.51008	1.232497	0.51008
ahS(m/s ²)	1.1203	3.30924	1.1203	3.30924	1.1203	3.30924
dnz(m)	0.039004	0.019733	0.039004	0.019733	0.039004	0.019733
Ln(m)	100	100	100	100	100	100
Rint (m)	2.5	2.5	2.2	2.2	2.1	2.1
Rext (m)	2.8	2.8	2.5	2.5	2.5	2.5
t (m)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4
h (m)	3.5	3.5	3.2	3.2	3.1	3.1
bi (m)	4	4	3.4	3.4	3.2	3.2
Area(m ²)	5.977566	5.977566	5.334822	5.334822	6.970265	6.970265
Requiv(m)	3.171197	3.171197	2.830211	2.830211	2.773380	2.773380
Iner I (m ⁴)	30.05667	30.05667	21.36622	21.36622	26.80638	26.80638
f'c (kg/cm ²)	110	110	210	210	210	210
Ec (kg/cm ²)	110000	110000	188387.8	188387.8	188387.8	188387.8
EI(ton-m ²)	33062342	33062342	40251378	40251378	50499979	50499979
Momento(ton-m)	5091.025	2575.752	6198.012	3135.820	7776.118	3934.247
Esfuerzo(kg/cm ²)	47.42664	23.99502	72.52114	36.69132	72.52114	36.69132
Cortante(ton)	319.8785	161.8392	389.4325	197.0294	488.5879	247.1960
Tau V (kg/cm ²)	5.351317	2.707444	7.299822	3.693270	7.009602	3.546436

B - METODO JAPONES (JSCE)

ahR(m/s ²)	2.2563	2.2563	2.2563	2.2563	2.2563	2.2563
Sv(cm/s/gal)	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
dnz(m)	0.040791	0.016881	0.040791	0.016881	0.040791	0.016881
Rint (m)	2.5	2.5	2.2	2.2	2.1	2.1
Rext (m)	2.8	2.8	2.5	2.5	2.5	2.5
t (m)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4
h (m)	3.5	3.5	3.2	3.2	3.1	3.1
bi (m)	4	4	3.4	3.4	3.2	3.2
Area(m ²)	5.977566	5.977566	5.334822	5.334822	6.970265	6.970265
Requiv(m)	3.171197	3.171197	2.830211	2.830211	2.773380	2.773380
Iner I (m ⁴)	30.05667	30.05667	21.36622	21.36622	26.80638	26.80638
f'c (kg/cm ²)	110	110	210	210	210	210
Ec (kg/cm ²)	110000	110000	188387.8	188387.8	188387.8	188387.8
EI(ton-m ²)	33062342	33062342	40251378	40251378	50499979	50499979
Momento(ton-m)	5324.292	2203.506	6481.999	2682.634	8132.413	3365.672
Esfuerzo(kg/cm ²)	49.59969	20.52727	75.84400	31.38872	75.84400	31.38872
Cortante(ton)	334.5351	138.4503	407.2760	168.5548	510.9746	211.4714
Tau V (kg/cm ²)	5.596510	2.316166	7.61294	3.159521	7.330777	3.033908

Calculo: A.J. Gonzalez G.



TUNEL DE ARMENIA - CALCULO DE ESFUERZOS SISMICOS

REVESTIMIENTO DE REFUERZO

TABLA 2

C - PROMEDIO ZEEVAERT Y JAPONES

PARAMETRO	TUNEL ACTUAL		SOLUCION- INGETEC	
	CASO A	CASO B	CASO A	CASO B
Momento(T·m)	5207.658	2389.629	6340.005	2909.227
Esfuerzo(K/cm2)	48.51316	22.26115	74.18257	34.04002
Sigc(K/cm2)	42.11839	42.11839	80.44575	80.44575
Sigt(K/cm2)	1.678094	1.678094	9.412524	9.412524
FSSIGC	0.868184	1.892013	1.084429	2.363269
FSSIGT	0.034590	0.075382	0.126883	0.276513
Cortante(ton)	327.2068	150.1448	398.3543	182.7921
Tau V(Kg/cm2)	5.473914	2.511805	7.467058	3.426395
Vo(K/cm2)	2.3	2.3	7.680429	7.680429
FSTAUO	0.420174	0.915676	1.028575	2.241547
	SOLUCION- INTEGRAL		SOLUCION- INTEGRAL (MODIFICADA)	
	CASO A	CASO B	CASO A	CASO B
Momento(T·m)	7954.265	3649.959	6114.976	2805.968
Esfuerzo(K/cm2)	74.18257	34.04002	74.18257	34.04002
Sigc(K/cm2)	80.55628	80.55628	80.55628	80.55628
Sigt(K/cm2)	8.230207	8.230207	42.22183	42.22183
FSSIGC	1.085919	2.366516	1.085919	2.366516
FSSIGT	0.110945	0.241780	0.569161	1.240358
Cortante(ton)	499.7812	229.3337	384.2153	176.3041
Tau V(Kg/cm2)	7.170190	3.290172	5.484456	2.156642
Vo(K/cm2)	7.680429	7.680429	7.680429	7.680429
FSTAUO	1.071161	2.334354	1.400399	3.051855

Calculó: A.J.González G.



b) Ni el túnel actual ni las alternativas propuestas resisten los esfuerzos de tracción longitudinal impuestos a la sección por el aceleración horizontal del sismo de diseño.

c) El túnel actual tampoco resiste los esfuerzos de corte para los casos A y B, ni los de compresión para el caso A.

d) Estos esfuerzos se han calculado en el supuesto de viga continua, pero pueden reducirse sustancialmente con juntas flexibles debidamente colocadas, con mejores estimativos de las longitudes de onda L_n y de los desplazamientos $\delta z(x)$.

e) Estos mejores estimativos de L_n y de $\delta z(x)$ también permiten colocar refuerzos variables longitudinalmente de acuerdo a las solicitaciones en cada tramo, en caso que se decida refuerzo posterior y no sean viables las juntas.

f) En la inspección del túnel se observó que los daños se concentran en las abscisas 120-130 y 260-280. Debido a esta coincidencia de periodicidad longitudinal de los daños, y a que realmente no está muy definida la fecha de agrietamiento del túnel, es muy probable que los daños principales se hayan debido a un sismo (posiblemente el de 1979) y que la longitud de onda L_n haya estado entre 120 y 140 m.

4.3.- Obra a Corto Plazo

Dentro de las limitaciones presupuestales (\$40 millones), la Comisión recomienda, entre otras cosas, reforzar el túnel parcialmente entre abscisas 230 y 300 ($L=70m$), con el fin de detener el deterioro acentuado en la parte más crítica del ducto.

Con el fin de que este refuerzo inicial (el cual probablemente debe extenderse después, luego de observaciones y refinamiento de los análisis sísmicos) sea compatible con los cálculos efectuados, se revisó en detalle, ya con análisis completo de la sección considerada, la Alternativa de Integral (Alternativa 1- Figura 6- Informe de Mayo de 1987) y se propone que sea ésta la sección de refuerzo adoptada en el tramo crítico ya mencionado, pero variando el acero longitudinal de 2 filas de varillas No. 4 cada 45 cm a 2 filas de varillas No.6 cada 15 cm. con lo cual se resisten por lo menos los esfuerzos de tracción del Caso B (Tabla 2). Adicionalmente deben hacerse transiciones suaves de espesores, con un chaflán que no sea más pronunciado de 10L:1T (L =longitudinal, paralelo al eje del túnel; T =Transversal)

5.0.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se hacen planteamientos generales con referencia al efecto sísmico, ya que las principales se encuentran en el Informe de la Comisión.



5.1.- Conclusiones Generales

- a) Existe una gran incertidumbre respecto a las propiedades dinámicas del suelo en el cual se encuentra el túnel, incertidumbre que hay que minimizar para refinar los análisis y programar adecuadamente, si es del caso, obras de refuerzo del túnel a mediano y largo plazo.
- b) El túnel existente es altamente vulnerable a un sismo fuerte y requiere de la mayor atención y seguimiento, por lo que se hace necesario iniciar el refuerzo, comenzando por la parte más crítica.
- c) Las alternativas planteadas no consideraron efectos sísmicos y en consecuencia no resistirían los altos esfuerzos de tracción longitudinal debida a aceleración sísmica horizontal fuerte.
- d) Es posible mejorar la resistencia de la Alternativa 1 de Integral para adecuarla por lo menos a los esfuerzos impuestos por el Caso B.
- e) Con posteriores evaluaciones más detalladas, en especial de las características dinámicas de los suelos en que se encuentra el túnel, es posible conseguir economías importantes en el refuerzo del túnel, bien sea utilizando juntas flexibles o con refuerzo diferencial.

5.2.- Recomendaciones Generales

- a) Iniciar el refuerzo en el sector 230-300 con la Alternativa 1 de Integral, aumentando el refuerzo longitudinal, como se explica anteriormente.
- b) Plantear un sistema sencillo de instrumentación para hacer seguimiento del comportamiento del túnel.
- c) Efectuar estudios detallados de las características dinámicas de los suelos circundantes a todo lo largo del túnel y definir la necesidad y tipo de refuerzo en el resto del ducto, en especial entre el portal sur (Abscisa 0) y la abscisa 270, con énfasis en los sectores 100-150 y 0-50. Se deben incluir alternativas de juntas al túnel existente, compatibles con las obras de drenaje.

ALVARO J. GÓNZALEZ G.

Bogotá, Marzo 3 de 1992



REFERENCIAS

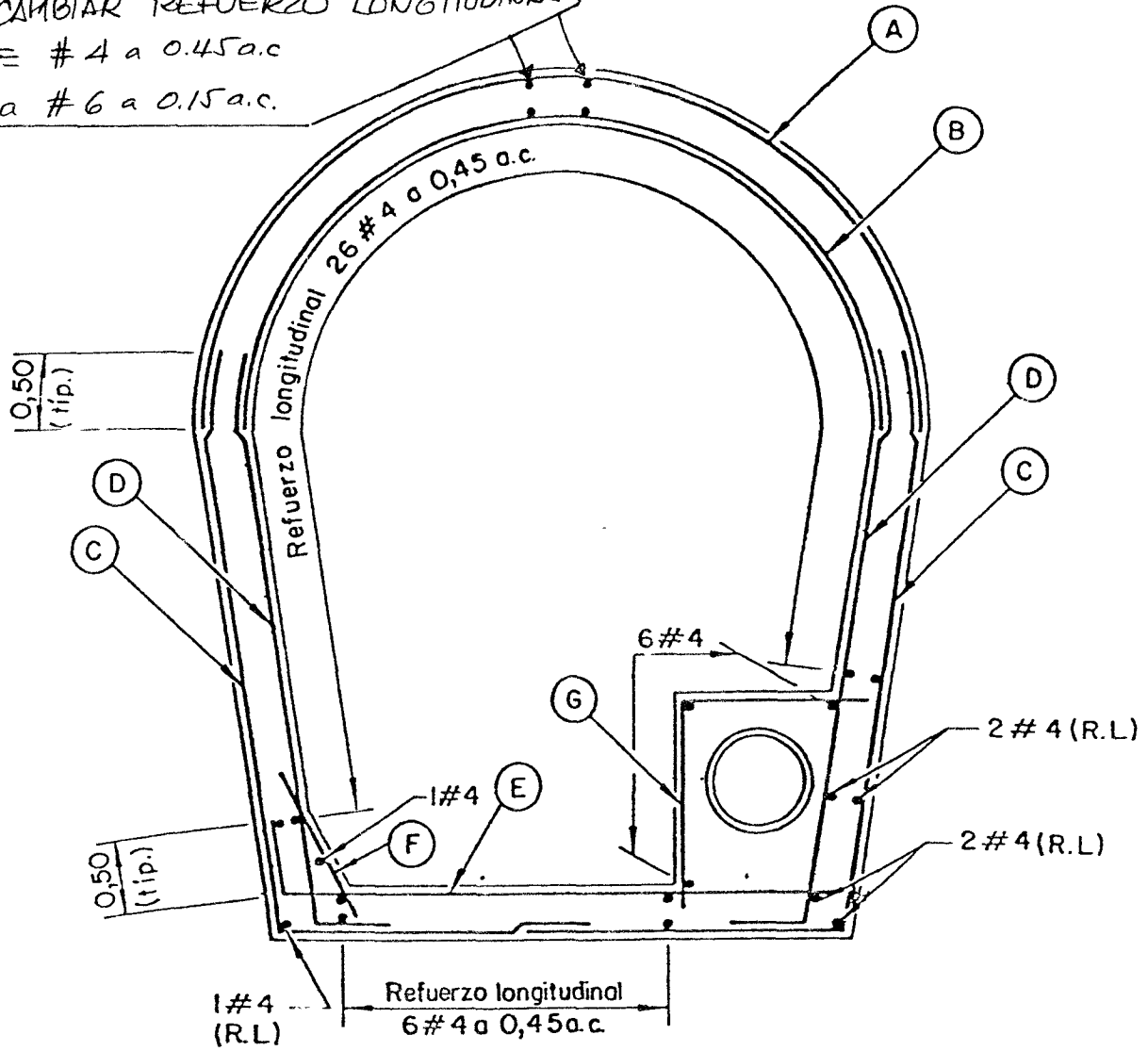
- AIS (1984).**- Estudio General del Riesgo Sísmico en Colombia - por L.E. García-Reyes, A.Sarria M, A. Espinosa S., C.E. Bernal L. y M. Puccini L.- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1984)
- DOBRY, R., OWEIS, I., URZUA, A. (1976).**- Simplified Procedures for Estimating the Fundamental Period of a Soil Profile.- Bull. Seis. Soc. of America .- Vol. 66 No. 4-pp.1293-1321, August 1976
- GARCIA, J.C. (1992).**- Comunicación Personal
- INGETEC (1992).**- Rehabilitación del Túnel del Ferrocarril en la Zona Urbana de Armenia- Informe- 17pp, Febrero 1992.
- INTEGRAL (1987a).**- Estudio sobre la Rehabilitación del Túnel del Ferrocarril en la Zona Urbana de Armenia.- Informe de Alternativas- 65 pp.- Mayo 1987
- INTEGRAL (1987b).**- Estudio sobre la Rehabilitación del Túnel del Ferrocarril en la Zona Urbana de Armenia- Diseño de la Solución Adoptada- Informe- 61 pp, Julio 1987.
- ISHIHARA, K. (1989).**- Dinámica Aplicada a la Estabilidad de Taludes- 206 pp.- Sociedad Colombiana de Geotecnia - Univ. Nacional, Bogotá
- JSCE (1984).**- Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan- 271pp.-The Japan Society of Civil Engineers
- MENACHE, A.S. (1987).**- Diseño del Interceptor Centro-Centro y Oriente del Sistema de Drenaje Profundo en la Ciudad de Mexico- Memorias del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica en Suelos Blandos, Volumen 1 ,pp.399-411, Soc. Mex. Mec. Suelos, 1987
- NEWMARK, N.M; HALL, W.J (1982).**- Earthquake Spectra and Design- 103 pp. - Earthquake Engineering Research Institute-Calif., USA
- NEWMARK, N.M; ROSENBLUETH, E. (1978).**- Fundamentos de Ingeniería Sísmica- 680pp.- Editorial Diana, Mexico.
- SARRIA M., A (1990).**- Ingeniería Sísmica- 610pp.- Ed. Uniandes-Bgtá
- ZEEVAKRT, L. (1972).**- Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions- Van Nostrand Reinhold, 1972



ANEXO 3

TOMADO DE INTEGRAL (1987a)

CAMBIAR REFUERZO LONGITUDINAL
DE #4 a 0,45a.c
a #6 a 0,15a.c.



CUADRO DE REFUERZO TRANSVERSAL

BARRA	FORMA	DESIGNACION	ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL	LONGITUD
A	∩	#4	0,25	7,75
B	∩	#4	0,25	6,75
C	L	#6	0,125	6,25
D	L	#6	0,125	4,50
E	L	#4	0,25	4,60
F	\	#4	0,25	1,30
G	└	#4	0,35	2,70



MUNICIPIO DE ARMENIA
ALCALDIA MUNICIPAL

REHABILITACION DEL TUNEL DEL FERROCARRIL
EN LA ZONA URBANA DE ARMENIA

VESTIMIENTO CONTINUO EN
COCRETO CONVENCIONAL
SOLUCION Nº 1 - REFUERZO

ESCALA
1:50

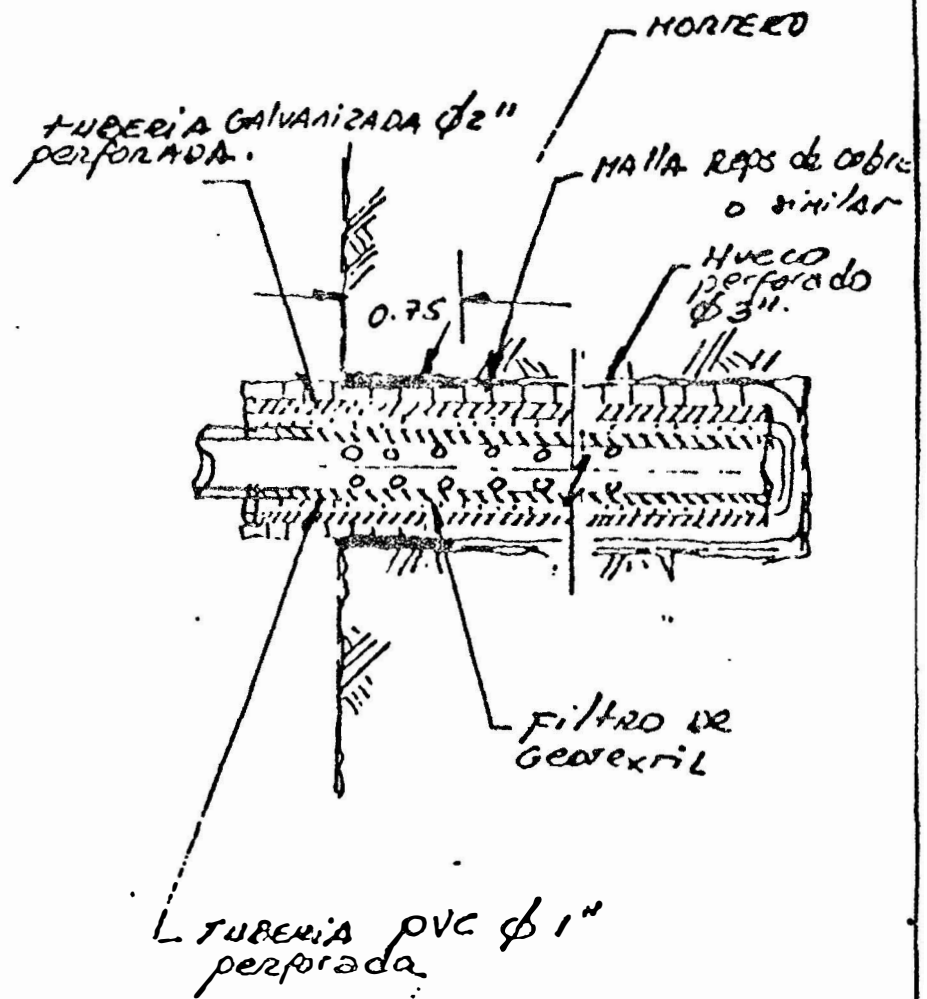
FECHA
MAYO 1987

FIGURA

6



ANEXO 4



DETALLE FILTRO
DRENAJES.
SIN ESCALA

NOTAS:
1. DIMENSIONES DADAS EN
METROS

FIGURA 2



ALVARO JAIME GONZALEZ GARCIA
Ingeniero Consultor

OFICINA NACIONAL PARA ATENCION Y PREVENCION DE DESASTRES
ONADE

DIAGNOSTICO SOBRE EL TUNEL FERROVIARIO
EN ARMENIA

ANEXO

CALCULO PRELIMINAR DE ESFUERZOS DEBIDOS A SISMO

Bogotá, Marzo de 1992

DIRECCION: Carrera 13 No. 38-76 Of. 1008 - Tel. 2875063 - Apartado Aéreo 094144- BOGOTA D.E. - COLOMBIA



ALVARO JAIME GONZALEZ GARCIA
Ingeniero Consultor

OFICINA NACIONAL PARA ATENCION Y PREVENCION DE DESASTRES
ONADE

DIAGNOSTICO SOBRE EL TUNEL FERROVIARIO
EN ARMENIA

ANEXO

CALCULO PRELIMINAR DE ESFUERZOS DEBIDOS A SISMO

Bogotá, Marzo de 1992



TUNEL DE ARMENIA

CALCULO PRELIMINAR DE ESFUERZOS DEBIDOS A SISMO

1.0.- ACELERACION A NIVEL DE ROCA

Del Estudio de Riesgo Sísmico (AIS,1984) para Armenia y, dada la importancia y localización del túnel, se adopta :

Tr=1000 años Ci=0.9 , con lo cual
se obtiene chr=0.23g Ahr= 2.2563 m/seg²

2.0.- PERIODOS PROPIOS DEL SUELO

Con los datos del Ing. Juan Carlos García en la sección crítica:

8-10m (1) Limos y arenas de mediana consistencia
 qu = 1.0 kg/cm² N=6 golpes/pie Vs=150 m/seg

10-15m (2) Limos y arcillas con arena de consistencia firme
 qu = 1.5 a 2.0 N=15 golpes/pie Vs=200 m/seg
 kg/cm²

Aglomerado Volcánico Terciario (Nivel de Roca)

2.1.- Período Equivalente con Correlaciones (Caso A)

2.1.1.- Gráfico de Kanai para arenas (Newmark y Rosenblueth,1978)

Para N= 6 g/pie Vs1= 35-60 m/seg Vs1 prom = 48 m/seg
 N= 15 g/pie Vs2= 70-140 m/seg Vs2 prom = 105 m/seg

2.1.2.- De Datos de Compresión Simple

Asumiendo Eu/qu= 120 a 150 y sabiendo que G= Eu/3

Suelo	qu (kg/cm ²)	Eu (ton/m ²)	Euprom (ton/m ²)	G (ton/m ²)	Γ* (ton/m ³)	Vs (m/s)
1	1.0	1200-1500	1350	450	1.5	54.25
2	1.5-2.0	1800-3000	2400	800	1.6	70.04

Γ* = peso unitario adoptado

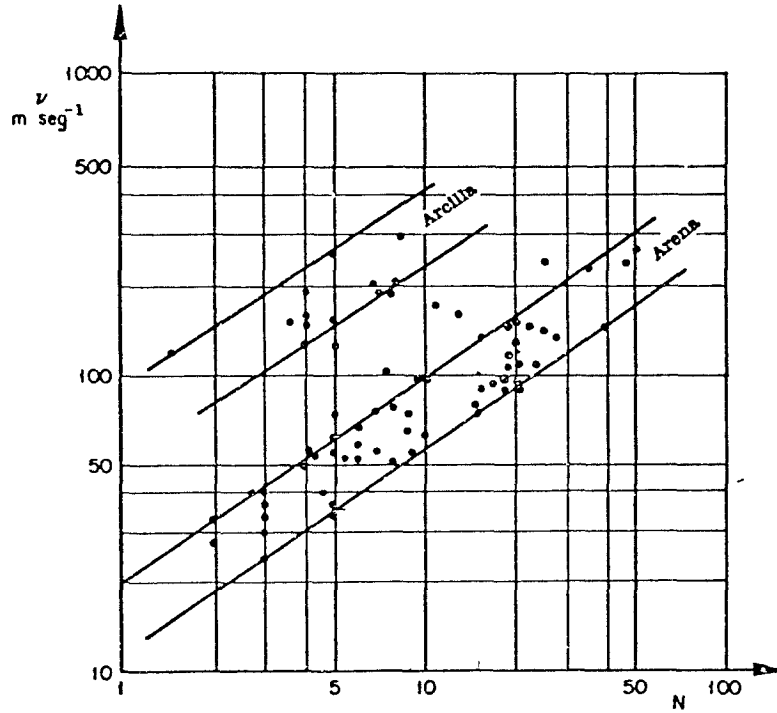


FIGURA 13.45. Relación entre el número de golpes por pie en la prueba de penetración estándar y la velocidad de las ondas de cortante. Según Kanai, citado por Ohsaki (1969)

TOMADO DE NEWMARK Y ROSENBLUETH (1978)



2.1.3.- Datos de Velocidades de Cortante

Con los resultados anteriores se adoptan los siguientes valores:

SUELO	V _s (m/s)	H (m)	Γ (ton/m ³)
1	51	10	1.5
2	88	15	1.6

valores similares a los encontrados en arcillas volcánicas de la Ciudad de Mexico (Menache, 1987).

2.1.4.- Período Equivalente

Con el método de Dobry, Oweis y Urzua (1976) se encuentra

$$T_{s1} = (4 \times 10) / 51 = 0.78431 \text{ seg}$$

$$T_{s2} = (4 \times 15) / 88 = 0.68182 \text{ seg}$$

y resolviendo

$$\begin{aligned} \tan[(\pi/2) * (T_{s1}/T_{eq})] * \tan[(\pi/2) * (T_{s2}/T_{eq})] &= \\ &= (\Gamma_2 * H_2 / \Gamma_1 H_1) * (T_{s1}/T_{s2}) \end{aligned} \quad (1)$$

se obtiene $T_{eq} = 1.23250 \text{ seg}$ $V_{sa \text{ eq}} = 81.136 \text{ m/seg}$

2.2.- Período Equivalente con Datos de J.C. García (Caso B)

$$T_{s1} = (4 \times 10) / 150 = 0.26667 \text{ seg}$$

$$T_{s2} = (4 \times 15) / 200 = 0.30000 \text{ seg}$$

y resolviendo (1) se obtiene

$$T_{eqb} = 0.51008 \text{ seg} \quad V_{sb \text{ eq}} = 196.049 \text{ m/seg}$$

3.0.- CALCULO DE DEFORMACIONES DEL TERRENO

El túnel se asume como una viga continua que se desplaza horizontalmente con el terreno y que no influye en la rigidez del mismo. Se emplean dos métodos similares: el de Zeevaert (1972) y el Japonés (JSCE, 1984). Para ambos la siguiente expresión es común:

$$\delta z)_x = \delta n z * \text{Sen}[2\pi * (x/L_n)] \quad (2)$$

en dónde : $\delta z)_x$ = deflexión horizontal en la abscisa x
 $\delta n z$ = deflexión horizontal máxima a la profundidad z para el modo n
 L_n = longitud de onda para el modo n
 $= V_s * T_s \approx 4H$



3.1.- Método de Zeevaert

Con este procedimiento se tiene:

$$\delta_{nz} = A_{hs} * [(T_{sn}/2\pi)^2] * \cos[(\pi/2)*(z/H)] \quad (3)$$

en donde : A_{hs} = aceleración máxima a nivel de superficie (m/seg²)
 T_{sn} = período del suelo para el modo n (seg)
 z = profundidad media del tunel = 7 m. para Armenia
 H = espesor del suelo = 25 m. para Armenia

Para el espectro del sismo de El Centro (Newmark y Hall, 1982) se tiene, para amortiguamiento del 20% y para el primer modo:

Caso	Tseq (seg)	feq (hz)	A _{hs} /A _{hr}	A _{hs} (m/seg ²)	δ_{nz} (cm)
A	1.23250	0.81136	0.497	1.12030	3.90044
B	0.51008	1.96048	1.467	3.30924	1.97334

3.2.- Método Japonés

Con este procedimiento se tiene:

$$\delta_{nz} = [2/(\pi^2)] * A_{hr} * S_v * T_{sn} * \cos[(\pi/2)*(z/H)] \quad (4)$$

en donde : A_{hr} = aceleración máxima a nivel de roca (gal)
 S_v = velocidad de respuesta/aceleración (cm/s/gal).
 T_{sn} = período del suelo para el modo n (seg)
 z = profundidad media del túnel = 7 m. para Armenia
 H = espesor del suelo = 25 m. para Armenia

Para $T_s \geq 0.5$ seg y $\beta=20\%$, $S_v= 0.08$ y entonces para el primer modo:

Caso	Tseq (seg)	Sv (cm/s/gal)	A _{hr} (cm/seg ²)	δ_{nz} (cm)
A	1.23250	0.08	225.630	4.07915
B	0.51008	0.08	225.630	1.68819

3.3.- Comparación

De los datos anteriores, denominado con Z al método de Zeevaert y con J al método Japonés se obtiene:

$$[\delta_{nza}]Z/[\delta_{nza}]J = 0.95619$$

$$[\delta_{nzb}]Z/[\delta_{nzb}]J = 1.16891$$

lo cual indica que los dos métodos dan resultados muy similares.



Pero si se comparan los dos casos A y B:

$$[\delta_{nzb}]Z/[\delta_{nza}]Z = 0.50593$$

$$[\delta_{nzb}]J/[\delta_{nza}]J = 0.41386$$

se obtiene que los desplazamientos deducidos de los datos de Vs del Ing. García son alrededor del 50% de los calculados con las correlaciones de los otros datos de resistencia.

Como se verá a continuación, los esfuerzos dinámicos en el túnel son directamente proporcionales a estos desplazamientos. Por consiguiente y como una labor a mediano plazo, debe dilucidarse la incertidumbre acerca de las características dinámicas de los suelos involucrados, así como la profundidad a la roca, con el fin de decidir sobre las obras a mediano y largo plazo.

4.0.- CALCULO DE ESFUERZOS Y RESISTENCIAS EN EL TUNEL

4.1.- Esfuerzos Esperados

Para esta evaluación simplemente se deriva la ecuación 2, que es la elástica del túnel, encontrándose:

$$M_{max} = EI \cdot \delta_{nz} \cdot [(2\pi/Ln)^2] \quad (5)$$

$$T_{max} = EI \cdot \delta_{nz} \cdot [(2\pi/Ln)^3] \quad (6)$$

en dónde: M_{max} = momento flector máximo, que ocurre a $(2m+1) \cdot (Ln/4)$ y $m=0,1,2,...$
 T_{max} = fuerza cortante máxima que se presenta en $mt \cdot (Ln/2)$ y $mt=1,2,3,.....$
 EI = rigidez de la sección del túnel

Con estas expresiones se calcularon los esfuerzos, tanto para el Caso A como para el Caso B, por los métodos de Zeevaert, Japonés y promedio de los dos, para las siguientes alternativas (Tabla 1):

- Túnel Actual
- Refuerzo solo- Ingetec - concreto convencional ($t=0.3m$)
- Refuerzo solo- Integral- concreto convencional ($t=0.4m$)

El análisis se hizo simplificado con una sección circular equivalente de igual espesor de pared y área también igual a la real.

4.2.- Estabilidad Sísmica del Túnel

Comparando los esfuerzos calculados promedios con un estimativo aproximado de los admisibles (Tabla 2), se puede deducir:

a) Como era de esperarse los esfuerzos sísmicos del caso A son cerca del doble de los del caso B.



TUNEL DE ARMENIA - CALCULO DE ESFUERZOS SISMICOS
REVESTIMIENTO DE REFUERZO

TABLA 1

A - METODO DE ZEEVAERT

PARAMETRO	TUNEL ACTUAL		SOLUCION- INGETEC		SOLUCION- INTEGRAL	
	CASO A	CASO B	CASO A	CASO B	CASO A	CASO B
Tseq(s)	1.232497	0.51008	1.232497	0.51008	1.232497	0.51008
ahS(m/s ²)	1.1203	3.30924	1.1203	3.30924	1.1203	3.30924
dnz(m)	0.039004	0.019733	0.039004	0.019733	0.039004	0.019733
Ln(m)	100	100	100	100	100	100
Rint (m)	2.5	2.5	2.2	2.2	2.1	2.1
Rext (m)	2.8	2.8	2.5	2.5	2.5	2.5
t (m)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4
h (m)	3.5	3.5	3.2	3.2	3.1	3.1
bi (m)	4	4	3.4	3.4	3.2	3.2
Area(m ²)	5.977566	5.977566	5.334822	5.334822	6.970265	6.970265
Requiv(m)	3.171197	3.171197	2.830211	2.830211	2.773380	2.773380
Iner I (m ⁴)	30.05667	30.05667	21.36622	21.36622	26.80638	26.80638
f'c (kg/cm ²)	110	110	210	210	210	210
Ec (kg/cm ²)	110000	110000	188387.8	188387.8	188387.8	188387.8
EI(ton-m ²)	33062342	33062342	40251378	40251378	50499979	50499979
Momento(ton-m)	5091.025	2575.752	6198.012	3135.820	7776.118	3934.247
Esfuerzo(kg/cm ²)	47.42664	23.99502	72.52114	36.69132	72.52114	36.69132
Cortante(ton)	319.8785	161.8392	389.4325	197.0294	488.5879	247.1960
Tau V (kg/cm ²)	5.351317	2.707444	7.299822	3.693270	7.009602	3.546436

B - METODO JAPONES (JSCE)

ahR(m/s ²)	2.2563	2.2563	2.2563	2.2563	2.2563	2.2563
Sv(cm/s/gal)	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
dnz(m)	0.040791	0.016881	0.040791	0.016881	0.040791	0.016881
Rint (m)	2.5	2.5	2.2	2.2	2.1	2.1
Rext (m)	2.8	2.8	2.5	2.5	2.5	2.5
t (m)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4
h (m)	3.5	3.5	3.2	3.2	3.1	3.1
bi (m)	4	4	3.4	3.4	3.2	3.2
Area(m ²)	5.977566	5.977566	5.334822	5.334822	6.970265	6.970265
Requiv(m)	3.171197	3.171197	2.830211	2.830211	2.773380	2.773380
Iner I (m ⁴)	30.05667	30.05667	21.36622	21.36622	26.80638	26.80638
f'c (kg/cm ²)	110	110	210	210	210	210
Ec (kg/cm ²)	110000	110000	188387.8	188387.8	188387.8	188387.8
EI(ton-m ²)	33062342	33062342	40251378	40251378	50499979	50499979
Momento(ton-m)	5324.292	2203.506	6481.999	2682.634	8132.413	3365.672
Esfuerzo(kg/cm ²)	49.59969	20.52727	75.84400	31.38872	75.84400	31.38872
Cortante(ton)	334.5351	138.4503	407.2760	168.5548	510.9746	211.4714
Tau V (kg/cm ²)	5.596510	2.316166	7.634294	3.159521	7.330777	3.033908

Calculo: A.J. Gonzalez G.



TUNEL DE ARMENIA - CALCULO DE ESFUERZOS SISMICOS
 REVESTIMIENTO DE REFUERZO

TABLA 2

C - PROMEDIO ZEEVAERT Y JAPONES

PARAMETRO	TUNEL ACTUAL		SOLUCION- INGETEC	
	CASO A	CASO B	CASO A	CASO B
Momento(T-m)	5207.658	2389.629	6340.005	2909.227
Esfuerzo(K/cm2)	48.51316	22.26115	74.18257	34.04002
Sigc(K/cm2)	42.11839	42.11839	80.44575	80.44575
Sigt(K/cm2)	1.678094	1.678094	9.412524	9.412524
FSSIGC	0.868184	1.892013	1.084429	2.363269
FSSIGT	0.034590	0.075382	0.126883	0.276513
Cortante(ton)	327.2068	150.1448	398.3543	182.7921
Tau V(Kg/cm2)	5.473914	2.511805	7.467058	3.426395
Vo(K/cm2)	2.3	2.3	7.680429	7.680429
FSTAUO	0.420174	0.915676	1.028575	2.241547
	SOLUCION- INTEGRAL		SOLUCION- INTEGRAL (MODIFICADA)	
	CASO A	CASO B	CASO A	CASO B
Momento(T-m)	7954.265	3649.959	6114.976	2805.968
Esfuerzo(K/cm2)	74.18257	34.04002	74.18257	34.04002
Sigc(K/cm2)	80.55628	80.55628	80.55628	80.55628
Sigt(K/cm2)	8.230207	8.230207	42.22183	42.22183
FSSIGC	1.085919	2.366516	1.085919	2.366516
FSSIGT	0.110945	0.241780	0.569161	1.240358
Cortante(ton)	499.7812	229.3337	384.2153	176.3041
Tau V(Kg/cm2)	7.170190	3.290172	5.484456	2.156642
Vo(K/cm2)	7.680429	7.680429	7.680429	7.680429
FSTAUO	1.071161	2.334354	1.400399	3.051855

Calculó: A.J.González G.



b) Ni el túnel actual ni las alternativas propuestas resisten los esfuerzos de tracción longitudinal impuestos a la sección por el aceleración horizontal del sismo de diseño.

c) El túnel actual tampoco resiste los esfuerzos de corte para los casos A y B, ni los de compresión para el caso A.

d) Estos esfuerzos se han calculado en el supuesto de viga continua, pero pueden reducirse sustancialmente con juntas flexibles debidamente colocadas, con mejores estimativos de las longitudes de onda L_n y de los desplazamientos δz_x .

e) Estos mejores estimativos de L_n y de δz_x también permiten colocar refuerzos variables longitudinalmente de acuerdo a las solicitaciones en cada tramo, en caso que se decida refuerzo posterior y no sean viables las juntas.

f) En la inspección del túnel se observó que los daños se concentran en las abscisas 120-130 y 260-280. Debido a esta coincidencia de periodicidad longitudinal de los daños, y a que realmente no está muy definida la fecha de agrietamiento del túnel, es muy probable que los daños principales se hayan debido a un sismo (posiblemente el de 1979) y que la longitud de onda L_n haya estado entre 120 y 140 m.

4.3.- Obra a Corto Plazo

Dentro de las limitaciones presupuestales (\$40 millones), la Comisión recomienda, entre otras cosas, reforzar el túnel parcialmente entre abscisas 230 y 300 ($L=70m$), con el fin de detener el deterioro acentuado en la parte más crítica del ducto.

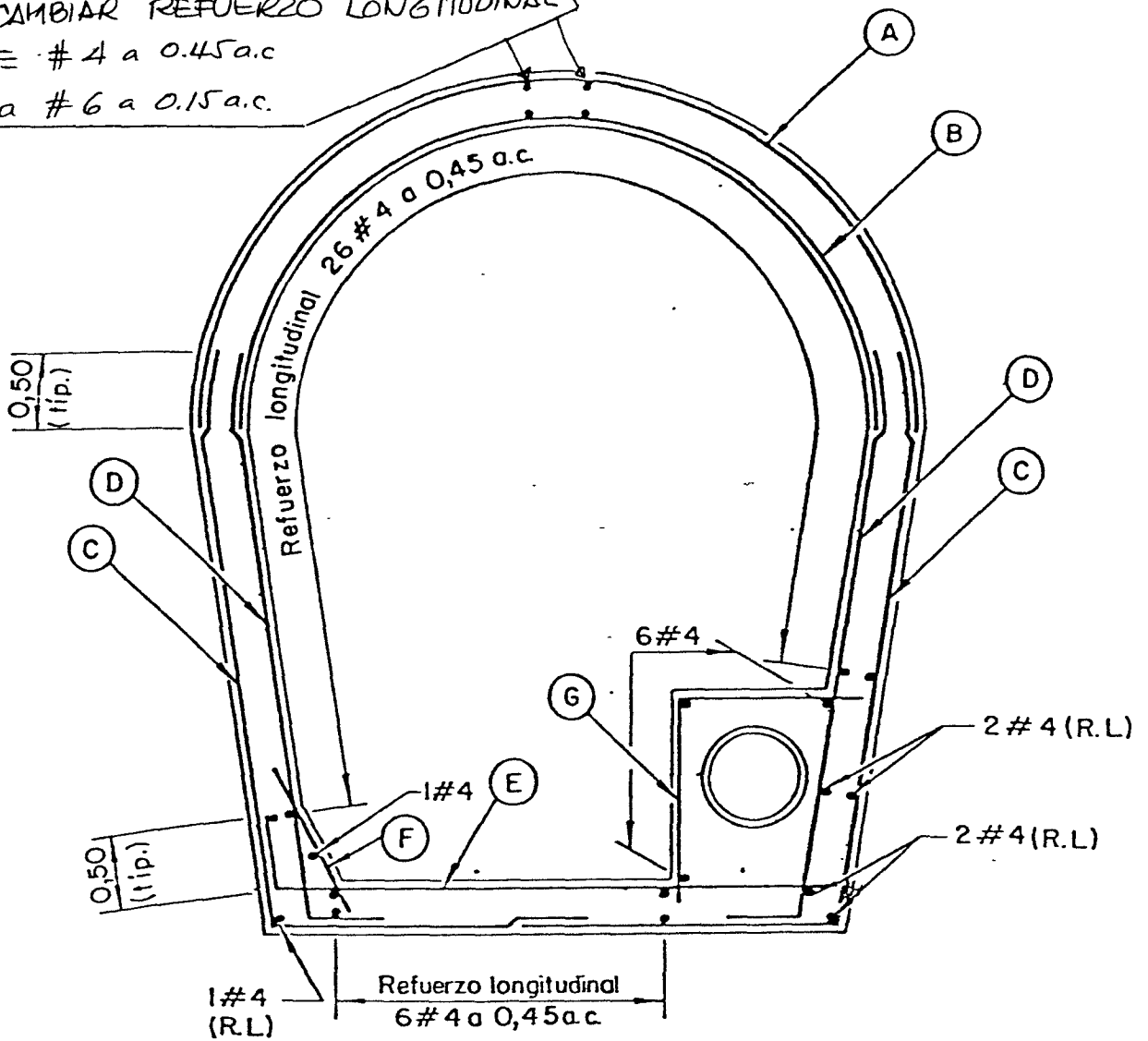
Con el fin de que este refuerzo inicial (el cual probablemente debe extenderse después, luego de observaciones y refinamiento de los análisis sísmicos) sea compatible con los cálculos efectuados, se revisó en detalle, ya con análisis completo de la sección considerada, la Alternativa de Integral (Alternativa 1- Figura 6- Informe de Mayo de 1987) y se propone que sea ésta la sección de refuerzo adoptada en el tramo crítico ya mencionado, pero variando el acero longitudinal de 2 filas de varillas No. 4 cada 45 cm a 2 filas de varillas No.6 cada 15 cm. con lo cual se resisten por lo menos los esfuerzos de tracción del Caso B (Tabla 2). Adicionalmente deben hacerse transiciones suaves de espesores, con un chaflán que no sea más pronunciado de 10L:1T (L =longitudinal, paralelo al eje del túnel; T =Transversal)

5.0.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se hacen planteamientos generales con referencia al efecto sísmico, ya que las principales se encuentran en el Informe de la Comisión.

TOMADO DE INTEGRAL (1987a)

CAMBIAR REFUERZO LONGITUDINAL
DE #4 a 0.45a.c
a #6 a 0.15a.c.



CUADRO DE REFUERZO TRANSVERSAL

BARRA	FORMA	DESIGNACION	ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL	LONGITUD
A	∩	#4	0,25	7,75
B	∩	#4	0,25	6,75
C	L	#6	0,125	6,25
D	L	#6	0,125	4,50
E	L	#4	0,25	4,60
F	\	#4	0,25	1,30
G	┌	#4	0,35	2,70



MUNICIPIO DE ARMENIA
ALCALDIA MUNICIPAL

REHABILITACION DEL TUNEL DEL FERROCARRIL
EN LA ZONA URBANA DE ARMENIA

REVESTIMIENTO CONTINUO EN
CONCRETO CONVENCIONAL
SOLUCION N°1 - REFUERZO

ESCALA
1:50

FECHA
MAYO 1987

FIGURA



5.1.- Conclusiones Generales

- a) Existe una gran incertidumbre respecto a las propiedades dinámicas del suelo en el cual se encuentra el túnel, incertidumbre que hay que minimizar para refinar los análisis y programar adecuadamente, si es del caso, obras de refuerzo del túnel a mediano y largo plazo.
- b) El túnel existente es altamente vulnerable a un sismo fuerte y requiere de la mayor atención y seguimiento, por lo que se hace necesario iniciar el refuerzo, comenzando por la parte más crítica.
- c) Las alternativas planteadas no consideraron efectos sísmicos y en consecuencia no resistirían los altos esfuerzos de tracción longitudinal debida a aceleración sísmica horizontal fuerte.
- d) Es posible mejorar la resistencia de la Alternativa 1 de Integral para adecuarla por lo menos a los esfuerzos impuestos por el Caso B.
- e) Con posteriores evaluaciones más detalladas, en especial de las características dinámicas de los suelos en que se encuentra el túnel, es posible conseguir economías importantes en el refuerzo del túnel, bien sea utilizando juntas flexibles o con refuerzo diferencial.

5.2.- Recomendaciones Generales

- a) Iniciar el refuerzo en el sector 230-300 con la Alternativa 1 de Integral, aumentando el refuerzo longitudinal, como se explica anteriormente.
- b) Plantear un sistema sencillo de instrumentación para hacer seguimiento del comportamiento del túnel.
- c) Efectuar estudios detallados de las características dinámicas de los suelos circundantes a todo lo largo del túnel y definir la necesidad y tipo de refuerzo en el resto del ducto, en especial entre el portal sur (Abscisa 0) y la abscisa 270, con énfasis en los sectores 100-150 y 0-50. Se deben incluir alternativas de juntas al túnel existente, compatibles con las obras de drenaje.

ALVARO J. GONZALEZ G.

Bogotá, Marzo 3 de 1992



REFERENCIAS

- AIS (1984).- Estudio General del Riesgo Sísmico en Colombia - por L.E. García-Reyes, A.Sarria M, A. Espinosa S., C.E. Bernal L. y M. Puccini L.- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1984)
- DOBRY,R., OWEIS, I., URZUA, A. (1976).- Simplified Procedures for Estimating the Fundamental Period of a Soil Profile.- Bull. Seis. Soc. of America .- Vol. 66 No. 4-pp.1293-1321, August 1976
- GARCIA, J.C. (1992).- Comunicación Personal
- INGETEC (1992).- Rehabilitación del Túnel del Ferrocarril en la Zona Urbana de Armenia- Informe- 17pp, Febrero 1992.
- INTEGRAL (1987a).- Estudio sobre la Rehabilitación del Túnel del Ferrocarril en la Zona Urbana de Armenia.- Informe de Alternativas- 65 pp.- Mayo 1987
- INTEGRAL (1987b).- Estudio sobre la Rehabilitación del Túnel del Ferrocarril en la Zona Urbana de Armenia- Diseño de la Solución Adoptada- Informe- 61 pp, Julio 1987.
- ISHIHARA, K. (1989).- Dinámica Aplicada a la Estabilidad de Taludes- 206 pp.- Sociedad Colombiana de Geotecnia - Univ. Nacional, Bogotá
- JSCE (1984).- Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan- 271pp.-The Japan Society of Civil Engineers
- MENACHE,A.S. (1987).- Diseño del Interceptor Centro-Centro y Oriente del Sistema de Drenaje Profundo en la Ciudad de Mexico- Memorias del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica en Suelos Blandos, Volumen 1 ,pp.399-411, Soc. Mex. Mec. Suelos, 1987
- NEWMARK,N.M; HALL, W.J (1982).- Earthquake Spectra and Design- 103 pp. - Earthquake Enginnering Research Institute-Calif., USA
- NEWMARK,N.M; ROSENBLUETH,E. (1978).- Fundamentos de Ingeniería Sísmica- 680pp.- Editorial Diana, Mexico.
- SARRIA M.,A (1990).- Ingeniería Sísmica- 610pp.- Ed. Uniandes-Bgtá
- ZEEVAERT,L. (1972).- Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions- Van Nostrand Reinhold, 1972

Juan carlos garcia leal
ingeniero civil

Armenia. 26 de febrero de 1992

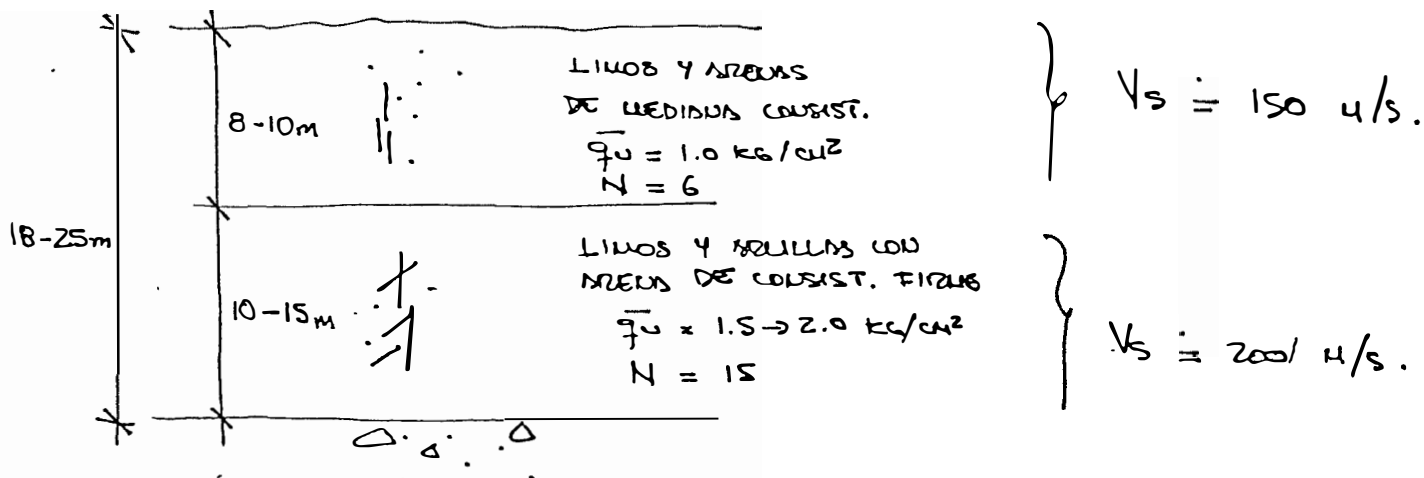
Ingeniero
ALVARO JAIME GONZALEZ G.
Santafé de Bogotá

REF: EVALUACION TUNEL DEL FERROCARRIL EN ARMENIA

En la presente deseo aclararle algunos conceptos expresados en la reunion sostenida el día de ayer, en compañía de la comisión asesora del gobierno nacional para evaluar la problemática del tunel del ferrocarril en Armenia.

Con referencia al perfil general indiqué que a unos 15m de profundidad aparecía el aglomerado volcanico, identificado como grava y piedras de gran tamaño en una matriz limo arcillosa/arenosa (tobas cementadas).

Este dato puede limitarse a cierto tipo de analisis, porque a esa profundidad aún predomina la matriz sobre la grava. Sin embargo, para el probable uso que usted le dara a esta información, en el cálculo aproximado del comportamiento sísmico, encuentro mas adecuada la siguiente estratificación:



Juan carlos garcia leal
ingeniero civil

La profundidad a la base firme, donde ya predomina la grava sobre la matriz, está con mayor certeza a 25m o algo más, en el sitio de interés.

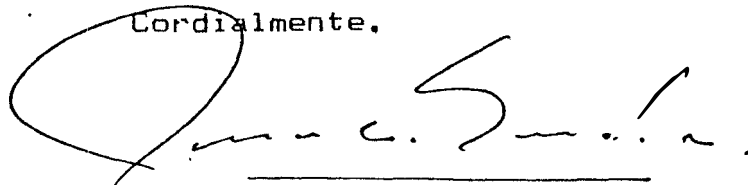
He observado que las características de nuestros suelos son semejantes a los de San Salvador, donde se dispone de estudios del módulo de rigidez al corte (μ) (Colindres, Zeevaert). Con base en esos trabajos podría usted verificar las correlaciones de velocidad de onda.

Es bueno aclararle que mis datos se basan sólo en estudios de suelos de poca profundidad (15m) y en la experiencia general a nivel local, así como en la inferencia basada en observaciones de la geomorfología local.

Como comentario al margen, recordando su inquietud sobre la colapsabilidad de estos materiales, recuerdo ahora que se ha observado un colapso (probablemente por falla de la microestructura) cuando se lleva al suelo hasta la carga F_c , manifestado en un cambio muy acentuado del comportamiento visco-plástico. Aunque no se ha investigado lo suficiente, y en lo poco que se ha hecho no han resultado evidencias, el concepto tradicional de colapso por saturación ameritaría un estudio más profundo, para estos suelos que tienen muy buen drenaje y al mismo tiempo gran capacidad de retención de agua.

Si usted está interesado en el estudio de nuestros suelos residuales, sería un honor para la ingeniería quindiana que dirigiera o asesorara algunos proyectos con estudiantes de esta región. En tal caso, le ruego comunicármelo para hacer los contactos necesarios con la Universidad del Quindío.

Cordialmente,



JUAN CARLOS GARCIA LEAL