

Alta Velocidad Ferroviaria en USA: Problema de Licuefacción de Sedimentos en el acceso a la Terminal HSR de Salt Lake City por la "Great Basin Line"

High Speed Railway in USA: Problem of Sediments Liquefaction in the Access to the Salt Lake City HSR Terminal through the "Great Basin Line"

Luis Fort López-Tello^{1*}, Carmen Fort Santa-María²

Resumen

Este artículo estudia el problema de licuefacción de sedimentos del Great Salt Lake, al atravesar éste con la "Great Basin Line": Línea Reno (Nevada)-Salt Lake City (Utah), según trazado definido en el Proyecto NEVUT, de los autores de este artículo, por la existencia de fallas activas localizadas en el propio lago y en la próxima Wasatch Range, con la justificación en primer lugar de la posibilidad de generación de terremotos de Magnitud 6,9 y 7,5 respectivamente. A continuación se hace un análisis de riesgo estimando la CSR equivalente al terremoto y la CRR de los sedimentos del GSL en la situación actual y la necesaria de alcanzar en la situación con las cargas transmitidas según el Proyecto NEVUT. Finalmente se propone un tratamiento de mejora de los mismos por vibroflotación con columnas de grava y se estima en un 6% el sobreprecio del costo de construcción de esta línea debido al cruce del Great Salt Lake.

Palabras clave: licuefacción; vibroflotación; columnas de grava; Salt Lake; Great Basin;

Abstract

This article studies the problem of sediments liquefaction of the Great Salt Lake to crossing it with the "Great Basin Line": Line Reno (Nevada)-Salt Lake City (Utah), according to the design defined in the NEVUT Project from the same authors of this article, due to the existence of active faults located in the selfsame lake and in the near Wasatch Range, justifying at first time the possibility to generate earthquakes of Magnitude 6,9 and 7,5 respectively. Then, an analysis of risk is made, estimating the CSR equivalent to the earthquake and the CRR of the lake sediments in the present situation and that one necessary to reach in the situation with the loads transmitted according to the NEVUT Project. Finally, it proposes an improvement treatment of the sediments by vibroflotation with gravel columns, estimating in a 6% the over construction cost of this line, due to crossing of Great Salt Lake.

Key Words: Liquefaction; vibroflotation; gravel-columns; Salt Lake; Great Basin;.

1. INTRODUCCIÓN

El tramo desde el TSAP /PAET de Timpie, situado aproximadamente en el pk 620, a la Estación Terminal de Salt Lake City (pk 680) de la línea "Great Basin Line" (GBL) tiene que atravesar el Great Salt Lake, y aunque el Proyecto "NEVUT" de la USHSRS resuelve este cruce por la parte sur del lago, próximo a la costa (figura 1), debe permitir por una parte el libre acceso a las instalaciones portuarias de la misma en la zona comprendida entre West Valley City y Saltair, por la que discurre la Hwy80 y el FC Wendover- Salt Lake City, y por otra parte

la situación de la Terminal Station de Salt Lake City, al norte del International Airport de esta ciudad, capital del estado de Utah, en los terrenos comprendidos entre los extremos de pistas del aeropuerto y la costa del lago al oeste de la Hwy 15 (figura 2).

1.1. Reseña geológico-fisiográfica

El Great Salt Lake es el último de una larga sucesión de lagos más extensos que han ocupado anteriormente la cuenca del Great Salt Lake. Los sedimentos depositados en el lago y los relieves formados por las aguas de estos sucesivos lagos dan muestras geológicas impresionantes del pasado, además de posibilidad de suministro de materiales de construcción, como arenas y gravas y espacios aterrazados para desarrollo urbano y playas a lo largo de las colinas circundantes.

El lago Bonneville, el más reciente "gran lago", formó los deltas, playas, bancos de arena y acantilados más notables, situados a unos trescientos metros por encima del actual Great Salt Lake, cubriendo una superficie

* Autor de contacto: lfort@ciccp.es

¹ Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dr. Ingeniero Agrónomo. Jubilado de los Cuerpos de Ingenieros de Caminos del Estado y de Profesores Titulares de Universidad. Madrid.

² Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Master en Gestión de Infraestructuras, Equipamientos y Servicios. Jefe de Proyectos de la División de Infraestructura del Transporte, EPTISA,S.I. Madrid.



Figura 1a. GBL RENO –S.L.C. (Plan).



Figura 1b. Great Basic Line. (Plan).



Figura 2. USHSR SALT LAKE CITY Terminal Station (Location International Airport). (Plano 5).

superior a los 50.000 km² que se extendió sobre la mayor parte del noroeste de Utah y por el interior de Nevada e Idaho, según el geólogo Gilbert, primero en estudiar estos episodios prehistóricos del lago Bonneville, al que así llamó en homenaje al explorador francés Captain Bonneville, uno de los primeros exploradores del Great Basin

El Great Salt Lake es un gran lago salino endorreico, que cubre un área de unos 4.500 km². Su salinidad es muy elevada por carecer de una salida. Lo alimentan tres ríos (Bear, Jordan y Weber), que le proporcionan más de un millón de toneladas al año de sedimentos. Al no tener desagüe la cuenca del Great Salt Lake, el agua solamente drena por evaporación, función de la

temperatura y de la superficie de la lámina de agua, por lo que en períodos de precipitación alta, de forma directa y por los ríos y arroyos que a él afluyen supera la aportación de agua a la evaporada desde el lago, siendo la consecuencia que aumenta su nivel y su superficie, hasta que la cantidad de agua evaporada iguala a la entrante en el lago. Durante los últimos 10.000 años, el nivel del Great Salt Lake ha tenido muchos ciclos, pero no ha elevado su nivel más de 6m sobre su elevación media histórica (1274m).

Del Utah Geological and Mineral Survey, se extraen estos datos que se reflejan en la figura 3 (a,b,c) y a continuación. La profundidad media del Great Salt Lake es de 14 ft (4,25m) y la máxima de 33 ft (10m).

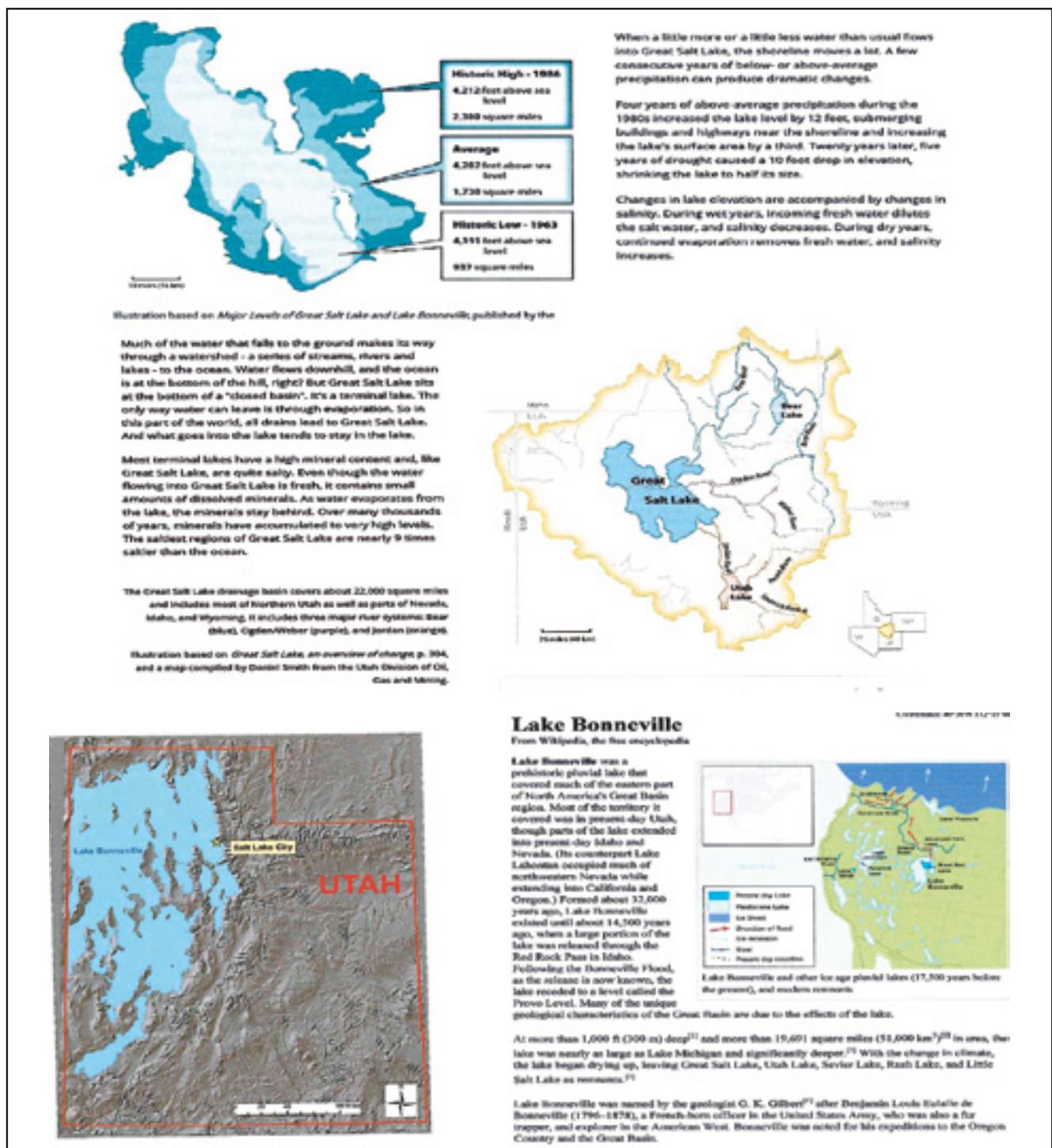


Figura 3a. Great Salt Lake: Información histórico – geológica.



Figura 3b. Great Salt Lake: Vistas.



Figura 3c. Great Salt Lake: MAPA FÍSICO.

Great Salt Lake, Utah Lake y Sevier Lake son los mayores restos del original Bonneville Lake. Varias de las viejas líneas de costa son visibles todavía por encima de Salt Lake City (figura 3a), a lo largo del Wasatch Front y por otras partes. Cuatro principales líneas de costa (Stansbury, Bonneville, Provo y Gilbert) se asocian con

los fluctuantes niveles del antiguo lago marcando un tiempo en el que el nivel del lago permaneció constante lo suficiente para depositar masivas acumulaciones de arena y grava. El “Bonneville Bench” a unos 1555m snm, marca el más alto nivel alcanzado por el lago del Pleistoceno hace 15500 años. Unos 1000 años más tarde el nivel del



Figura 3d. Great Salt Lake: Vista de Salt Lake City y la Wasatch Range.

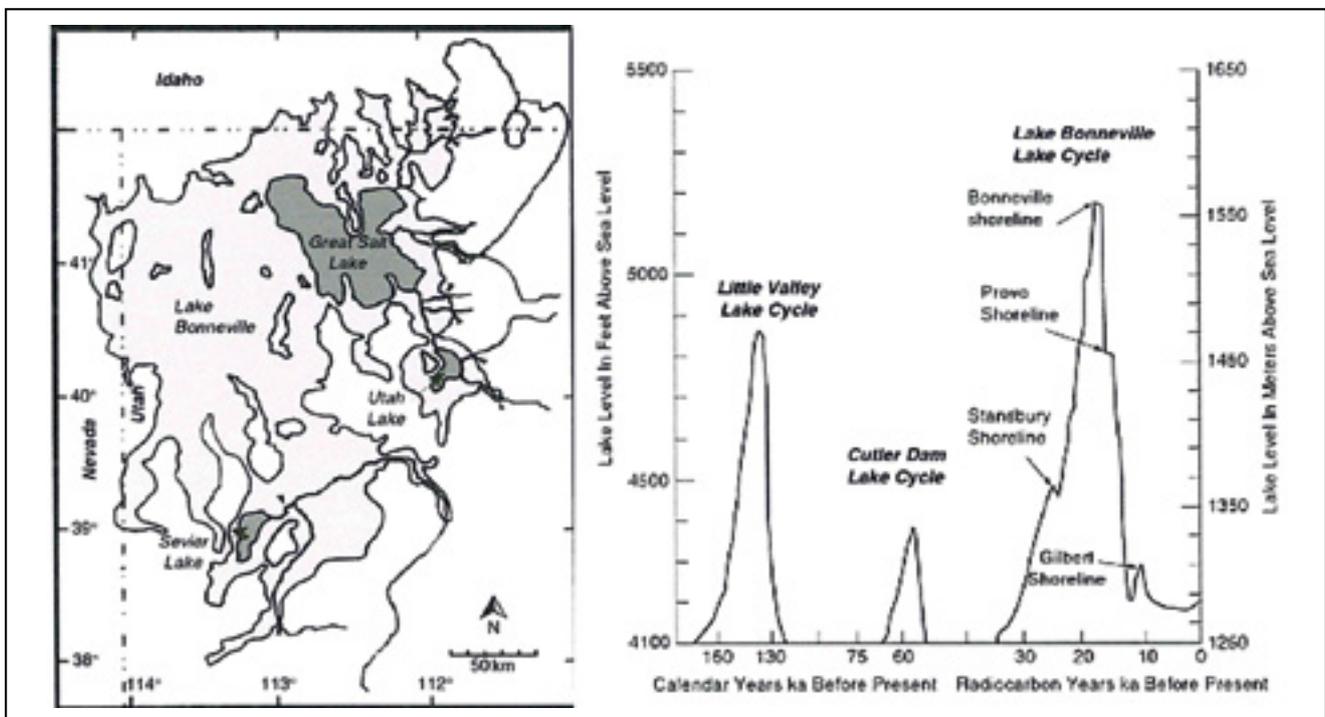


Figura 4. Great Salt Lake: Niveles.

lago cayó catastróficamente más de 100m, cuando el Bonneville Lake se desbordó cerca de Red Rock Pass (Idaho) y se llevó una presa natural formada por superposición de depósitos aluviales opuestos (figura 4). Es el “Provo Level” que es el nivel más reconocible en toda la cuenca del Bonneville y se distingue por delgadas acumulaciones de “tufa”, formadas cerca de la línea de costa durante los 500 años que el lago estuvo a este nivel. Durante este período el “Red Rock Pass” contuvo un río que aliviaba agua del lago Bonneville al Snake River. Hace unos 14000 años, el lago empezó a bajar otra vez a causa del cambio de condiciones climáticas y hace ≈ 12000 años, el lago alcanzó un nivel aún más bajo que el actual del Great Salt Lake. Una ligera transgresión o elevación del nivel ocurrió entre hace 10900 y 10300 años y formó el “Gilbert Level”, que se evidencia en Antelope Island y en muchos puntos de la línea de costa.

Datos de sísmica de reflexión de alta resolución muestran que numerosas fallas de orientaciones N-S y NE-SW cortan la secuencia de los sedimentos de esta cuenca, con varios registros, que abarcan por lo menos tres episodios, con un total de 12m posteriores a la fase Bonneville del lago (≈ 13.500 años). En algunas de estas fallas se han hallado estructuras biológicas que sugieren que las fallas han servido de conductos para descarga sublacustre de agua fresca. Estas fallas desplazan los sedimentos superiores y el fondo del lago. Una zona poco profunda, limitada por una zona elevada de falla entre Carrington Island y Promontory Point “sellada” por una capa cementada, soporte del “Railroad Causeway” (Fig5) separa el lago principal en dos lagunas. Esta capa se identifica como del Holoceno inferior y la cubren sedimentos recientes que además de por las evidencias paleoclimáticas se diferencian claramente por los datos de los reconocimientos sísmicos, que alcanzan en sedimentos más

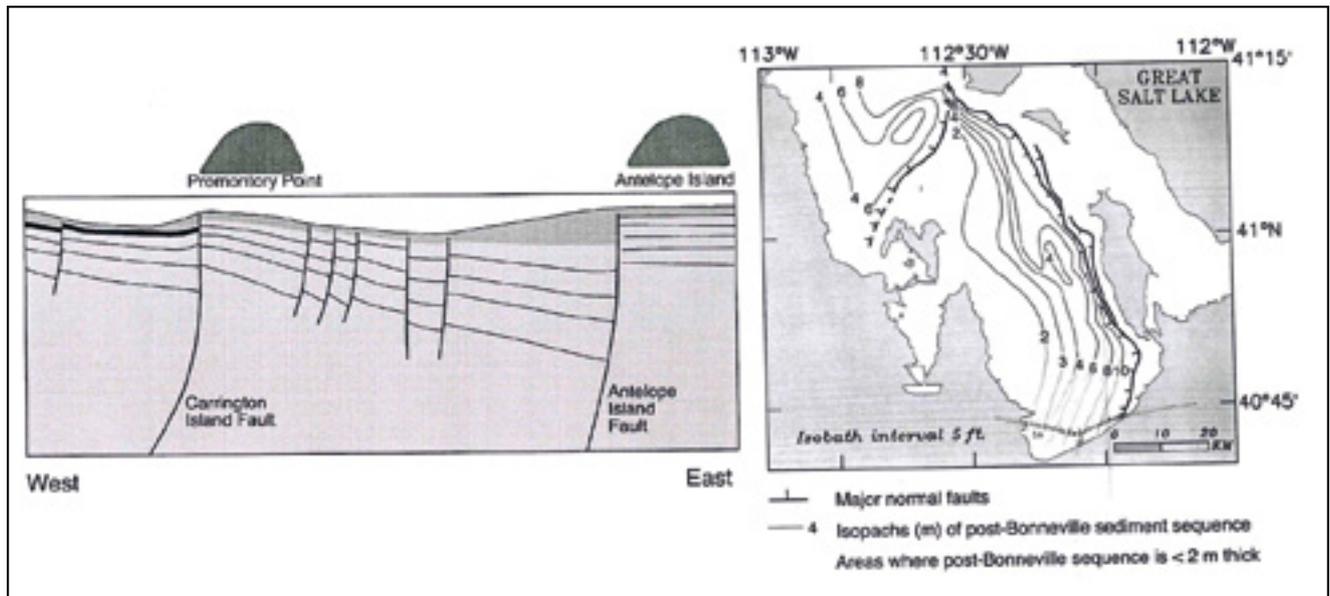


Figura 5a. Great Salt Lake: Sedimentos y Fallas.

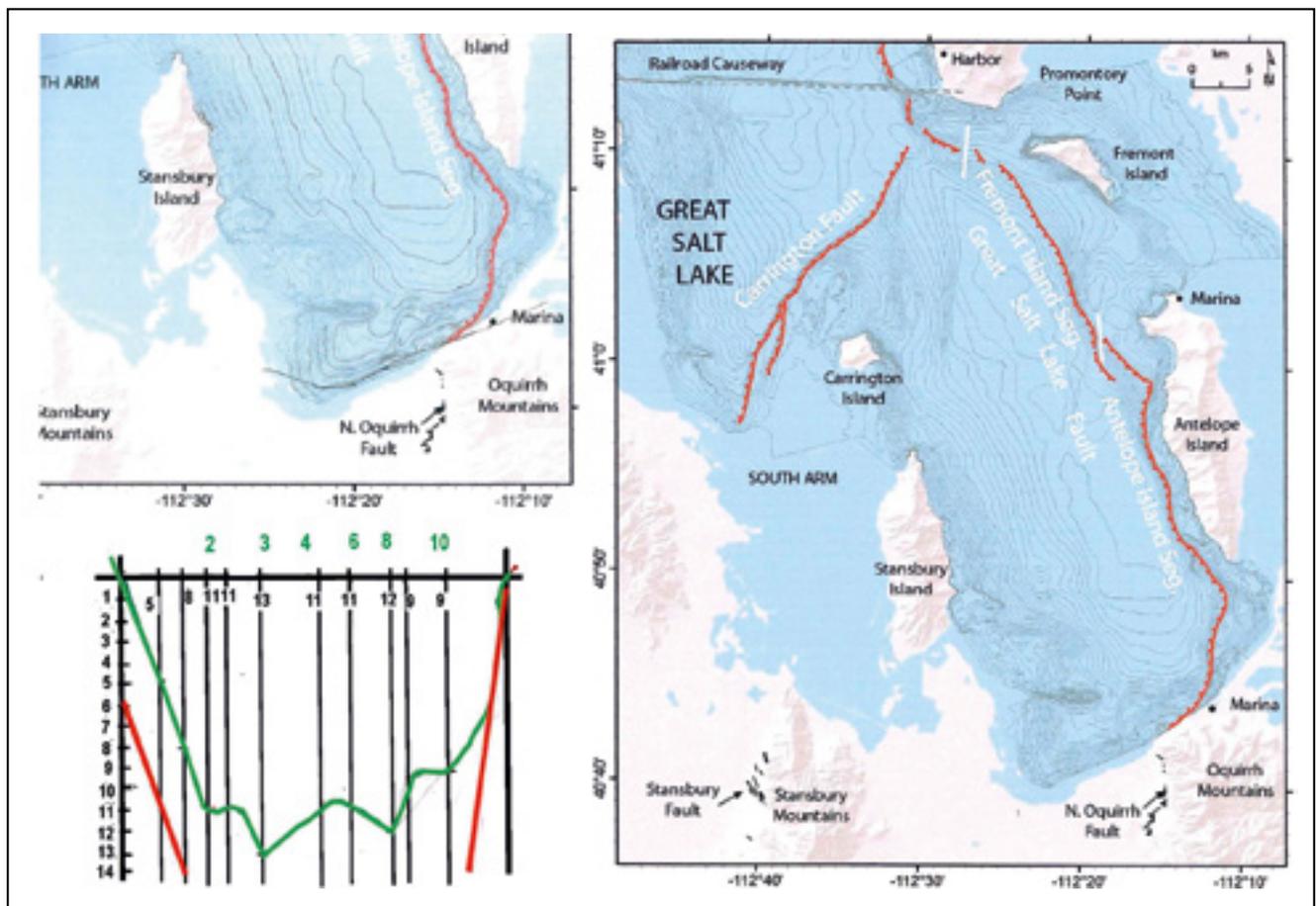


Figura 5b. Great Salt Lake: Morfología (Zonas, Batimetría e Isopacas).

consolidados penetraciones del orden de 20 a 200m. En varios de los perfiles sísmicos y sondeos realizados en los años 1995 y 1996 (Ref Colman et al/Sedimentary Geology 148), se han localizado diversas fallas adicionales en el lado oeste del sur de la cuenca. Una depresión suave en el lado oeste de la cuenca está marcada por un escarpe bien definido, no relacionado con estas fallas, lo que contrasta con el lado este de la cuenca, donde un escarpe similar marca la localización de la “East Lake Fault”. Las fallas más próximas situadas al oeste de esta falla principal son antitéticas y pueden interpretarse

como secundarias relacionadas con la “Carrington Fault” al oeste, en forma análoga a la East Lake Fault al este, produciendo una cuña de sedimento que engruesa hacia el Este (figuras 5a, 5b y 6).

Salt Lake City tiene una altitud media de 1.320m (s.n.m.). El punto más bajo en el entorno de la ciudad tiene 1.280m cerca del Jordan River y del Great Salt Lake y el más alto es Grandview Peak con 2.868m. La ciudad está localizada en la esquina noreste del Salt Lake Valley, rodeada por el Great Salt Lake al noroeste y las escarpadas

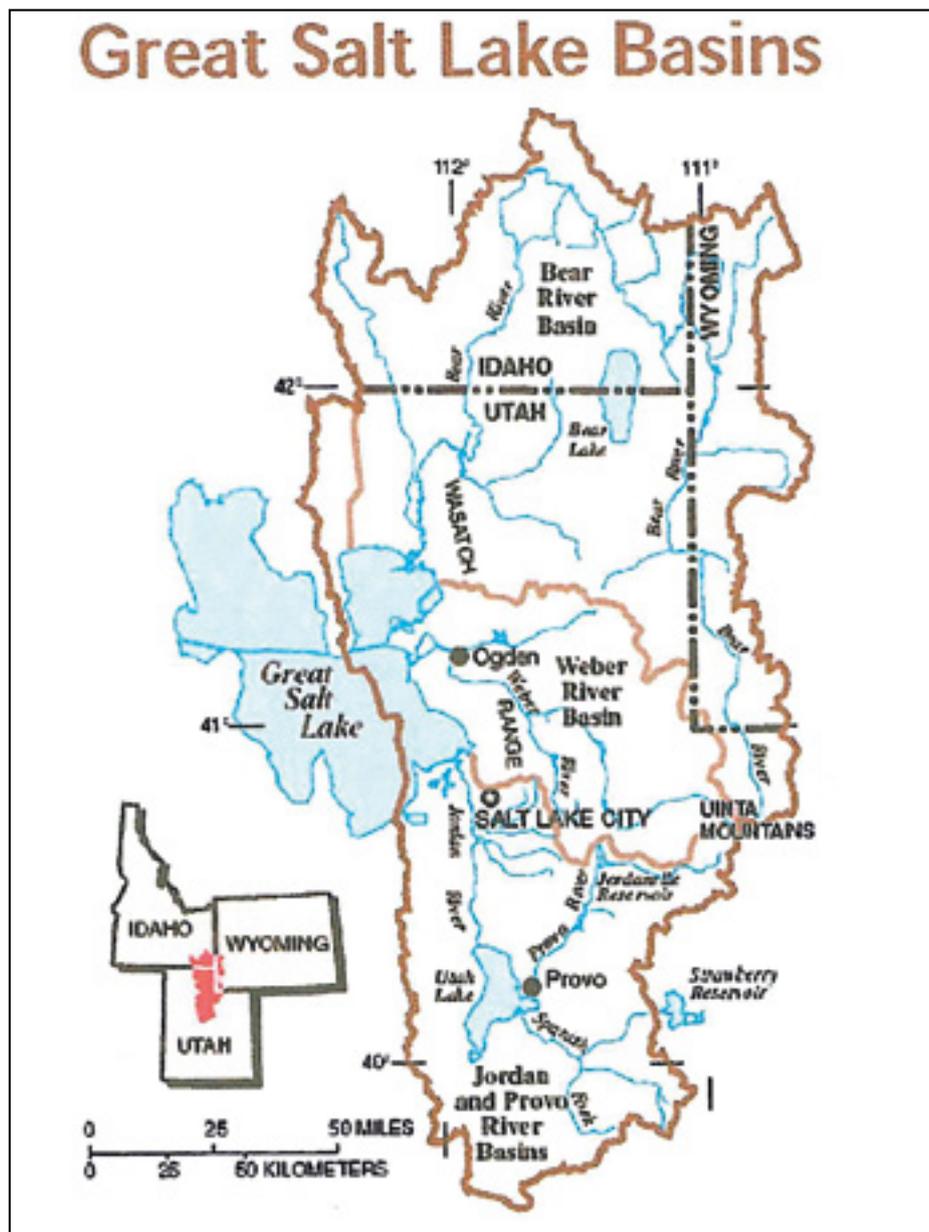


Figura 6. Great Salt Lake: Basins.

cadena montañosa Wasatch y Oquirrh en los bordes este y suroeste, respectivamente. Las montañas circundantes contienen varios cañones estrechos de origen glacial y torrencial. El Jordan River fluye a través de la ciudad y es un drenaje del Utah Lake que vierte al Great Salt Lake. La cima más alta visible desde Salt Lake City es Twin Peaks que alcanza 3.454m y se encuentra en la Wasatch Range. La “Wasatch Fault” se encuentra a lo largo de la base occidental de la Wasatch Range y se considera capaz de generar un terremoto de 7,5 de Magnitud. Se prevén daños catastróficos en caso de un sismo resultantes de la licuefacción del suelo arcillo arenoso de base y la posible inundación permanente de zonas de la ciudad por el Great Salt Lake.

2. SEGMENTACIÓN MORFOLÓGICA DEL TRAZADO EN EL GREAT SALT LAKE

Con las consideraciones anteriores, el Proyecto NE-VUT propone el paso de la línea HSR Great Basin, en su acceso a Salt Lake City, cruzando de oeste a este el Great Salt Lake por su borde sur.

La línea de agua en este trazado (figura 5), se extiende entre aprox. los pk 636 y 665 para un nivel medio a la cota 1.286 m.s.n.m.. Con los datos de batimetría (0-4,8m, figura 5) y de isopacas (0-11,6m, figura 5) de sedimentos post-Bonneville, se propone una rasante con plataforma de vía sobre banquetas de escollera entre los \approx pk 636 y pk 650, sector en el que el espesor de suelo “blando” es inferior a 4m. A partir de esa sección y en un sector de \approx 3 km, hasta que el espesor de sedimentos recientes alcanza los 6m, la rasante continúa en rampa (sentido SLC) de 4,5 milésimas con vía sobre estructura de puente tipo de tramo recto de 100m de luz (“Viaducto Bonneville”), hasta que el gálibo bajo tablero es superior a 10m, continuando el trazado con sección de vía sobre estructura en puente colgante múltiple con vanos de 800m de luz principal (morfología tipo identificativa de la USHSRS) en una longitud de 11,2 km (“Great Salt Lake Suspension Bridge”). En sus 5,6 km primeros (sentido SLC), continúa la rasante en rampa del 4,5%, hasta permitir una altura libre bajo tablero de 30m, que se considera suficiente para navegación y para dar cumplimiento

a las exigencias medioambientales y estéticas en la zona de costa próxima (Marina) hasta Saltair. La rasante en la otra mitad del puente sigue de forma simétrica en pendiente de 4,5 milésimas, hasta sobrepasar ya en tierra la “Antelope Island Fault” con estructura de tramo recto (tipo) de 100m de luz (“Viaducto Salt Lake City”) para continuar con ligera pendiente ascendente hasta la Terminal Station de Salt Lake City, al Norte del Aeropuerto Internacional a la cota aprox. 1.306m.

3. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DE PARTIDA

La detección de hasta 12m de sedimentos posteriores a la “fase Bonneville” de este gran lago, sobre otros anteriores y la existencia de desplazamientos en ellos como consecuencia de al menos tres episodios sísmicos de gran magnitud, con localización de fallas en el lago, como la “East Salt Lake Fault” que para su segmento sur “Antelope Island” se han estimado “momento magnitud Mw “ de 6,8-6,9 (Ref. 27) y de 7,5 en

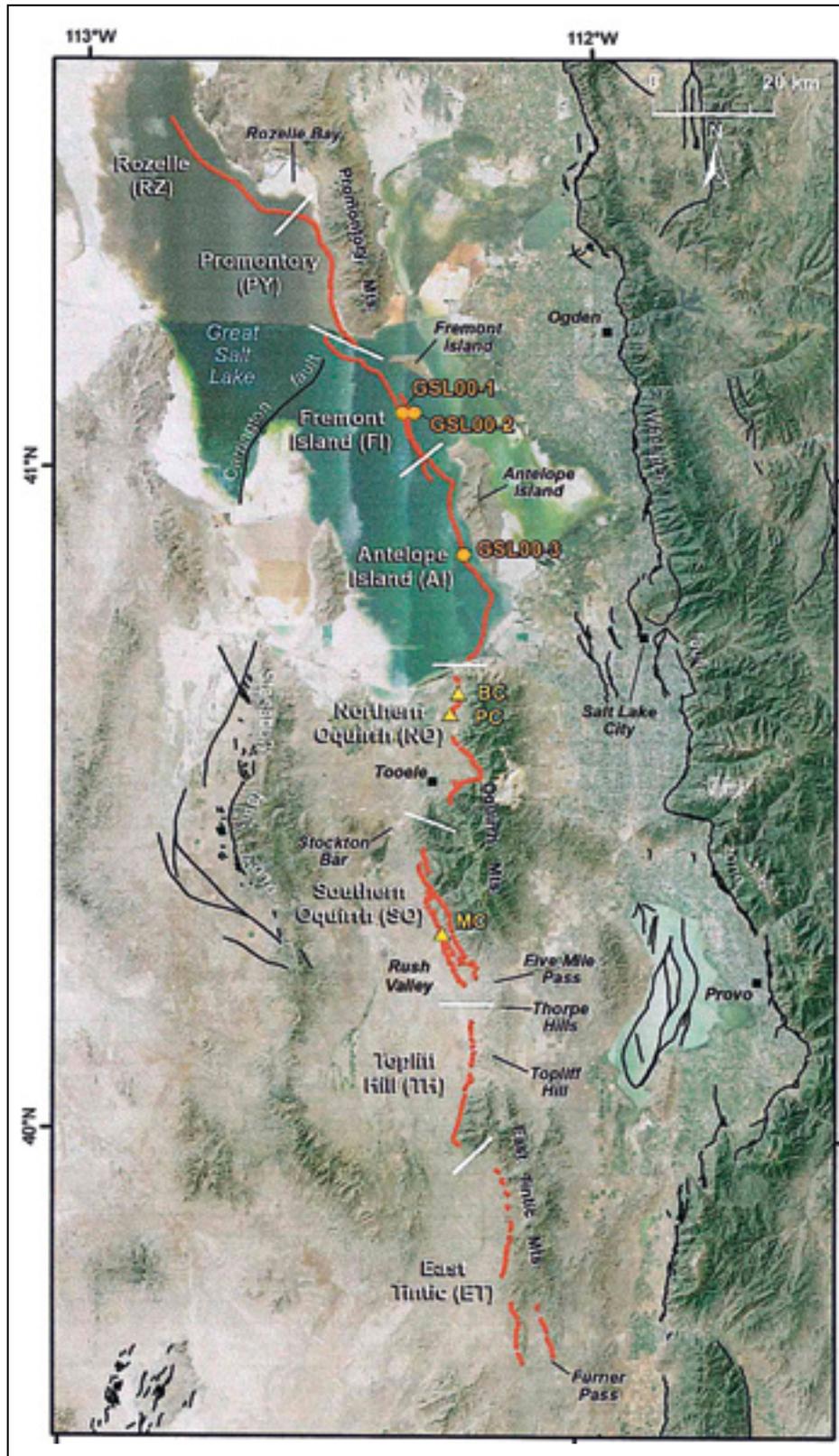


Figura 7. Mapa de la zona de falla Oquirrh-Great Salt Lake. Wasatch Front.

la “Wasatch Front” (National Fault Database) (figura 7) dan una alta posibilidad de daño catastrófico sobre cualquier infraestructura que atravesase el Great Salt Lake por licuefacción de los sedimentos superficiales que cubren su fondo.

A- Caracterización sismológica (figura 8)

Aceleración sísmica básica (Ref. 6)

	Wasatch Range Fault	Antelope Island Fault
Moment Magnitude M_w	7,5	6,9
Rupture area $A(km^2)$	1210	680
Hypocentral distance $R(km)$	> 40	> 18
Contour line equiv. Magnitude M (Housner 1969)	6,4	6,5
Mercalli Modified Intensity I	VIII	X (Esteva)
Peak ground acceleration a/g	0,149	0,307 (Esteva)
Idem	0,21	0,22 (Housner)
Peak ground acceleration a/g (Seed&Idriss,1969)	0,162	0,162

La aceleración sísmica básica “ a_b ” es un valor de pico (“peak ground”) característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno. La aceleración sísmica de cálculo “ a_c ” se define (Ref. 19) como el producto $a_c = S \rho a_b$
 $a_b = 0,162$ g (comprendida entre 0,16 y 0,32 para la zona, según la USGS) (Fig.8)

$\rho = 1,3$ (coeficiente adimensional de riesgo: Construcciones de importancia especial)

$S = 1,38$ (Coeficiente de amplificación del terreno:

Para $0,1g < \rho a_b \leq 0,4g$ $S = C/1,25 + 3,33(\rho a_b - 0,1)(1 - C/1,25)$

$C =$ Coeficiente de terreno:

Terreno tipo IV: Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando $V_s \leq 200$ m/s \rightarrow
 $C = 2,0 \rightarrow S = 1,38$

$a_c = 0,29$ g

B - Caracterización sedimentológica

Los sedimentos “post-Bonneville Flood” se han acumulado en los últimos 14,500 años en el fondo del actual Great Salt Lake, por tanto son del Holoceno y de los últimos años del Pleistoceno y son arenas terciarias, procedentes de

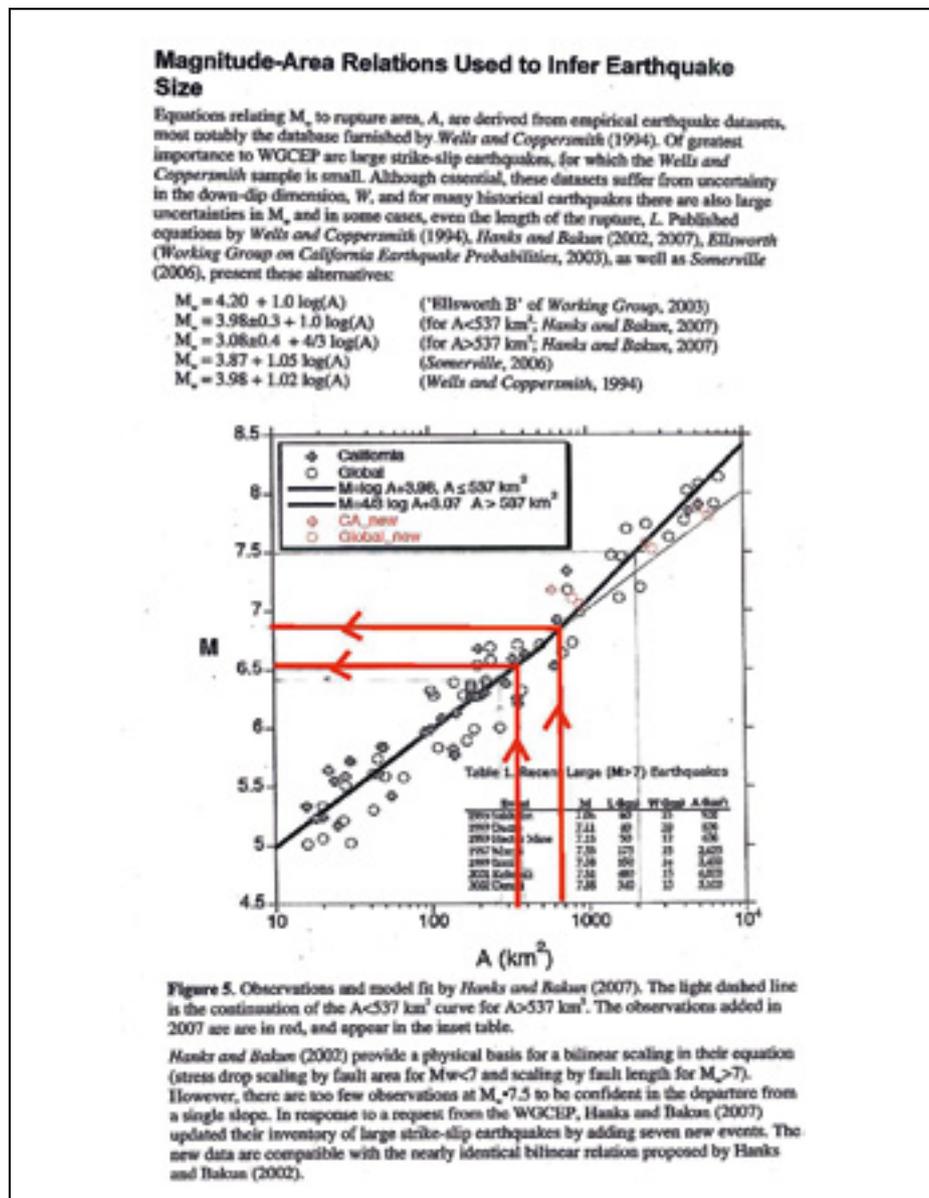


Figura 8a.

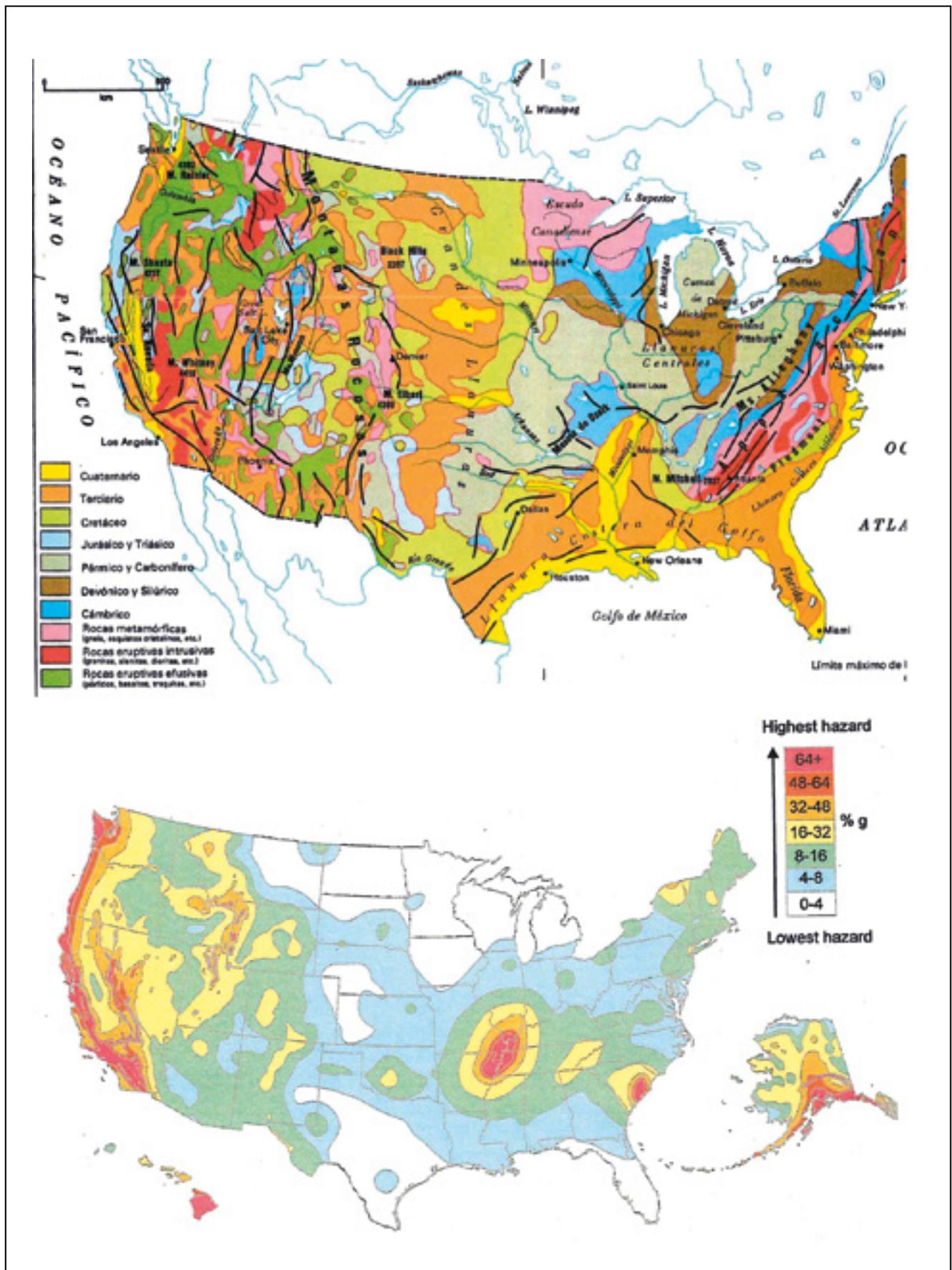


Figura 8b.1.

los aportes, de los ríos Bear y Ogden/Weber por el norte y este (figura 6 y 9a), respectivamente, que nacen en el norte de las montañas Uinta, y por el sur de la cuenca carbonífero-pérmica del río Jordan, que a su vez se abastece

con agua proveniente del lago Utah, alimentado por el río Provo, que también nace en las montañas Uinta, no lejos del nacimiento de los ríos Bear y Weber. Por tanto, la edad de las rocas que constituyen el soporte de estas cuencas,

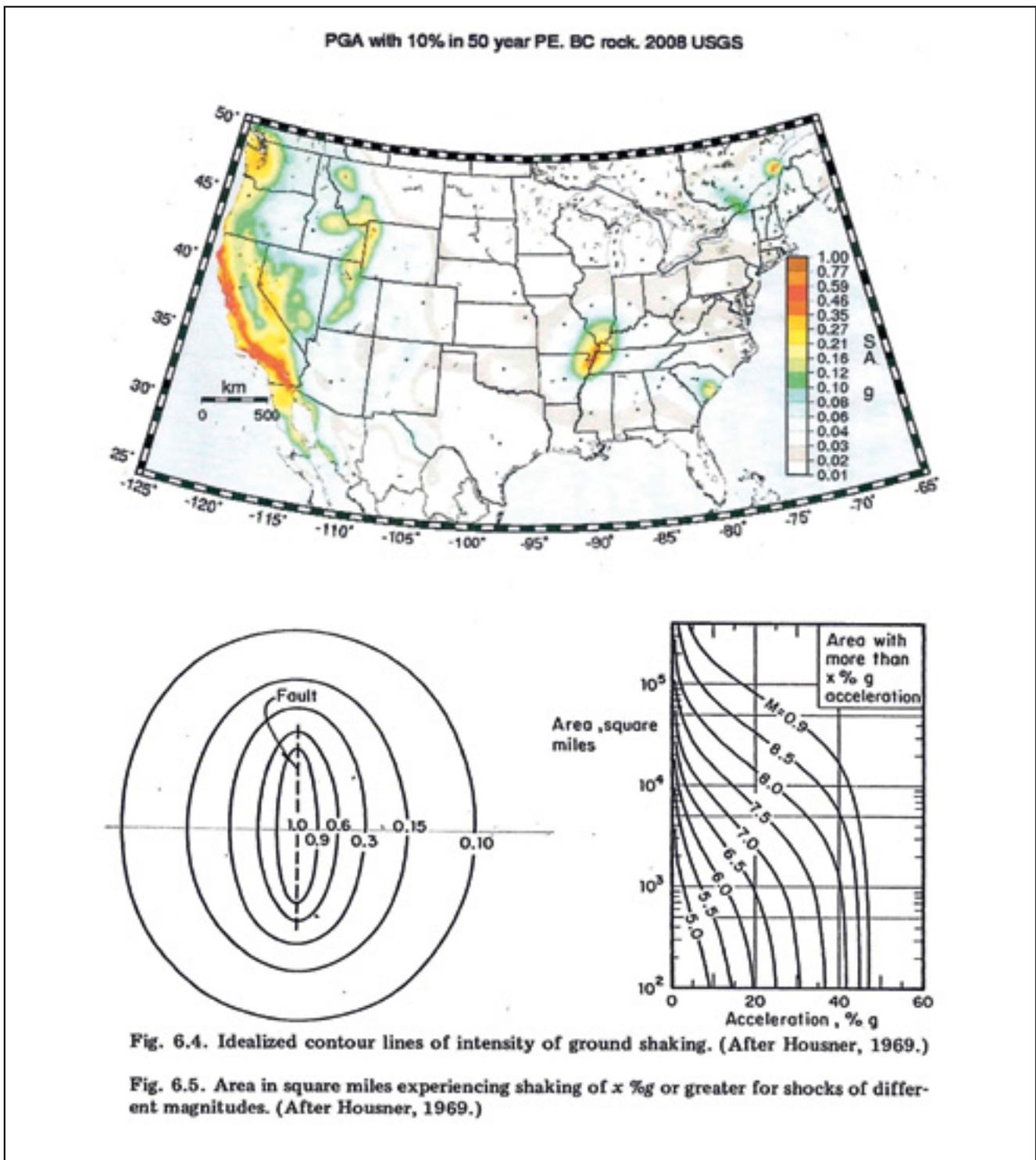


Figura 8b.2.

corresponde al Terciario, post- Oligoceno (en su mayoría, seguramente, del Plioceno “graben strata”, es decir con edad entre 1,69 y 5,3 M años. (figura 9b).

Estos sedimentos pueden caracterizarse (Ref. 26, 27, 29), con las siguientes propiedades de naturaleza: (tabla 1)

- Fracciones granulométricas
 $f_1(\text{MO} + \text{AC}) = 15\%$ $f_2(\text{L}) = 13\%$ $f_3(\text{ArF}) = 31\%$
 $f_4(\text{ArG}) = 41\%$
- Textura USDA: Franco Arenosa (FAr)
 FC (Fines Content) = 28%
- Humedad equivalente: $H_c(pF = 3) \rightarrow H_{\text{ret}} = 15,5\%$
 (Aubert/Gardner)

- Diámetro eficaz: $D_c \approx D_{10} \approx 5 \mu$
 - Coeficiente de permeabilidad (Hazen generalizado):
 $K_s \approx 3 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$
- Y propiedades de estado (situación actual):

- Índice de huecos: e
 Sedimentos recientes (GSL):
 Índice de huecos inicial (Pleistoceno medio):
 $e_0 = 1,14$ (140*10³y.b.p.)
 Índice de huecos actual:
 $e_p = 1,10$ ($\sigma_p = 0,9$ a $5,4 \text{ T/m}^2 \rightarrow \Delta e = -0,04$ 10 y.b.p.)
 Sedimentos terciarios (B)
 Índice de huecos inicial (Plioceno inferior):

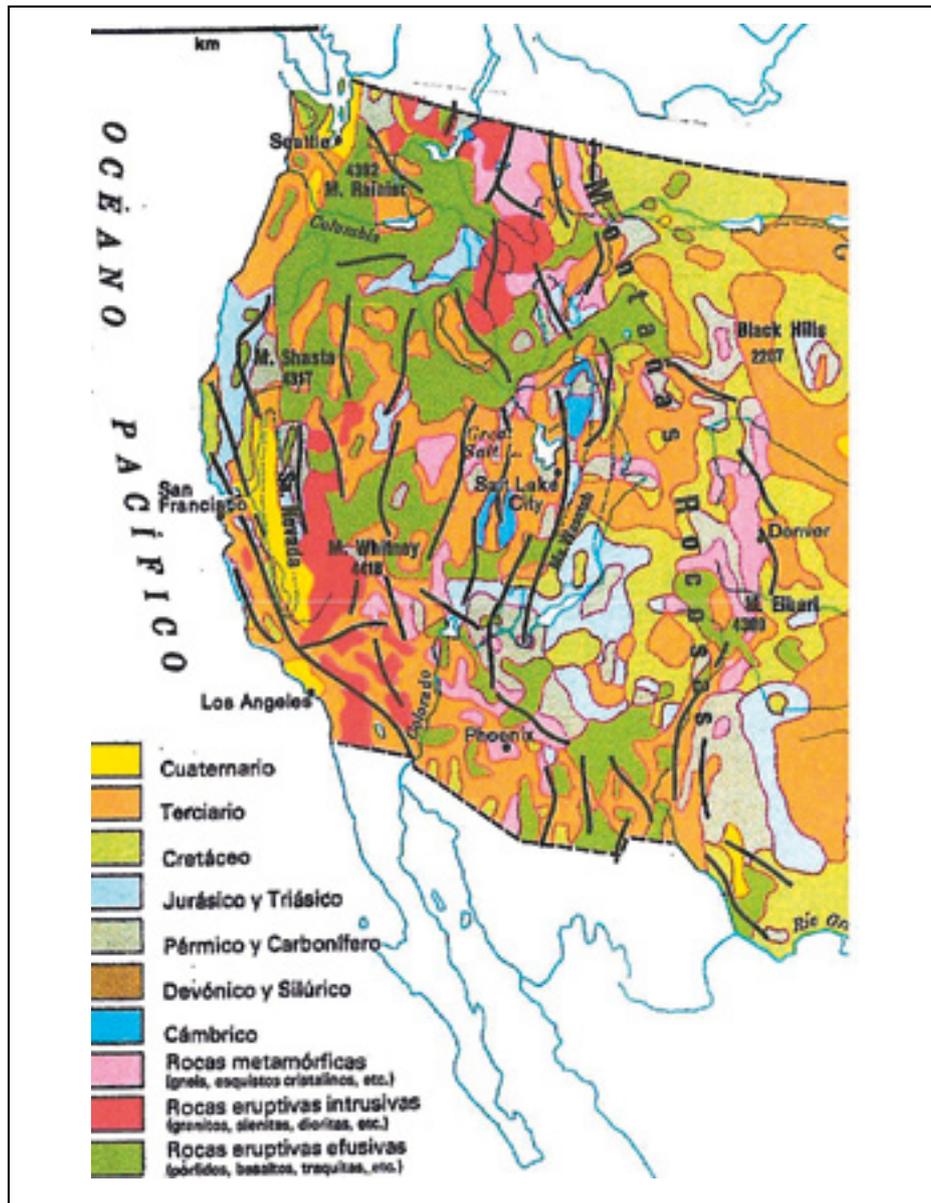


Figura 9a.

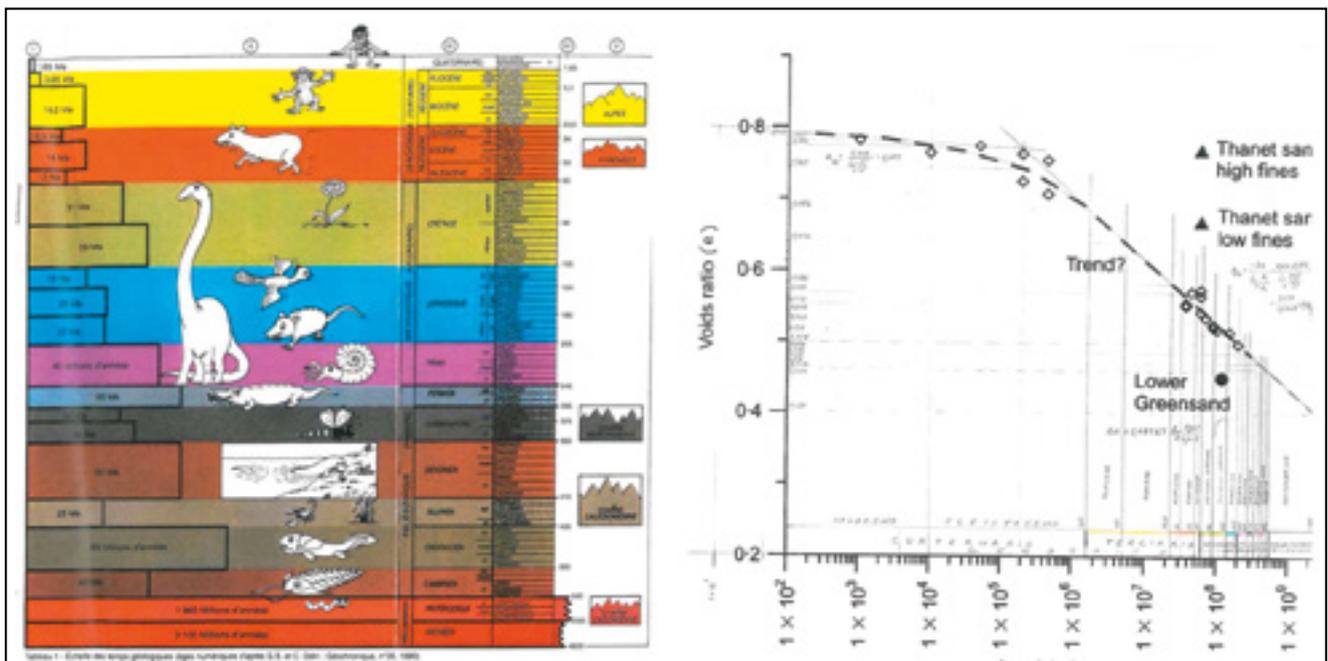


Figura 9b.

Tabla 1.

DETERMINACIÓN DE LA CURVA CARACTERÍSTICA SUELO-AGUA (SWCC)

PERFIL N°. 1 Sedimentos cuaternarios (Holoceno) Tipo: Suelo aluvial

Estrato n	Espesor (m)	(MO) %	(AC) %	f1 (MO)+(AC) %	f2 (L) %	f3 (A/F) %	f4 (A/G) %	n	e	1+e	H _u %	H _v %	H _c %	H _l %	H _s %	H _{pr1} %	H _{pr2} %
1	0.80	0.55	6.77	7.32	15.40	39.09	38.19	0.4510	0.82	1.82	6.79	9.87	9.87	5.37	2.19	34.41	43.64
2	0.30	0.20	19.84	20.04	14.78	30.96	34.22	0.4850	0.94	1.94	15.72	21.45	21.45	11.86	4.77	38.30	47.15
3	0.50	0.10	18.39	18.49	14.80	32.62	34.09	0.4824	0.93	1.93	14.82	20.06	20.06	10.90	4.46	38.08	46.87
4	0.20	0.00	18.14	18.14	8.11	24.22	49.53	0.4796	0.89	1.89	13.30	18.66	18.66	10.14	4.15	33.48	45.52
5	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	39.00	0.3810	0.64	1.64	1.24	2.00	2.00	1.09	0.44	20.57	37.32
6																	
Cubierta superficial (media Pivoma)	1.50	0.22	14.32	14.54	13.68	31.19	37.80	0.4669	0.88	1.88	11.88	16.23	16.23	8.82	3.81	35.36	45.25

S = Grado de saturación (%) = 34.76 18.89 7.72 75.74 96.91
 Se = Grado de saturación específico = 0.1957 0.0000 0.0000 0.7009 0.9619
 Succión (pF) = 3.0 4.2 4.5 2.0 1.0

HUMEDAD EQUIVALENTE H_u = 16.23 %

Textura U.S.D.A. = Franco arenosa

DETERMINACIÓN DE LA CURVA CARACTERÍSTICA SUELO-AGUA (SWCC)

PERFIL N°. 29a Sedimentos detríticos plioceno. Tipo: Suelo rojo mediterráneo de costra caliza.

Estrato n	Espesor (m)	(MO) %	(AC) %	f1 (MO)+(AC) %	f2 (L) %	f3 (A/F) %	f4 (A/G) %	n	e	1+e	H _u %	H _v %	H _c %	H _l %	H _s %	H _{pr1} %	H _{pr2} %
1	0.30	1.21	27.00	28.21	11.80	49.32	10.87	0.5094	1.04	2.04	21.94	27.35	27.35	14.87	6.08	46.36	49.86
2	0.35	0.90	52.30	53.20	11.30	27.51	7.99	0.5498	1.22	2.22	38.71	46.18	46.18	25.10	10.26	51.52	54.25
3																	
4																	
5																	
6																	
Cubierta superficial (media Pivoma)	0.65	1.04	40.62	41.67	11.53	37.58	9.23	0.5312	1.14	2.14	30.55	37.49	37.49	20.37	8.33	49.14	52.22

S = Grado de saturación (%) = 76.58 38.36 15.88 92.51 98.31
 Se = Grado de saturación específico = 0.5227 0.0000 0.0000 0.8784 0.8728
 Succión (pF) = 3.0 4.2 4.5 2.0 1.0

HUMEDAD EQUIVALENTE H_u = 37.49 %

Textura U.S.D.A. = Arcillo arenosa

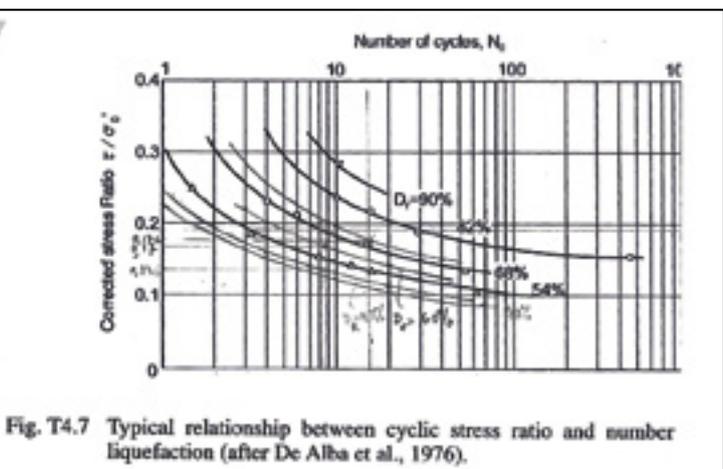
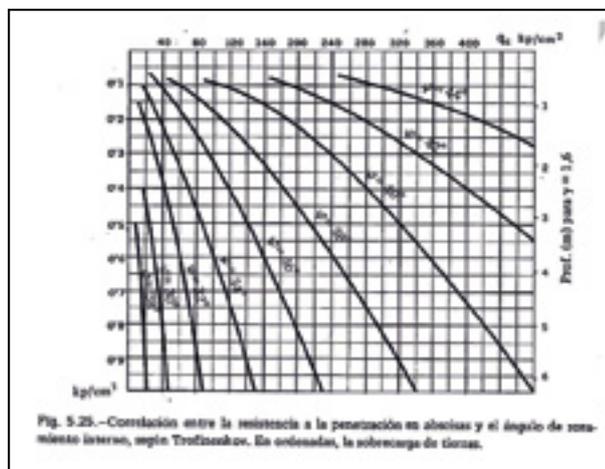


Figura 10a.1.

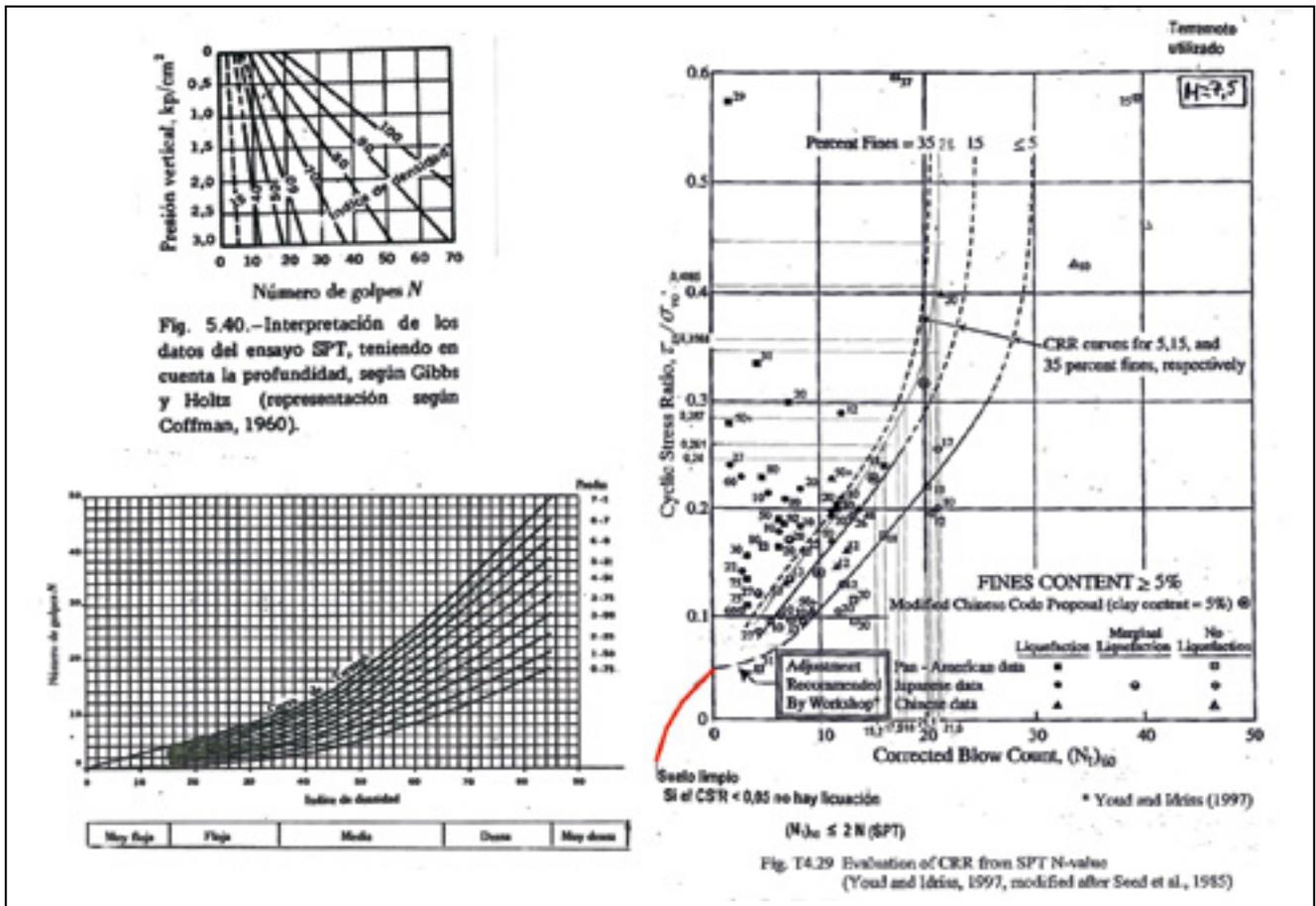


Figura 10a.2.

- $e_0 = 1,14$ ($5,3 \cdot 10^6$ y.b.p.)
- Índice de huecos fase Bonneville:
 $e_r = 0,99 \rightarrow \Delta e_1 = -0,15$ ($140 \cdot 10^3$ y.b.p.)
- Índice de huecos actual:
 $e_p = 0,95 \rightarrow \Delta e_2 = -0,04$ ($\sigma_p > 12,6$ T/m²) (10 y.b.p.)
- Peso específico
 - Sedimentos recientes (GSL): seco $\gamma_d = 13,6$ KN/m³
 - Saturado $\gamma_{sat} = 1,91$ T/m³
 - Sedimentos terciarios (B): $\gamma_d = 12,7$ KN/m³
 - $\gamma_{sat} = 1,78$ T/m³
- Densidad relativa: $D_R = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$
($e_{max} = 1,49$; $e_{min} = 0,59$)
- Sedimentos GSL : $D_R = 43\%$ ($e = 1,10$)

- Sedimentos B : $D_R = 60\%$ ($e = 0,95$)
- Parámetros de resistencia al corte: $N(SPT)$, q_c (Kp/cm²), $\Phi(^{\circ})$, CRR (Cyclic Resistance Ratio) (figura 10)
- Sedimentos GSL : $N = 6 - 8(7,5)$, $q_c = 18 - 24$ Kp/cm², $\Phi = 18^{\circ}$, CRR = 0,247
- Sedimentos B : $N = 8 - 10(8,5)$, $q_c = 24 - 30$ Kp/cm², $\Phi(^{\circ}) = 18^{\circ}$, CRR = 0,287 ($0,261 \cdot 1,1$)

4. CARGAS DE CIMENTACIÓN POR SEGMENTOS (S/PROYECTO NEVUT) (REF.21 Y 39)

1-SEGMENTO A (\approx pK 636 - 650): Plataforma de vía sobre pedraplén (figura 11)

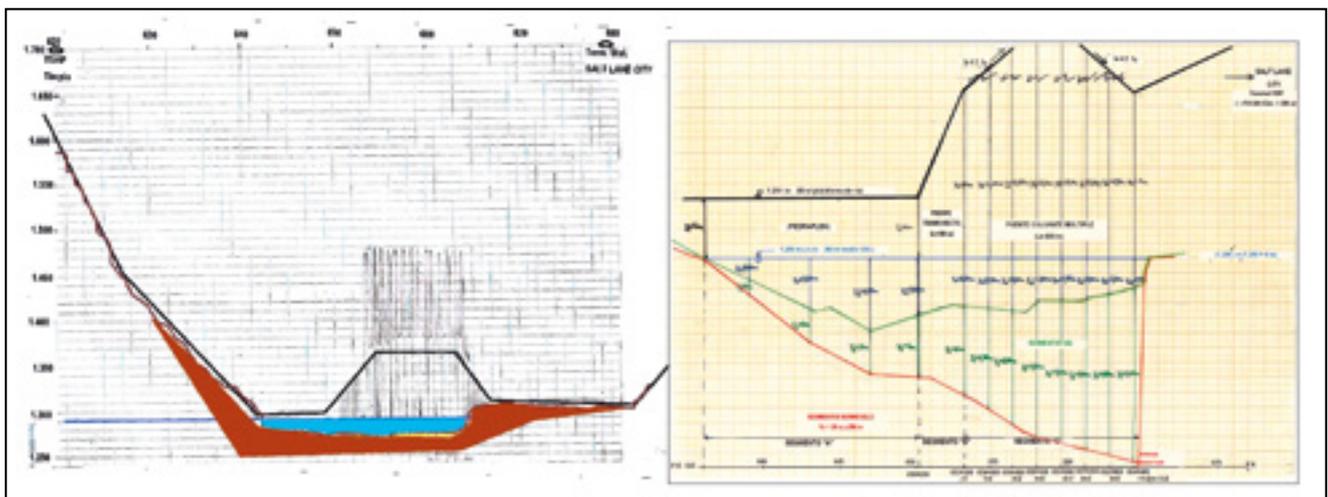


Figura 11.

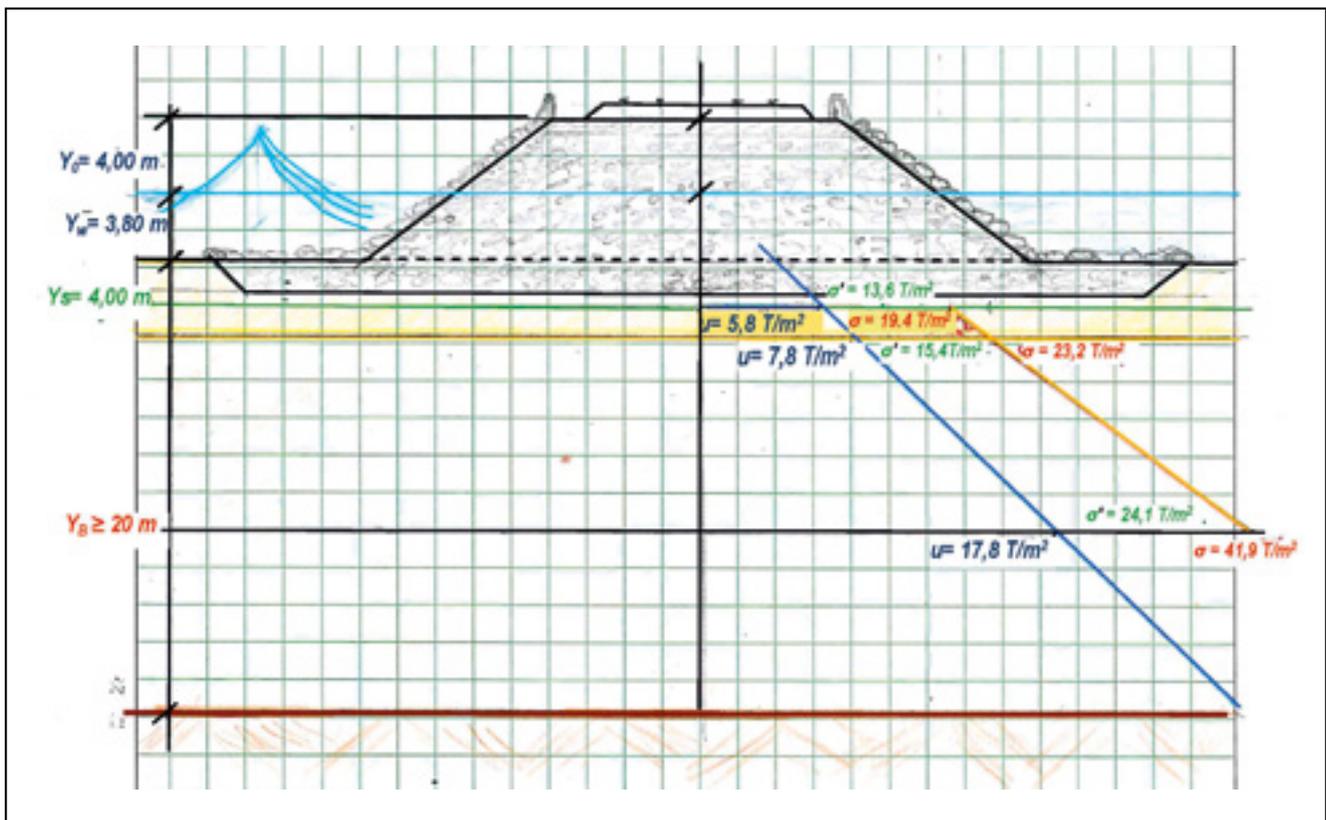


Figura 12.

Perfil de cálculo: \approx pK 650 (Máximo espesor sedimentos GSL: $y_s = 4\text{m}$) (figura 12)

2-SEGMENTO B (\approx pK 650 – 653): Plataforma de vía sobre Puente de tramo recto ($L = 100\text{m}$) (figura 11) Perfil de cálculo: \approx pK 653 (Máximo espesor sedimentos GSL: $y_s = 6\text{m}$) (figura 13)

3-Segmento C (\approx pK 653 – 665): Plataforma de vía sobre Puente Colgante ($L = 800\text{m}$) (figura 11) Perfil de cálculo: \approx pK 665 (Máximo espesor de sedimentos GSL: $y_s = 12\text{m}$) (figura 14)

5. ANÁLISIS DE RIESGO

A-SITUACIÓN ACTUAL

- Tensión cortante cíclica equivalente al terremoto: τ_{eq} (ó $\tau_{eq} / \sigma_{vc} = \text{CSR} = \text{Cyclic Stress Ratio}$) $\text{CSR} = K_M a_c / g K_M = 1 / \text{MSF}$ (MSF = Magnitude scaling Factor) $\text{MSF} = 1,07$ para $M_w = 6,9$ y $P_L < 20\%$ (Youd and Noble) ($P_L = \text{Probabilidad de licuefacción}$) $\text{CSR} = 0,271$
- Tensión cortante cíclica resistida por el terreno: τ_{RL} (ó $\tau_{RL} / \sigma_{vc} = \text{CRR} = \text{Cyclic Resistance Ratio}$) Criterio de rotura (Modelo RG, Ref44): Deformación tangencial $\gamma = 15\% = 2e^{1,5} \text{CRR}^{2,8} N^{2\text{CRR}}$ $N = \text{Número de ciclos equivalentes al terremoto}$ $M = 6,9$ $N = 11$
Sedimentos recientes (GSL): $D_R = 44\%$ ($e = 1,10$) $\rightarrow 0,065 = \text{CRR}^{2,8} 121^{\text{CRR}} \rightarrow$ (Por tanteos) $\text{CRR} = 0,247$
Sedimentos antiguos (B): $D_R = 60\%$ ($e = 0,95$) $\rightarrow 0,081 = \text{CRR}^{2,8} 121^{\text{CRR}} \rightarrow$ (Por tanteos) $\text{CRR} = 0,261$
- Coefficiente de seguridad a la licuefacción: $\text{FS} = K\sigma \text{CRR} / \text{CSR}$

Sedimentos GSL: $\text{FS} = 1 * 0,247 / 0,271 = 0,91 < 1 \rightarrow$ Al menos se evidencian tres episodios, con intervalo de recurrencia 4.200 años en el Segmento Antelope Island (Ref.27)

Sedimentos Bonneville: $\text{FS} = 1,1 * 0,261 / 0,271 = 1,06 \rightarrow$ Solamente identificados episodios en el Segmento Fremont Island ($H < 14\text{m}$) (Ref.27) $\rightarrow (y_s(B) > 14\text{m})$

B-SITUACIÓN CON CARGAS DE CIMENTACIÓN (PROYECTO NEVUT) (epígrafe III ant.)

Se proyecta con coef. de seguridad $F = 1,5$, por lo que es necesario mejorar la CRR de los sedimentos GSL y Bonneville (hasta profundidades afectadas por las cimentaciones) a valores $\text{CRR}(c) = \text{CRR bajo carga} = \text{CSR} * 1,5 / \rho = 0,4065$

B.I-SEGMENTO A

Sedimentos GSL: $\text{CRR}(c) = 0,247 * (\Delta\sigma / \Delta\sigma') = 0,247 * (19,4 - 7,6 / 13,6 - 3,8) = 0,2974 \rightarrow N = 9$

$\text{CRR}(t) = \text{CRR mejorado con tratamiento} = 0,4065 \rightarrow N = 11$

Sedimentos B: $\text{CRR}(c) = 0,261 * (\Delta\sigma / \Delta\sigma') = 0,261 * (41,9 - 25,2 / 24,1 - 11,6) = 0,3487 \rightarrow N = 10$

$\text{CRR}(t) = 0,4065 * 1,1 = 0,4472 \rightarrow N = 12$

Tratamiento de mejora:

$\text{FC} = 28\% > 15\% \rightarrow$ Columnas de grava por vibroflotación (figuras 15 y 16)

Intensidad del tratamiento: Relación de sustitución:

$$a_s = A_c / A_c + A_s$$

Mejora mínima necesaria: (GSL) $N = 7,5 \rightarrow 11$

(B) $N = 8,5 \rightarrow 12$

$a_s = 0,05$

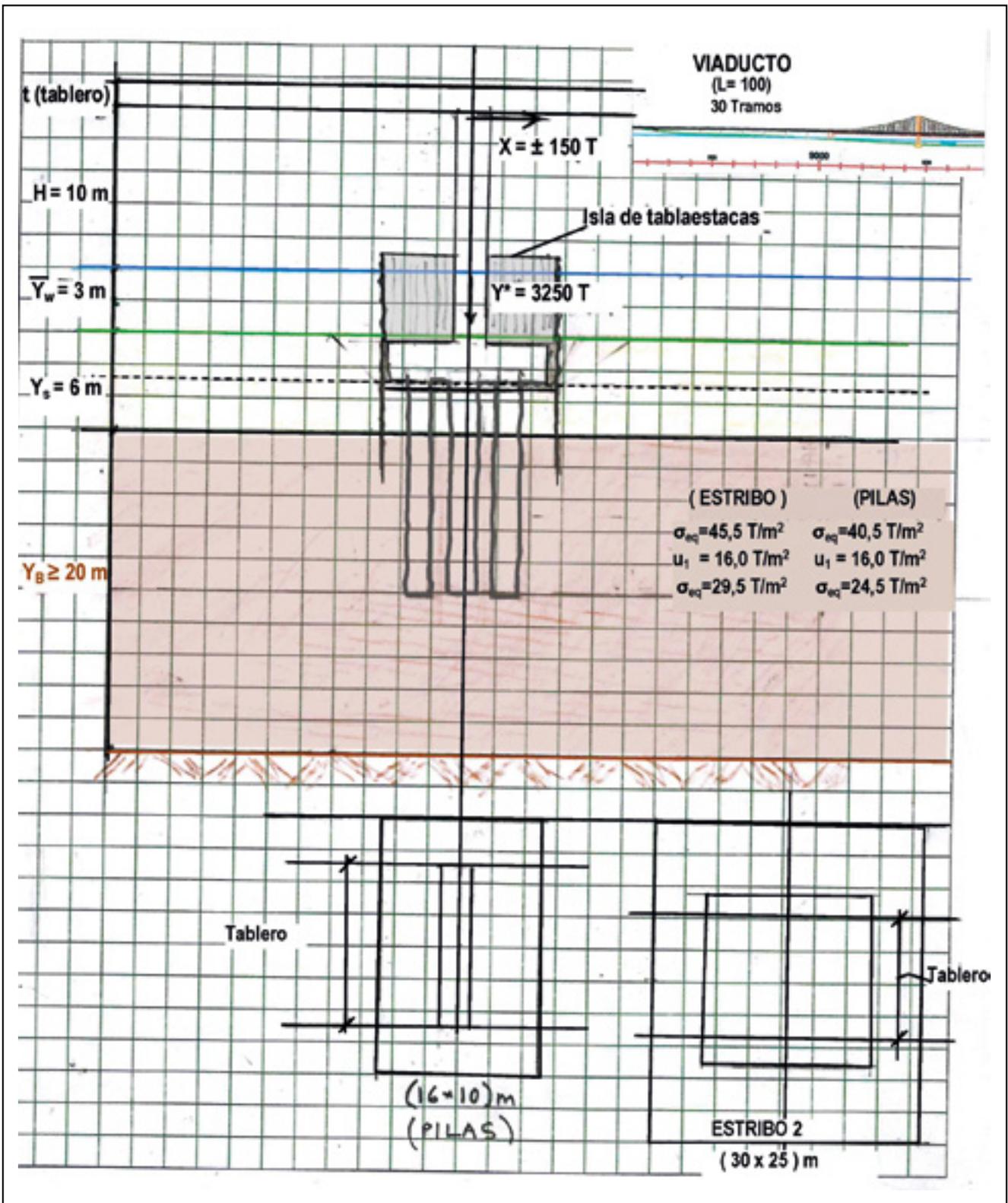


Figura 13.

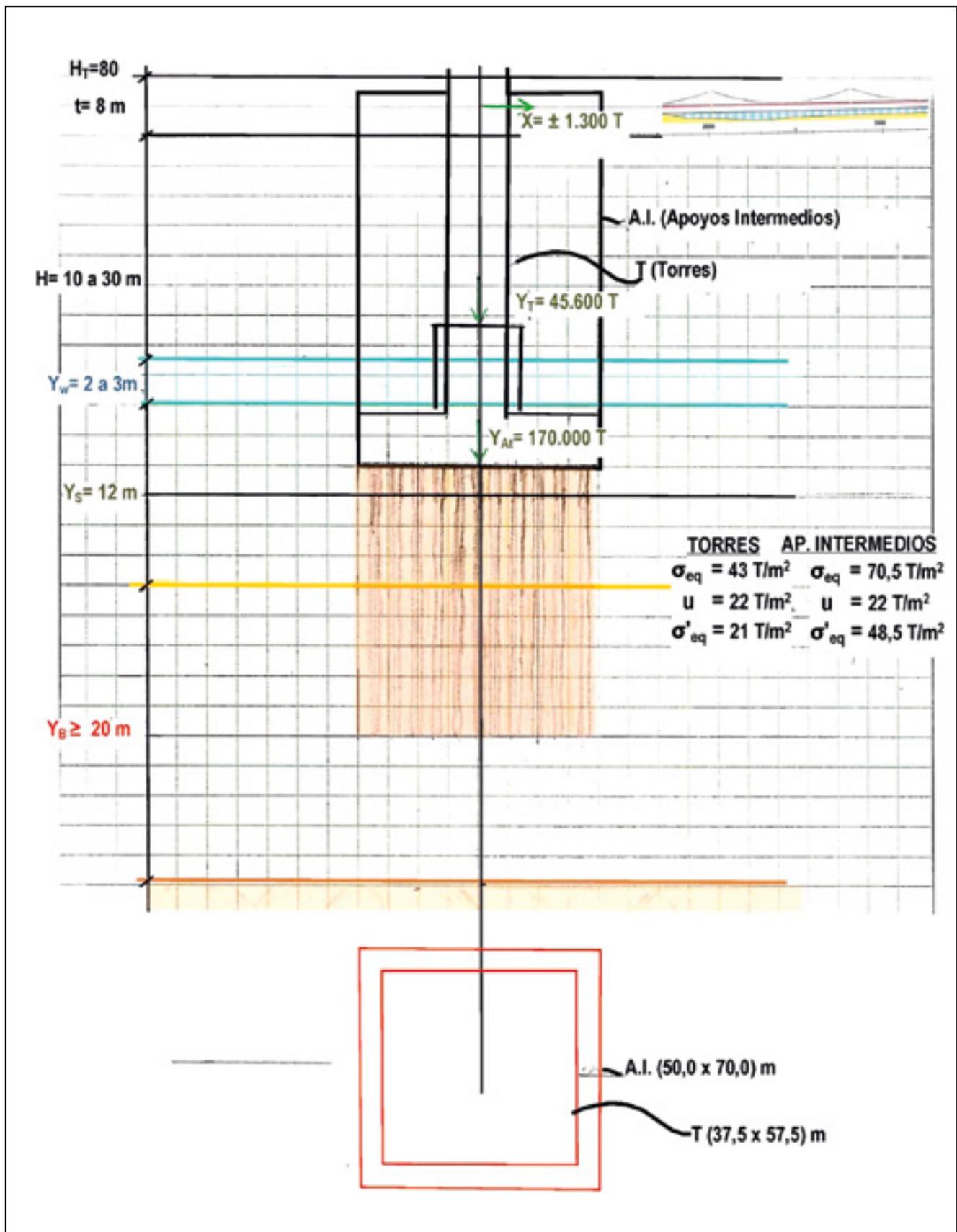


Figura 14a.

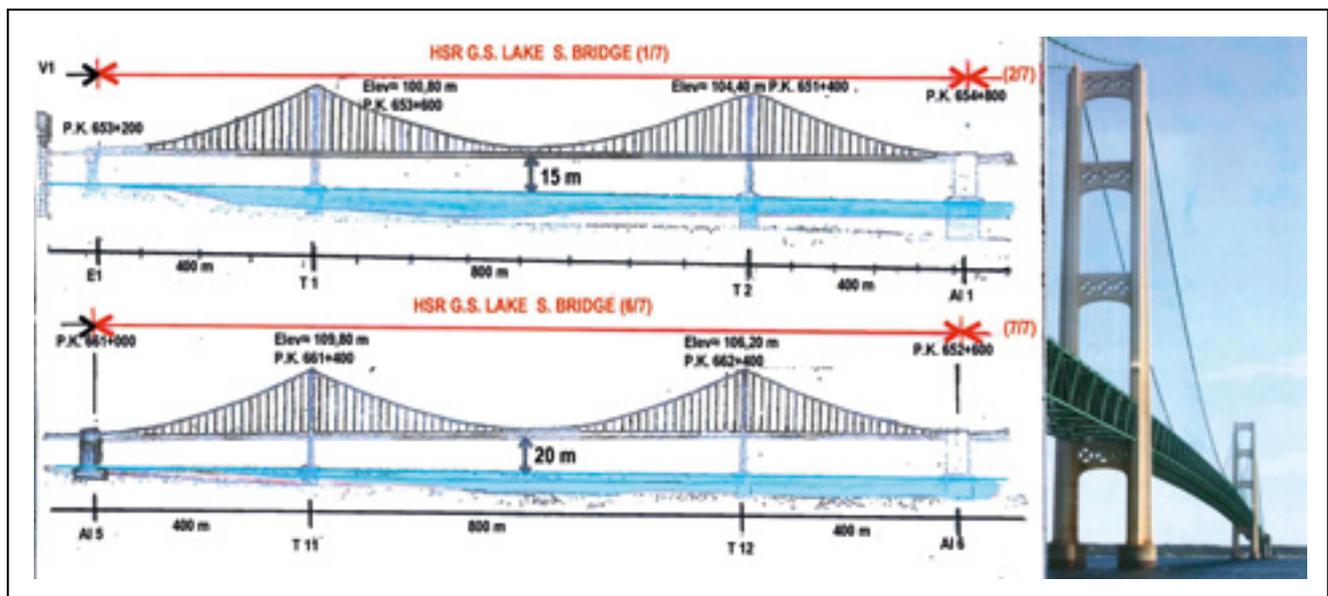


Figura 14b.

Malla equilátera de tratamiento con distancia entre ejes de columnas: "s"

$$D_c = 1,05 s \quad A_c = \pi D_c^2 / 4 \quad A = \pi D_e^2 / 4 = A_s + A_c$$

$$0,05 = (D_c / D_e)^2 \rightarrow D_c = 0,2236 D_e = 0,235 s \rightarrow s = 3m$$

$D_c = 0,70m$ Profundidad 15m Comprobación de la mejora de la estabilidad al deslizamiento (Ref.14) $\tau^- = (1 - a_s)c_u + a_s$

$$\tau_c \cos \alpha^- = 0,95 * 1,74 + 0,05 * 5 * 0,87 = 1,87 T/m^2$$

$$(\tau_c = 0,09 - \sqrt{30} = 0,49 Kp/cm^2 \approx 5 T/m^2)$$

$$q = 4^2 = 8 T/m^2 \quad m q = 1,6 T/m^2 \rightarrow m = 0,2 x b / c_0 = 1,5 * 0,32 / 5 = 0,1$$

$$F q / c_0 = 5 \rightarrow F = 3,1 > 3 \text{ (figura 16b}_1)$$

B II-SEGMENTO B

Sedimentos GSL: CRR = 0,247 (situación actual) $\rightarrow q_c \geq 18 Kp/cm^2$ ($\sigma' \leq 10,8 T/m^2$) $\rightarrow N \geq 6$

$$CRR(t) = 0,465 (q_c = 30 Kp/cm^2)$$

Con tratamiento de mejora, para evitar la rotura plástica en estos sedimentos debe garantizarse, además de la no licuefacción ($q_c = 30 Kp/cm^2$), una resistencia estática al corte, dada por un ángulo de rozamiento equivalente de 30° , lo que supone alcanzar (Trofinenkov) una $q_c \geq 50 Kp/cm^2$ $\rightarrow \approx N \geq 17$.

Con columnas de grava se necesita una intensidad dada por $a_s = 0,100$

$$D_c / D_e = 0,3162 \quad D_c = 1,05 s \quad D_c = 0,3320 s \quad D_c = 0,70m \rightarrow s = 2,10m$$

Sedimentos B CRR = 0,261 (situación actual)

$$CRR(t) = 0,465 (q_c = 30 Kp/cm^2)$$

Además, ante las cargas transmitidas por las pilas ($\sigma'_{eq} = 24,5 T/m^2$) y estribos del puente ($\sigma'_{eq} = 29,5 T/m^2$), el tratamiento de mejora deberá garantizar una resistencia al corte dada por un ángulo de rozamiento equivalente de 35° , lo que supone alcanzar (Trofinenkov) una $q_c \geq 100 Kp/cm^2$ $\rightarrow \approx N \approx 33$.

Con columnas de grava se necesita una intensidad de tratamiento definida por una relación de sustitución $a_s = 0,25$

$$D_c / D_e = 0,5 \quad D_c = 1,05 s \quad D_c = 0,525 s \quad D_c = 0,70m \rightarrow s = 1,35m$$

Extensión del tratamiento y modulación de su intensidad (según Broug, Ref.8) (figura 17)

$$\alpha = 36^\circ \quad \Phi = 35^\circ \quad \rho = 8,5^\circ \quad d/b = e^{atg\Phi} \cos \rho / 2 \sin(45 - \Phi/2)$$

$$= 1,663 \quad t/b = e^{atg\Phi} \sin \rho / \sin(45 - \Phi/2) = 0,497$$

La carga de hundimiento vendría expresada (despreciando el término de cohesión, por el bajo contenido de arcilla, y teniendo en cuenta el efecto desfavorable de la carga rectangular sobre la carga en faja) por:

$$P = q N_q + 1/2 (\gamma' b N_{\gamma s_{\gamma}}) \Phi = 30^\circ \rightarrow N_q = 18,40 \quad N_{\gamma} = 14$$

Coefficiente de forma s_{γ} para $r = 0,625$ (10/16) (pilas) $r = 0,833$ (25/30) (Estribos) $q \geq 3,6 T/m^2$ $s_{\gamma} = (1 + 0,2r/1+r) = 0,692$

$$\text{Pilas: } p = 109,84 T/m^2 > F * 24,5 T/m^2 \rightarrow F > 3$$

$$\text{Estribos: } p = 197,44 T/m^2 > F * 29,5 T/m^2 \quad F > 3$$

$$\text{En cimentación de pilas: } d/b = 1,663 \rightarrow d_1 = 16,6 m \quad d_2 = 26,6 m$$

$$t/b = 0,497 \rightarrow t_1 = 5,0 m \quad t_2 = 8,0 m$$

$$\text{En cimentación de estribos: } d/b = 1,663 \rightarrow d_1 = 16,6 m$$

$$d_2 = 26,6 m$$

$$t/b = 0,497 \rightarrow t_1 = 12,4 m \quad t_2 = 14,9 m$$

Superficies características extremas (Zona plastificada BE)

$$(r_0)_2 = b/2 / \sin(45 + \Phi/2) = 9m \quad (R)_2 = e^{(\pi/2)tg\Phi} = 22,34m$$

$$\text{En cimentación de pilas: } (BE)_2 = 2(R)_2 \cos(45 - \Phi/2) = 38,70m \quad (BE)_1 = 24,20m$$

$$\text{En cimentación de estribo común: } (r_0)_2 = 16,9m \quad (R)_2 = 41,95m \quad (BE)_2 = 72,66m \quad (BE)_1 = 60,55m$$

Tomando las "d" y "t" mayores de las antes calculadas, las Zonas A y B a tratar en el segmento B, serían 30 pilas y los estribo 1 (segmento A/segmento B) y estribo 2 (segmento B/segmento C)

Zonas A: Tratamiento: Columnas de grava "s" = 2,10m ($75 * 75 - 30 * 30 = 4.725 m^2$) en pilas y estribo 1 y ($120 * 120 - 50 * 50 = 11.900 m^2$) en estribo 2

$$D_c = 1,05 * s = 2,20m \quad A_c = 3,81 m^2 \rightarrow 31 * (4.725/3,81) + (11.900/3,81) = 41.568 \text{ uds}$$

Zonas B: Tratamiento: Columnas de grava "s" = 1,35m ($30 * 30 = 900 m^2$) en pilas y estribo 1 y ($50 * 50 = 2.500 m^2$) en estribo 2

$$D_c = 1,05 * s = 1,42m$$

$$A_e = 1,58 m^2 \rightarrow 31 * (900/1,58) + (2.500/1,58) = 19.240 \text{ uds}$$

Total Tratamiento Segmento B:

$$41.568 + 19.240 = 60.808 \text{ columnas de } 15m = 912.120 m$$

Coste estimado: ($\approx 100 \$/m$) $\rightarrow 91,21 M\$$ Repercusión sobrecosto unitario: 28,5 M\$/km

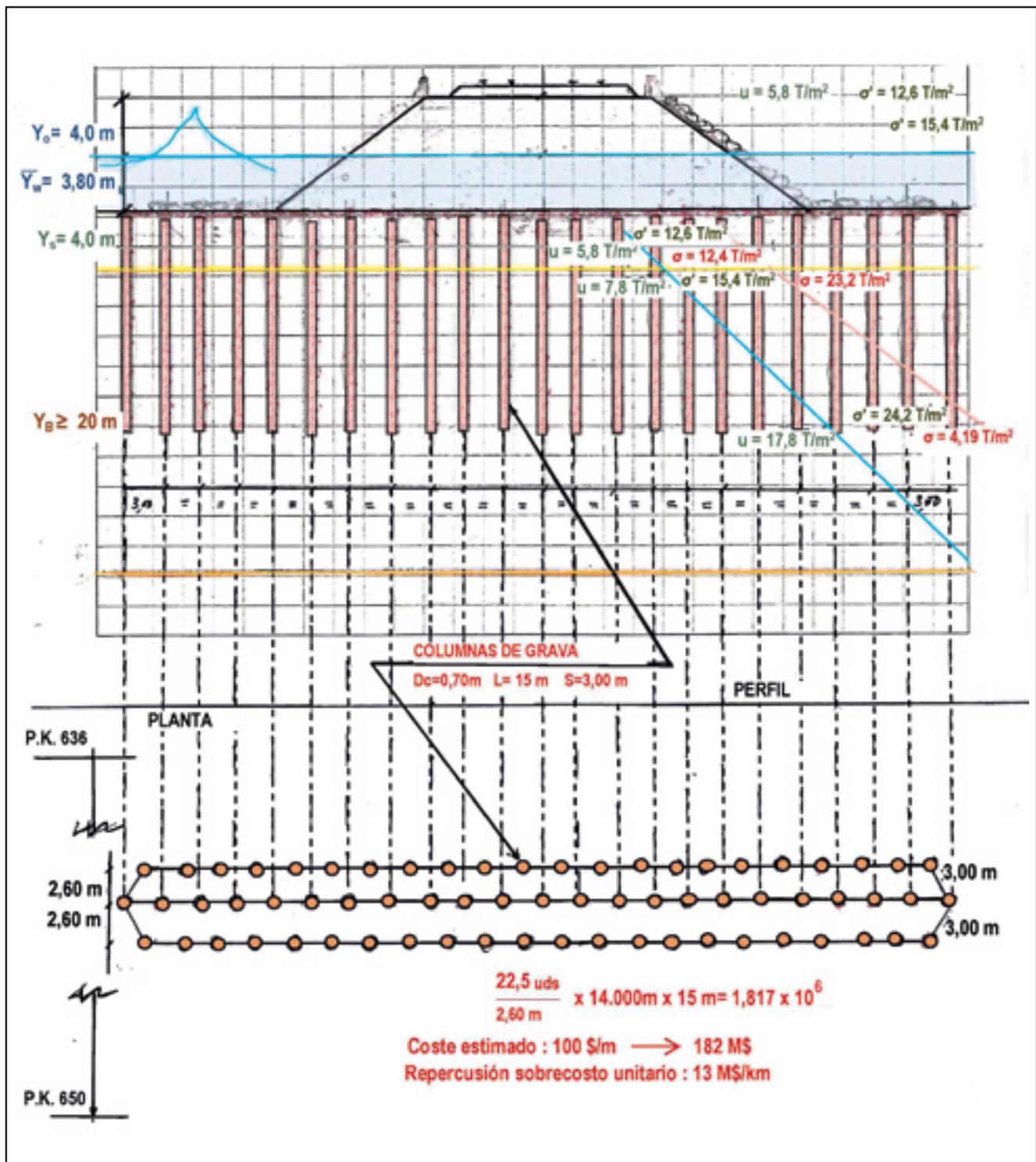


Figura 15.

B III SEGMENTO C

Al igual que en el segmento B, el tratamiento de mejora para las cimentaciones del puente colgante múltiple, sobre el que discurre la plataforma de vía en este tramo, se propone con columnas de grava por vibroflotación, con intensidades de tratamiento análogas a las definidas en el segmento B, $a_s = 0,1$ en las zonas B y $a_s = 0,25$ en las zonas A, cuya extensión y profundidad se estiman a continuación, tanto en la de las torres, como en la de los apoyos intermedios.

El nivel de tensiones efectivas equivalente a las cargas transmitidas es de $\sigma'_{eq} = 45,6 \text{ T/m}^2$ ($25\text{m} \times 40\text{m}$) en

cimentación de torres y de $\sigma'_{eq} = 58,2\text{T/m}^2$ ($45\text{m} \times 65\text{m}$) en apoyos intermedios.

La carga de hundimiento sería:

En cimentación de torres: $r = 0,625$ $s_y = 0,692$ $q \geq 5,4\text{T/m}^2$ $b = 25\text{m} \rightarrow p = 208,35\text{T/m}^2 > F \times 45,6 \rightarrow F > 3$

En cimentación de apoyos intermedios: $r = 0,692$ $s_y = 0,672$ $q \geq 5,4\text{T/m}^2$ $b = 45\text{m} \rightarrow p = 289,87\text{T/m}^2 > F \times 58,2 \rightarrow F > 3$ Superficies características extremas (Zona plástica BE) (figura 17)

$r_0 = 14,43\text{m}$ $R = 35,74\text{m} \rightarrow BE_T = 61,90\text{m}$ (En cimentación de Torres)

$r_0 = 25,98\text{m}$ $R = 64,34\text{m} \rightarrow BE_{AI} = 111,45\text{m}$ (En cimentación de apoyos intermedios)

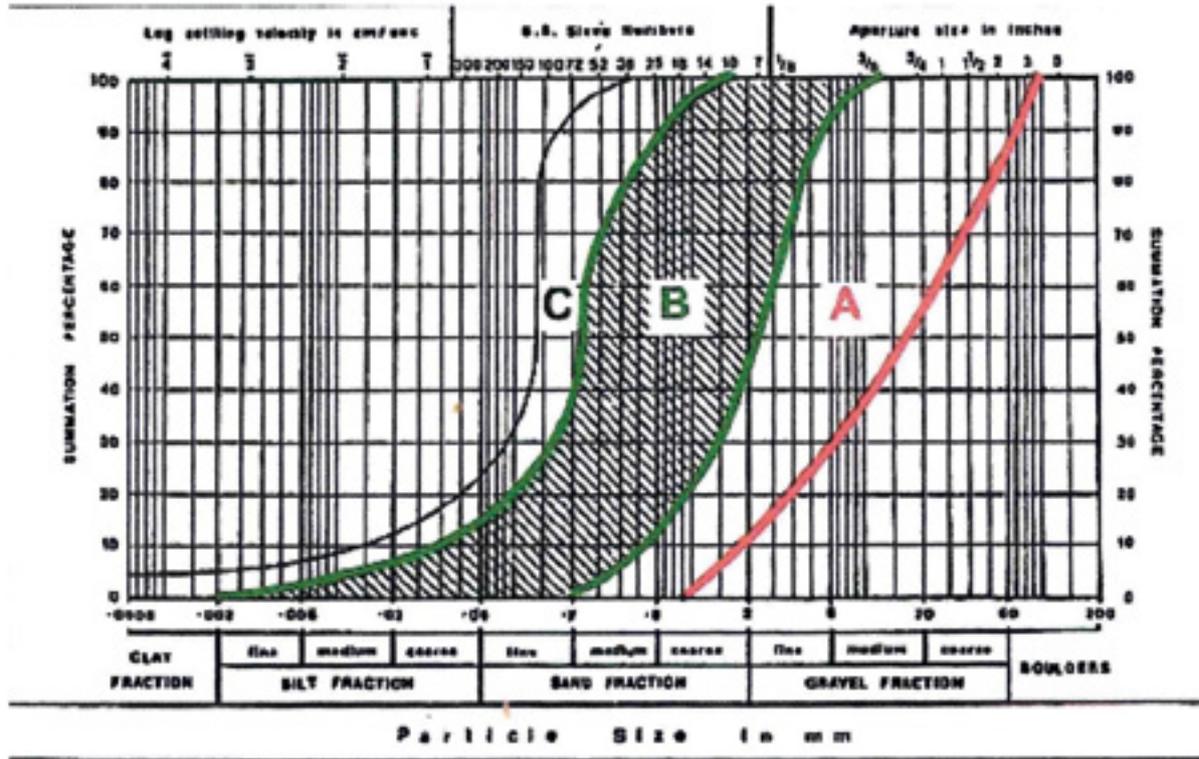


Figura 4: Husos granulométricos para la aplicación de técnicas de vibroflotación (según Glover, 1982).

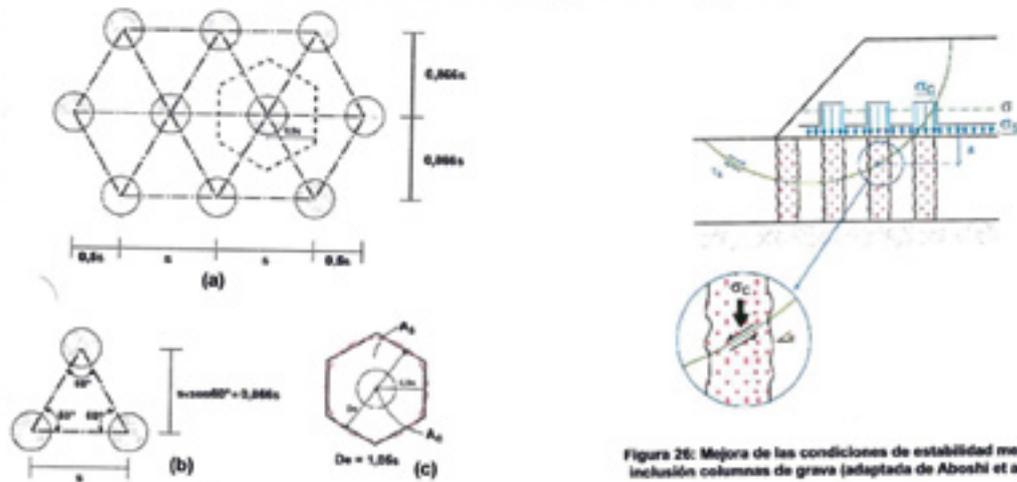


Figura 26: Mejora de las condiciones de estabilidad mediante la inclusión columnas de grava (adaptada de Aboshi et al. 1979).

Figura 16a.

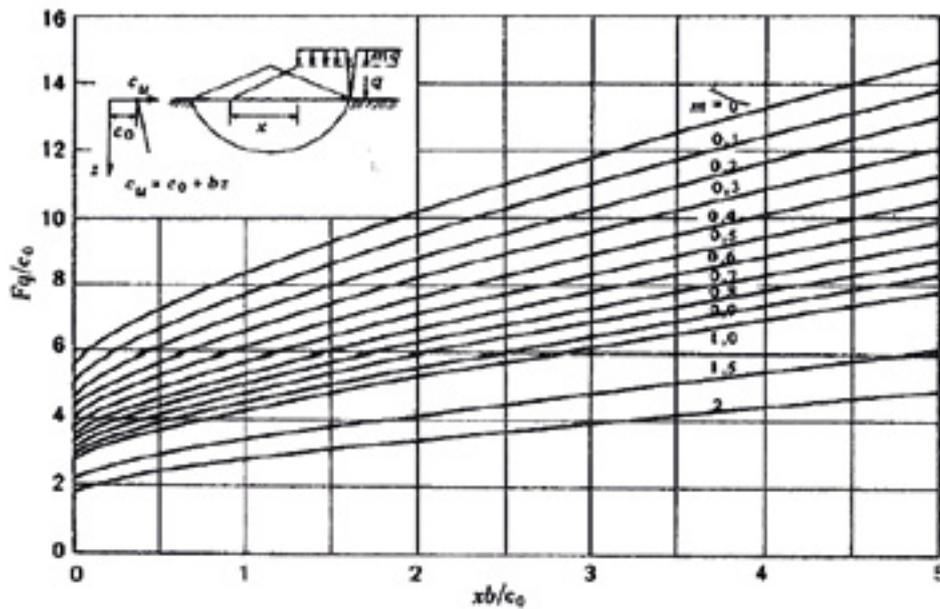


Fig. 9.13.—Estabilidad a corto plazo de un terraplén de baja altura, con sobrecarga, sobre arcilla saturada (Nakase, 1970). a) Para valores grandes de xb/c_0 . b) Para valores pequeños de xb/c_0 . Cortesía de Soils & Foundations.

Figura 16b1.

4. MEJORAS DEL TERRENO DE CIMENTACION

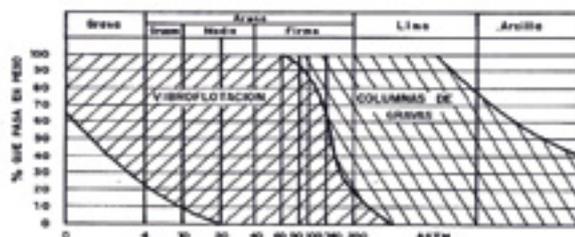


Fig. 4.14. Tipo de suelos aptos para el tratamiento por vibroflotación

	GRAVA	ARENA	LILO	ARCILLA
	2.0 mm	0.075 (No. 200)	0.0075 (No. 20)	0.002 (No. 60)
VIBROFLUOTACION	100%	100%	100%	100%
COLONIAS DE GRISETES	100%	100%	100%	100%
PROCESO DE DESPLAZAMIENTO	100%	100%	100%	100%
PROCESO DE SUELO	100%	100%	100%	100%
COMPACTACION	100%	100%	100%	100%
CONTROL DE AGUA	100%	100%	100%	100%
REPARAR COLUMNAS DE SUELO, SUELO (SUELO)	100%	100%	100%	100%
TRATAMIENTO ESPECIAL	100%	100%	100%	100%
ESTABILIZACION CON AGUA	100%	100%	100%	100%
TAMANO MAXIMO DE SUELO (mm)	100.0	1.0	0.1	0.01
TAMANO MINIMO DE SUELO (mm)	100.0	0.075	0.0075	0.0001

Figura 4.1. Aplicabilidad de las técnicas de mejora y refuerzo del terreno en función del tamaño de partículas (O'Riordan, 1980, adaptado por Briaux, 1999)

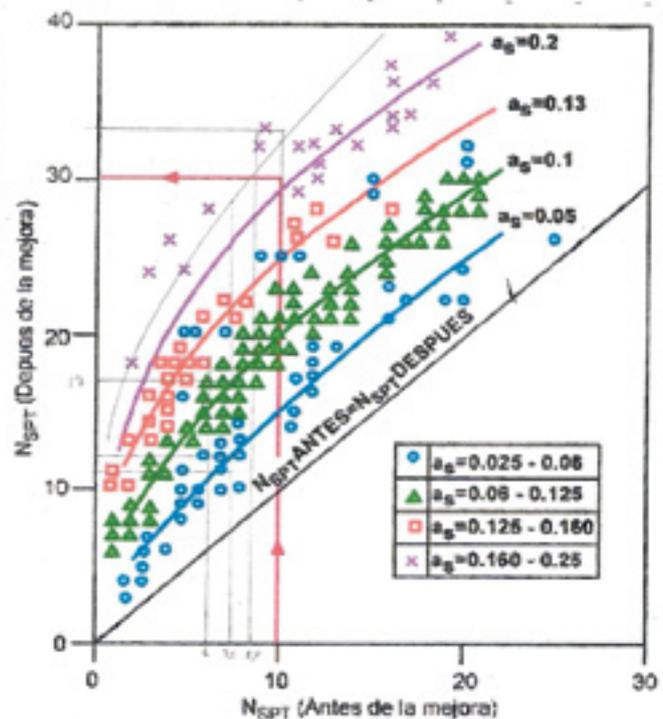


Figura 16b2.

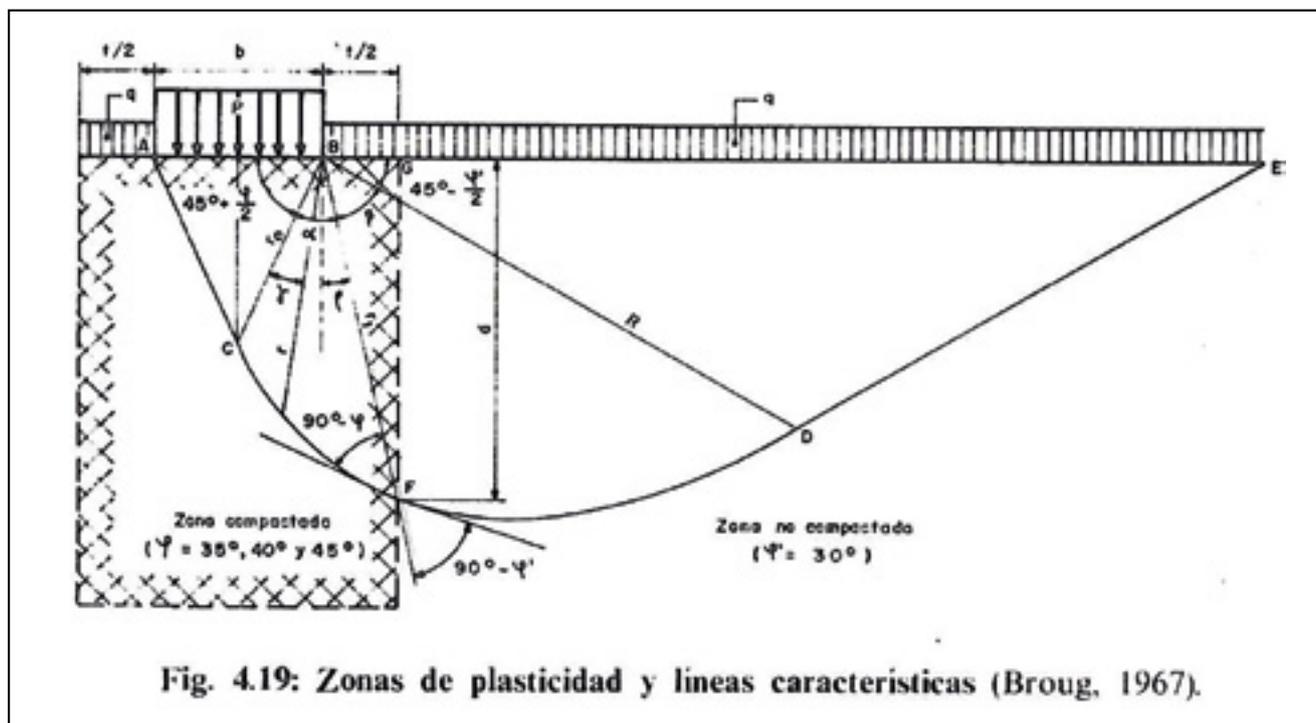


Figura 17a.

Según los datos anteriores, las zonas A y B a tratar en este segmento, serían: En 14 torres y 6 Apoyos intermedios, las siguientes:

Zonas A: Tratamiento con columnas de grava: "s" = 2,10m ($A_c = 3,81\text{m}^2$)

($160 \times 175 - 2.200 = 25.800\text{m}^2$) en cimentación de torres y ($295 \times 315 - 6.300 = 86.625\text{m}^2$) en cimentación de apoyos intermedios:

$$14 \times (25.800/3,81) + 6 \times (86.625/3,81) = 231.220 \text{ uds}$$

Zonas B: Tratamiento con columnas de grava: "s" = 1,35m ($A_c = 1,58\text{m}^2$)

($40 \times 55 = 2.200\text{m}^2$) en cimentación de torres y ($70 \times 90 = 6.300\text{m}^2$) en cimentación de apoyos intermedios:

$$14 \times (2.200/1,58) + 6 \times (6.300/1,58) = 43.418 \text{ uds}$$

Total Tratamiento Segmento C:

274.638 columnas de grava de 20m \rightarrow 5.492.760m

Coste estimado (100\$/m) \rightarrow 549,28 M\$ Repercusión sobre costo unitario: 45 M\$/km

6. CONCLUSIÓN

El Proyecto NEVUT propone que el acceso a la Terminal Station HSR de Salt Lake City de la "Great Basin Line" se realice intentando la optimización de los parámetros geométricos de trazado y urbanísticos y paisajísticos del entorno, lo que obliga al cruce del Great Salt Lake, afrontando los problemas geotécnicos especiales que conlleva por la posibilidad de licuefacción de los sedimentos de su fondo y la existencia de fallas activas en el lago y próximas en la Wasatch Range.

Para ello se define un tratamiento de mejora a base de vibroflotación con columnas de grava (dado el contenido de finos de los sedimentos), modulando su intensidad, según la segmentación, por tipo estructural de soporte de la plataforma de vía, espesor y edad de sedimentos y profundidad del lago, en los veintinueve km de trazado que lo atraviesan.

El sobrecosto de construcción de la línea, por mejora del terreno de cimentación en los veintinueve km de paso por el Great Salt Lake, es de 822M\$ (182 M\$ +91 M\$ +549 M\$), lo que representa un sobrecosto unitario medio en ese tramo de 28,3 M\$/km (13 M\$/km en catorce km sobre pedraplén (figura 15); 28,5 M€/km en tres km sobre puente de L = 100m de luz y 45M\$/km en doce km sobre puente colgante múltiple de L = 800m de luz de vanos centrales).

El presupuesto (Ref. 39 y 40) de los 680km de la línea "Great Basin Line", de 13.686 M\$ (20,13 M\$/km) incluye el sobrecosto de tratamiento de mejora de cimentación para cruce del Great Salt Lake, y representa un 6% (1,20 M\$/km) del total de la línea, que a juicio de los autores justifica la calidad de trazado geométrico y medioambiental que proporciona el paso por el Great Salt Lake con un nivel razonable de seguridad (Ref.16).

7. REFERENCIAS

1. Iribarren, R., y Nogales, Casto (1954). *Obras Marítimas. Oleaje y Diques*. Madrid: Ed. Dossat.
2. *Enciclopedia Universal Ilustrada Europea-Americana* (1958). Salt Lake City. Salt Lake (Great), Tomo LIII. Madrid: Espasa-Calpe.
3. Sáenz García, Cl. (1962). *Estratigrafía, Geología*, Vol. III. Madrid: ETSICCP.
4. Lajoie, K. R. (1974). Predicted geologic effects along a profile of a postulated $M \approx 6,5$ earthquake on the San Andreas Fault. Menlo Park, California (EE UU): USGS.
5. *Conocer el mundo* (1975). Geología-Clima de Estados Unidos, Tomo XII. Pamplona: Ed.Salvat.
6. Lomnitz, C., y Rosembueth, E. (1976). *Seismic Risk and Engineering Decisions*. Ámsterdam (Holanda): Elsevier Ed.
7. Jiménez Salas, J. A., et al. (1980). *Geotecnia y Cimientos II*. Madrid: Ed. Rueda.
8. Faraco, C. (1980). Mejoras del terreno de cimentación, *Geotecnia y Cimientos III* (Primera Parte). Edición coordi-

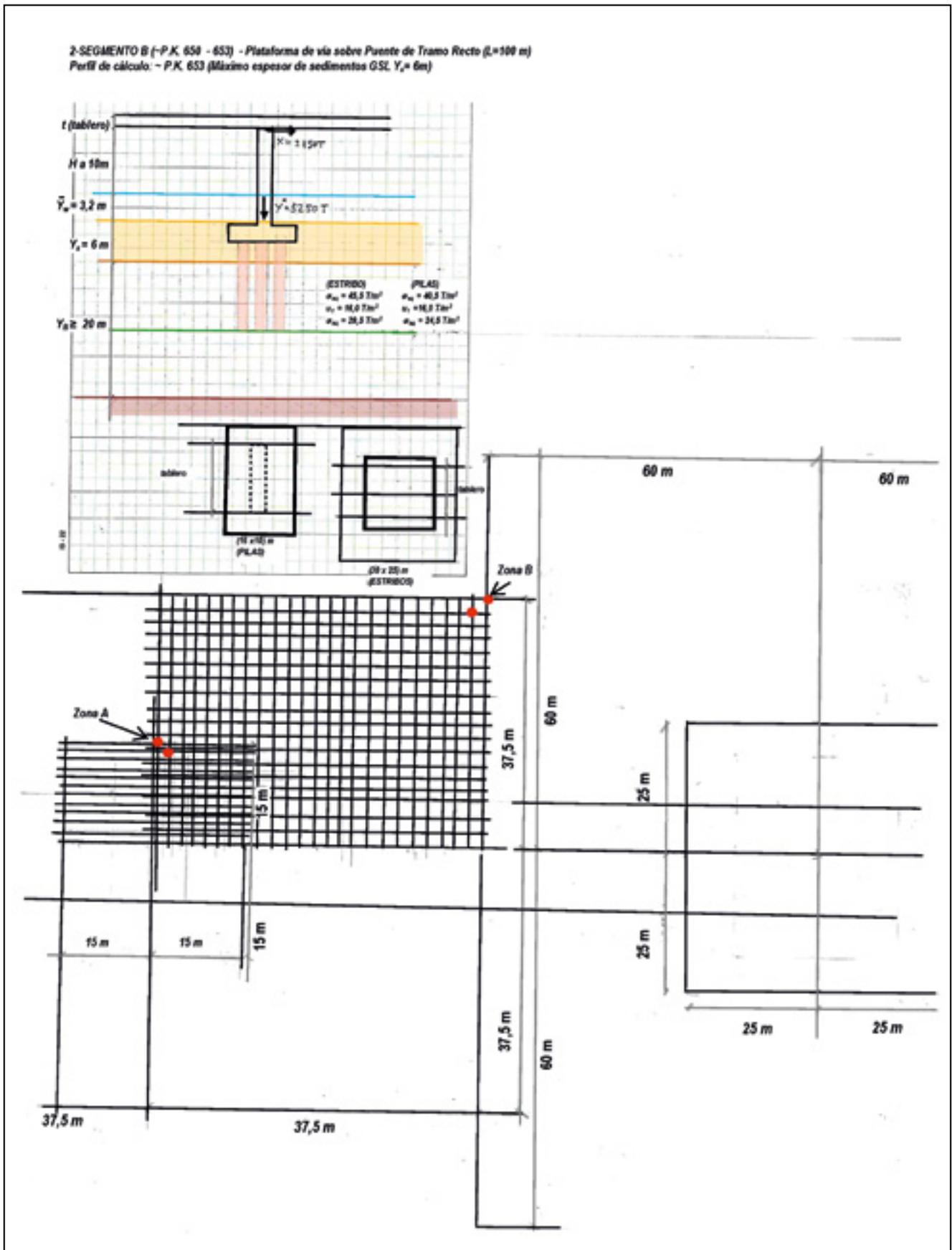


Figura 17b.

- nada y dirigida por José Antonio Jiménez Salas. Madrid: Ed. Rueda.
9. Soriano Peña, A. (1980). Efectos sísmicos. Licuefacción, *Geotecnia y Cimientos III* (Primera Parte). Edición coordinada y dirigida por José Antonio Jiménez Salas. Madrid: Ed. Rueda.
 10. Nichols, Jeffrey D. (1995). The Spanish Trail Cut a Roundabout Path Trough Utah, *History Blazer*, Utah Government Services.
 11. Simons, N., y Menziers, B. (2000). *Short Course in Foundation Engineering*. Londres (RU): Thomas Telford Ed.
 12. Youd, T. L., Idriss, I. M., et al. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (ASCE), 127 (10), pp. 817-833.
 13. Colman, Steven M., Kelts, K. R., y Dinter, D. A. (2002). Depositional history and neotectonics in Great Salt Lake, Utah, from high-resolution seismic stratigraphy, *Sedimentary Geology*. Ámsterdam (Holanda): Elsevier Science B. V.
 14. Ortuño, L. (2003). Vibroflotación. Columnas de grava. *Jornada sobre Mejora del terreno de cimentación. Madrid, 16 de diciembre 2003*. Madrid: Uriel y Asociados.
 15. Harter, et al. (2004). Great Basin including Lake Bonneville and Great Salt Lake. Google.
 16. Fort, L. (2004). *Safety. The essential environmental requirement. Applications to the design of railway infrastructures. Safety in High Speed railway tunnels* (2ª Ed.). Madrid.
 17. Ministerio de Fomento (2007). R.D.637/2007 de Aprobación de la Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07), BOE nº 132 de 2 de junio 2007. Madrid: Ministerio de Fomento (Gobierno de España).
 18. Idriss, I. M., y Boulanger, R. W. (2008). Soil Liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute MNO 12- Dedicated to Professor H. Bolton Seed. Oakland, California (EE UU).
 19. Stein, Ross S. (2008). Appendix D: Earthquake Rate Model 2 of the 2007 Working Group for California Earthquake: Probabilities, Magnitude-Area Relationships. Menlo Park, California (EE UU): USGS.
 20. Bernal, A. (2010). Licuación de arenas y Degradación de arcillas. *Relaciones constitutivas en Geotecnia*. Madrid: ETSIC-CP, Universidad Politécnica de Madrid (UPM), febrero 2010.
 21. Fort, L. (2011). Anteproyecto de Estructuras CHSRS Golden Gate Alternative. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
 22. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. (2011). Escalas Sísmicas, Intensidad y Magnitud. Google.
 23. Wikipedia (2011). Escala sismológica de Mercalli. Google.
 24. Geovirtual (2011). Terremotos: Intensidad. Escalas relativas Rossi-Forel/Mercalli Modified. Escalas absolutas Richter. Google.
 25. Wikipedia (2012). Lake Utah. Google.
 26. Fort, C. (2013). Caracterización de los parámetros de resistencia al corte y erosionabilidad del suelo para su aplicación a los problemas de estabilidad de taludes en obras lineales. Tesis Doctoral. Madrid: E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (UPM).
 27. Thiros, Susan (2013). Great Salt Lake Basins (GRSL) U.S. Geological Survey. Salt Lake City, Utah (EE UU).
 28. Díaz del Río, M., Fort, L., y Fort, C. (2013). CHSRS Bay Crossing Alternative. *Ingeniería Civil*, 172, pp. 15-38.
 29. Dinter, David A., y Pechmann, C. (2014). Paleosismology of the Promontory Segment: East Great Salt Lake Fault. Salt Lake City, Utah (EE UU): Department of Geology and Geophysics, University of Utah. .
 30. Wikipedia (2014). Salt Lake City: History, Geography and Climate. Google.
 31. Atwood, Genevieve (2014). Geology of Utah. Utah History to Go. *Utah History Encyclopedia*. Google.
 32. Fisher, Albert L. (2014). Physical Geography of Utah. Utah History to Go. *Utah History Encyclopedia*. Google.
 33. Jackson, Richard H. (2014). Great Salt Lake. History to Go. *Utah History Encyclopedia*. Google.
 34. Smart, William B. (2014). Utah Historic Trails. History to Go. *Utah History Encyclopedia*. Google.
 35. Atwood, Genevieve (2014). Lake Bonneville. History to Go. *Utah History Encyclopedia*. Google.
 36. Smith, Daniel (2014). Physical Characteristics of Great Salt Lake: Major levels and an overview of change. Utah Geological and Mineral Survey/Utah Division of Oil, Gas and Mining. Salt Lake City, Utah (EE UU): University of Utah.
 37. Wikipedia (2015). Great Salt Lake. Google.
 38. Wikipedia (2015). Lake Bonneville Brigham Young University- Geology. Provo. Utah (EE UU).
 39. Fort, L., y Fort, C. (2015) "NEVUT Project" USHSRS Great Basin Line: Reno-Salt Lake City. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
 40. Fort, L., y Fort, C. (2015). USHSRS Trayecto Intercostas San Francisco-Washington (I: Pacific Side). *Revista Vía Libre Técnica*, (10), julio 2015. Madrid: Fundación de los Ferrocarriles Españoles.
 41. Fort, L., y Fort, C. (2015). Viejos caminos que inspiran los nuevos. La conexión de las redes HSR de los Estados de California, Nevada y Arizona. *Revista del Ministerio de Fomento*, (649), abril 2015. Madrid: Ministerio de Fomento.
 42. Fort, L., y Fort, C. UTCNMAR Project USHSRS Colorado Connection: Conexión Redes HSR Utah/Arizona-New Mexico/Colorado. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
 43. State of Utah (2015). Great Salt Lake Ecosystem Program. History: Lake Bonneville. Utah Government Salt Lake City. Utah (EE UU).
 44. Soriano Martínez, A. (2015). Estudio Dinámico de Cimentaciones en Obras Portuarias. Tesis Doctoral. Madrid: E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (UPM).
 45. Fort, L., y Fort, C. (2016). Del Pacífico a las Rocosas. Los Proyectos de desarrollo de las líneas de Alta Velocidad en Estados Unidos (I). *Revista del Ministerio de Fomento*, (658), febrero 2016. Madrid: Ministerio de Fomento.