

Análisis de terremotos históricos por sus efectos

El terremoto de Andalucía

J. R. Arango Gonzalez

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

**Análisis de terremotos
históricos por sus efectos**

El terremoto de Andalucía

J. R. Arango Gonzalez

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA
Edificio C1, Campus Norte UPC
C/ Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España.

MONOGRAFIAS DE INGENIERIA SISMICA
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

ANALISIS DE TERREMOTOS HISTORICOS POR SUS EFECTOS
Monografía CIMNE IS-7
© Los Autores

ISBN: 84-87867-44-8
Depósito Legal: B-7369-95

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

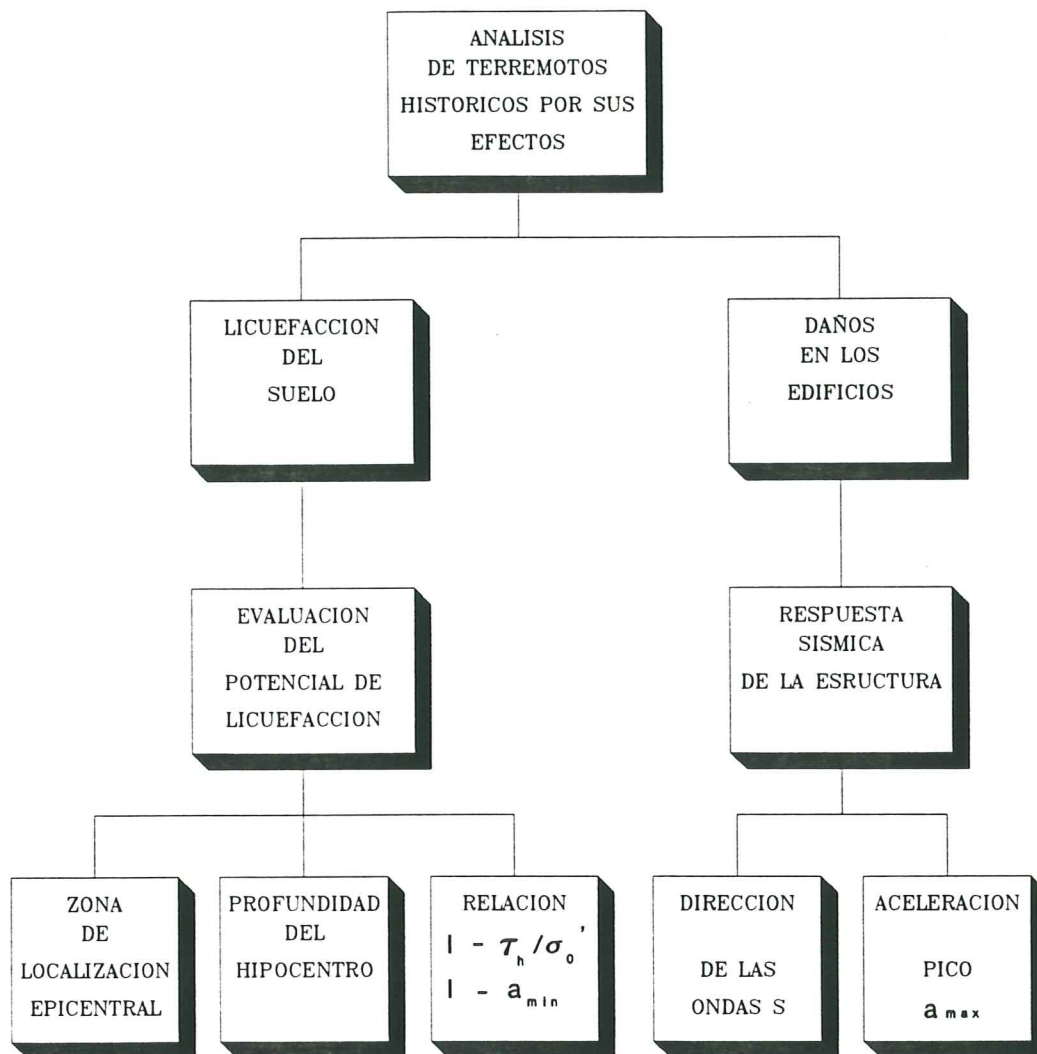
Prefacio

Existe en España abundante documentación de terremotos ocurridos en épocas pretéritas, que resulta poco útil ante la ausencia de una interpretación adecuada de la información disponible.

Dado un terremoto histórico, este trabajo propone una metodología que permite determinar una zona de localización del epicentro, y el valor mínimo de la aceleración pico que causa la licuefacción del suelo o produce la fisuración de los muros de un edificio de construcción tradicional afectado por el seísmo.

El trabajo se organiza en dos partes; en la primera se analiza el potencial de licuefacción del suelo en aquellos lugares con referencias históricas fiables. En la segunda se evalúa la resistencia sísmica de un edificio de la época.

Los datos históricos de partida se tomaron de los informes de las comisiones española, italiana y francesa, enviadas por sus respectivos gobiernos para estudiar El Terremoto de Andalucía (25/12/1984). Los datos geotécnicos necesarios para la comprobación de la licuefacción se obtuvieron de ensayos de campo. Las características mecánicas y resistentes de los materiales del edificio, necesarias para el estudio de su resistencia sísmica, se dedujeron de ensayos de laboratorio efectuados sobre materiales similares a los del edificio a estudiar junto con otros datos procedentes de otras investigaciones sobre materiales similares.



Indice

Prefacio

PRIMERA PARTE

Capítulo I

LA LICUEFACCION DEL SUELO

1.1 Introducción.

1.2 Metodología.

- 1.2.1 La licuefacción del suelo.
- 1.2.2 Evaluación del potencial de licuefacción.
 - 1.2.2.1 Procedimiento simplificado de Seed.
 - 1.2.2.2 Evaluación de la carga cíclica a través de los ensayos de campo.
 - 1.2.2.3 El potencial de licuefacción de las arenas limosas.
 - 1.2.2.4 Otros procedimientos simplificados.

1.3 Procedimiento seguido

- 1.3.1 Susceptibilidad a la licuefacción.
 - 1.3.1.1 Intensidad del terremoto.
 - 1.3.1.2 Datos geotécnicos.
- 1.3.2 Aceleración mínima.
- 1.3.3 Potencial de licuefacción.
- 1.3.4 Zona de localización epicentral.
 - 1.3.4.1 Curva de atenuación de Fukushima y Tanaka.
 - 1.3.4.2 Curva de atenuación de Campbell.
 - 1.3.4.3 Determinación del borde externo de la zona epicentral.
 - 1.3.4.4 Determinación del borde interno de la zona epicentral.
- 1.3.5 Profundidad hipocentral.
 - 1.3.5.1 Criterio de licuefacción de Yegian Whitman.
 - 1.3.5.2 Criterio de licuefacción de la energía.

Capítulo II

LA LICUEFACCION DEL SUELO DEL TERREMOTO DE ANDALUCIA. OBSERVACIONES Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

2.1 El cortijo de los álamos.

2.1.1 Ensayos de penetración

2.2 Santa Cruz del Comercio.

2.2.1 Ensayos de penetración.

2.3 Dos km río abajo de Santa Cruz del Comercio.

2.3.1 Ensayos de penetración.

2.4 El llano de las donas.

2.4.1 Ensayos de penetración.

2.5 Río Bermuza.

2.5.1 Ensayos de penetración.

Capítulo III

DISCUSION DE LOS RESULTADOS

3.1 Evaluación del potencial de licuefacción

3.1.1 Cortijo de los álamos.

3.1.2 Santa Cruz del Comercio.

3.1.3 Dos km río abajo de Santa Cruz del Comercio.

3.1.4 Llano de la Donas

3.1.5 Río Bermuza

3.2 Razón cíclica de tensiones y aceleración mínima.

3.2.1 Magnitud del terremoto.

3.2.2 Razón cíclica de tensiones y aceleración mínima.

3.2.2.1 Cortijo de los álamos.

3.2.2.2 Santa Cruz del Comercio.

3.2.2.3 Dos km río abajo de Santa Cruz del Comercio.

3.2.2.4 Llano de las Donas.

3.2.2.5 Río Bermuza.

3.3 Zona de localización epicentral.

- 3.3.1 Borde externo de la zona de localización epicentral.
- 3.3.2 Borde interno de la zona de localización epicentral.
- 3.3.3 Zona de localización epicentral.

3.4 Profundidad hipocentral.

- 3.4.1 Criterio de Yegian-Whitman.
- 3.4.2 Criterio energético.

3.5 Potencial de licuefacción.

3.6 Resumen y conclusiones

Bibliografía

Anejos

SEGUNDA PARTE

Capítulo IV

RESISTENCIA SISMICA DE LOS EDIFICIOS DE ALBAÑILERIA

4.1 Introducción.

4.2 Metodología

- 4.2.1 Comportamiento mecánico de la albañilería.
 - 4.2.1.2 Propiedades mecánicas de la albañilería.
 - 4.2.1.3 Resistencia de los muros en su plano.
 - 4.2.1.4 Resistencia de los muros fuera del plano.
- 4.2.2 Modelo analítico de respuesta sísmica.
- 4.2.3 Procedimiento seguido.
 - 4.2.3.1 Características elásticas de los materiales.
 - 4.2.3.2 Análisis dinámico.
 - 4.2.3.3 Input sísmico.
 - 4.2.3.4 Respuesta sísmica.
 - 4.2.3.5 Relación daño observado-daño predicho.

Capítulo V

RESISTENCIA SISMICA DE LA TORRE DE LA IGLESIA DE RESTABAL. OBSERVACIONES Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1 Características generales de los materiales.

- 5.1.1 Características de los ladrillos
- 5.1.2 Características del mortero.
- 5.1.3 Fabricación y curado de los paneles de ladrillo.

5.2 Características mecánicas de los materiales.

- 5.2.1 Ensayos de laboratorio.
- 5.2.2 Características mecánicas de la fábrica de ladrillo.
- 5.2.3 Características mecánicas de la mampostería.

Capítulo VI

RESISTENCIA SISMICA DE LA TORRE DE LA IGLESIA DE RESTABAL. DATOS NECESARIOS Y PROCESO DE CÁLCULO

6.1 Características mecánicas de los materiales.

6.2 Situación de los materiales en el edificio.

6.3 Malla de elementos finitos adoptada.

6.4 Espectro de respuesta adoptado.

Capítulo VII

RESISTENCIA SISMICA DE LA TORRE DE LA IGLESIA DE RESTABAL. DISCUSION DE LOS RESULTADOS

7.1 Aceleración de fisuración.

7.2 Aceleración de fisuración-ángulo de incidencia de las ondas S.

7.3 Resumen y conclusiones.

Bibliografía.

Capitulo I

LA LICUEFACCION DEL SUELO

1.1 INTRODUCCION

El Terremoto de Andalucía ocurrió a las 21 horas 8 minutos del 25 de diciembre de 1884, afectando a una extensa área de las provincias de Granada y Málaga (López Arroyo, Martín y Mezcuá, 1980). Fue estudiado por la Comisión Oficial Española, dirigida por Fernández de Castro, la Comisión Italiana dirigida por Mercalli, y la Comisión Francesa dirigida por Fouqué.

Los informes de la Comisión Española describen fenómenos, que fueron interpretados por López et al., opus cit., como licuefacción del suelo, entre otros, en los lugares siguientes:

Rimo Marchán, Santa Cruz del Comercio, Cortijo de los Alamos, Llano de las Donas y Rimo Bermuza.

En esta primera parte se analiza el potencial de licuefacción en los lugares citados para determinar si realmente existió y obtener el valor mínimo de la aceleración pico que la provoca.

Elegido un determinado emplazamiento y efectuado el ensayo de penetración correspondiente, se comienza determinando el potencial de licuefacción de la columna de suelo comparando el valor del S.P.T. de cada una de las capas con el valor crítico correspondiente, N_{crit} , dado por la norma china Earthquake Resistant Design Code for Industrial and Civil Building.

Comprobada la licuefacción de cada una de las capas de suelo, se deduce la razón cíclica de tensiones que la provoca,

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} \quad (1),$$

y la aceleración pico, A , correspondiente, siguiendo el procedimiento simplificado de Seed (Seed e Idriss, 1982).

Una vez conocida la aceleración pico que origina la licuefacción de todas las capas del sondeo, se determina el valor máximo que corresponda a la capa más profunda. Este valor, a_{min} , es el valor límite a partir del cual se produce la licuefacción de la columna de suelo.

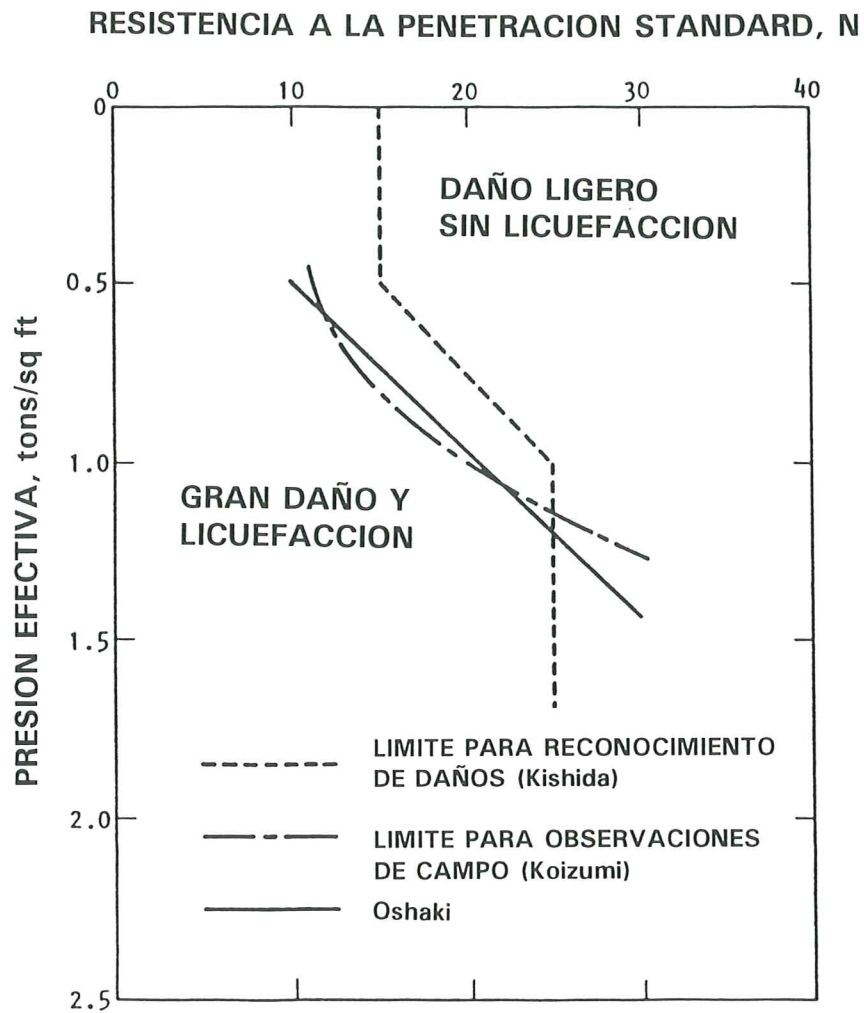


Figura 1. Análisis de la licuefacción del terremoto de Niigata 16/junio/1964.

1.2 METODOLOGIA

1.2.1 La licuefacción del suelo

Seed (1979) define la licuefacción de suelo en los términos siguientes: licuefacción es un estado en el que el suelo puede experimentar deformación continua, con una tensión residual baja o sin resistencia residual, debido a la aparición y mantenimiento de una presión intersticial alta con reducción de la presión efectiva hasta un valor muy bajo. La presión neutra que gobierna la licuefacción puede ser debida a la aplicación de tensión estática o dinámica. La licuefacción, que depende de la densidad relativa de la arena y de la presión de confinamiento, puede ser iniciada por un gradiente hidráulico crítico debido a un flujo ascendente de agua en el depósito de arena.

Una parte importante de los daños causados por los terremotos se debe a la licuefacción de materiales de baja cohesión saturados. Algunas roturas de pilas de puentes, presas, muros, o edificios, así como los movimientos del terreno, pueden ser atribuidos en algunos casos a la licuefacción del suelo.

La licuefacción se manifiesta por la aparición de hervideros o caños de fango, por filtraciones de agua a través de las grietas del suelo, y en algunos casos, por el desarrollo muy rápido de lagunas de agua.

La licuefacción de depósitos de arenas saturadas dió lugar a grandes daños en Niigata durante el terremoto de 1964. El epicentro se situó a 35 millas de Niigata, la magnitud fue de 7.5 y la máxima aceleración de 0.16g. El agua comenzó a fluir por grietas y se produjeron hervideros inmediatamente después del terremoto. Kishida (1966), Koizumi (1966) y Oshaki (1964) estudiaron las relaciones del S.P.T. a distintas profundidades, separando los estados de licuefacción y no licuefacción, **figura 1**, (Seed e Idriss, 1982).

1.2.2 Evaluación del potencial de licuefacción

Intervienen diversos factores en el potencial de licuefacción de un depósito de suelo: características del suelo, factores del entorno y características del terremoto.

Características del suelo:

- Módulo dinámico de deformación
- Características de amortiguación
- Peso unitario
- Características del grano de suelo
- Densidad relativa
- Estructura del suelo

Factores del entorno:

- Formación del suelo
- Historia sísmica
- Historia geológica
- Coeficiente de presión lateral del suelo
- Profundidad de la capa freática
- Presión efectiva

Características del terremoto

- Intensidad
- Duración

Conocidos estos datos es posible determinar la tensión de corte cíclica inducida por el terremoto a distintas profundidades, convirtiendo la historia irregular de tensiones en un número de ciclos de tensión uniforme equivalente. Este trabajo puede hacerse de dos maneras: a) mediante un análisis de la respuesta del suelo; para lo cual es necesario conocer el peso del suelo, su módulo dinámico y su amortiguamiento, y b) utilizando procedimientos simplificados que tengan en cuenta la relación entre la licuefacción y el S.P.T.

1.2.2.1 Procedimiento simplificado de Seed

Un procedimiento alternativo a uso de ensayos en laboratorio, consiste en correlacionar la razón cíclica de tensiones de una capa de suelo, provocada por un terremoto, con los valores in situ de determinadas características del suelo.

Las tensiones de corte inducidas en un depósito de suelo durante un terremoto son consecuencia de la propagación vertical de las ondas de corte.

Suponiendo que una columna de suelo de profundidad, h , **figura 2**, se comporta como un sólido rígido la máxima tensión de corte viene dada por la expresión (Seed, 1979):

$$\tau_{\max r} = \frac{\gamma h}{g} a_{\max}$$

Si el suelo es deformable la tensión de corte es algo menor:

$$\tau_{\max} = r_d \tau_{\max r}$$

En ella r_d es el coeficiente de reducción de la **figura 2** obtenida por Seed para una gran variedad de suelos y terremotos.

Por otro lado, se puede considerar con suficiente exactitud que la tensión media de corte equivalente causada por un sismo,

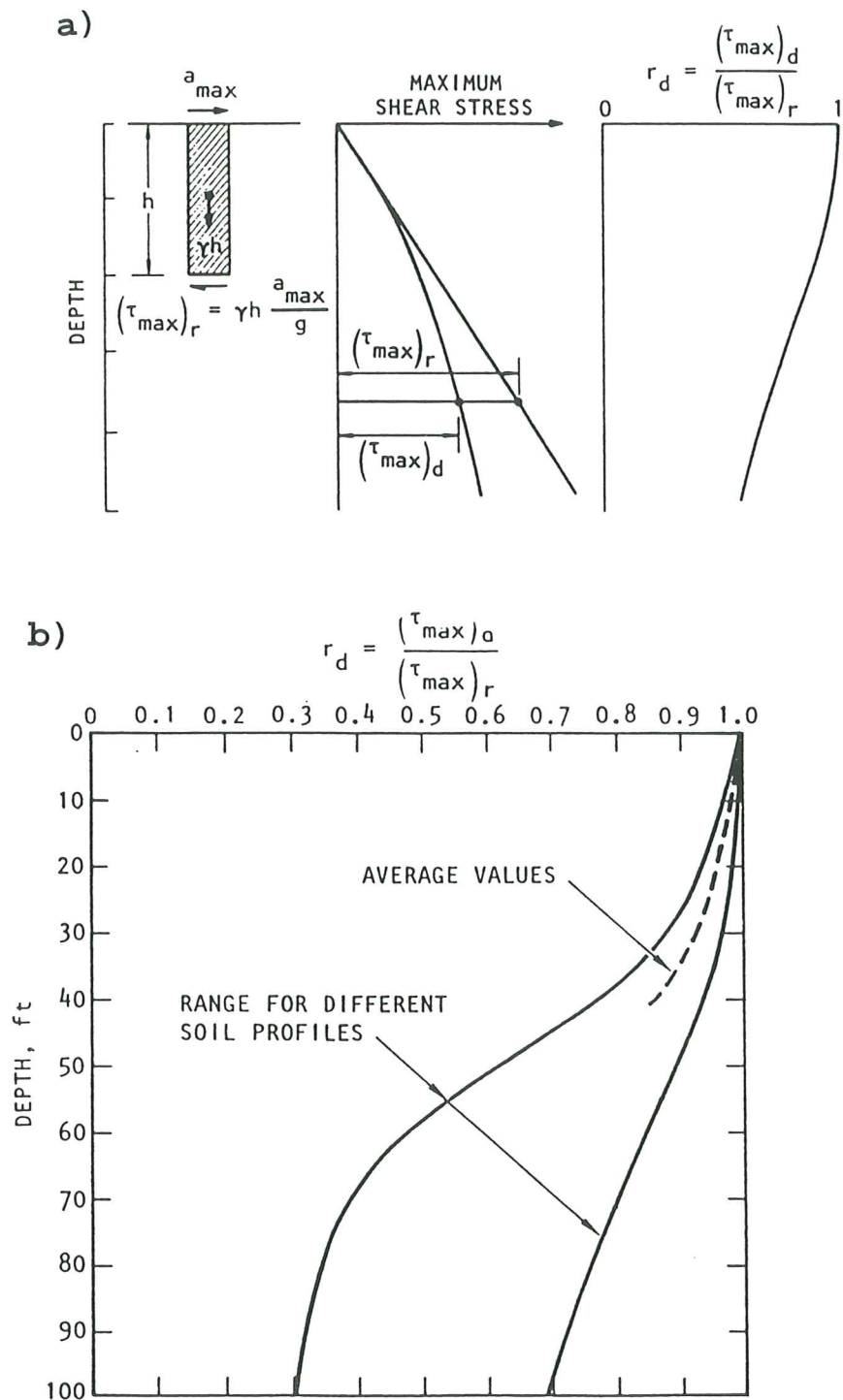


Figura 2. a) Procedimiento para determinar la máxima tensión de corte. b) Rango de los valores de r_d para distintas clases de suelo (Seed e Idriss, 1982)

$$\tau_h,$$

es aproximadamente igual al 65 % de la tensión de corte máxima:

$$\tau_h = 0.65 \frac{\gamma h}{g} a_{\max} r_d \quad (2)$$

Esta expresión permite calcular las tensiones inducidas a diferentes profundidades, h , por un terremoto del que se conoce la aceleración pico, $a_{\max}$.

El método descrito no tiene en cuenta el cambio de las características de deformación del suelo cuando aumenta la presión neutra, aunque en la mayoría de los casos, este refinamiento carece de importancia, puesto que las características de los suelos no cambian apreciablemente cuando la licuefacción es inminente (Seed, 1979)

1.2.2.2 Evaluación de la carga cíclica a través de datos de campo

La licuefacción de una capa de arena depende, entre otros, de los factores siguientes:

Densidad relativa

Estructura del suelo

La cementación de los granos del suelo bajo presión.

El coeficiente de presión lateral en reposo.

La historia sísmica del depósito.

Dichos factores, que condicionan las características de la carga cíclica, afectan al S.P.T. en el mismo sentido. En efecto, cualquier cambio de los valores de los factores que aumente o disminuya la resistencia a la carga cíclica, aumenta o disminuye el valor del S.P.T.; por consiguiente, el S.P.T. es un índice de licuefacción adecuado ya que refleja las propiedades del suelo y el efecto de su confinamiento. Para utilizarlo como índice de licuefacción es necesario eliminar la influencia de la presión, usando el índice de penetración normalizada, N_1 , que se define igual al valor de la penetración bajo una presión efectiva de 1 ton por pie cuadrado. El valor de N_1 para cualquier arena se determina por la relación:

$$N_1 = C_N N$$

en donde, C_N , es función de la presión efectiva de la capa de suelo, que se determina por los valores medios de la **figura 3**.

Por otra parte, un parámetro que resume las condiciones de licuefacción es la razón cíclica de tensiones (2), ya que la intensidad del terremoto viene reflejada por la tensión de corte

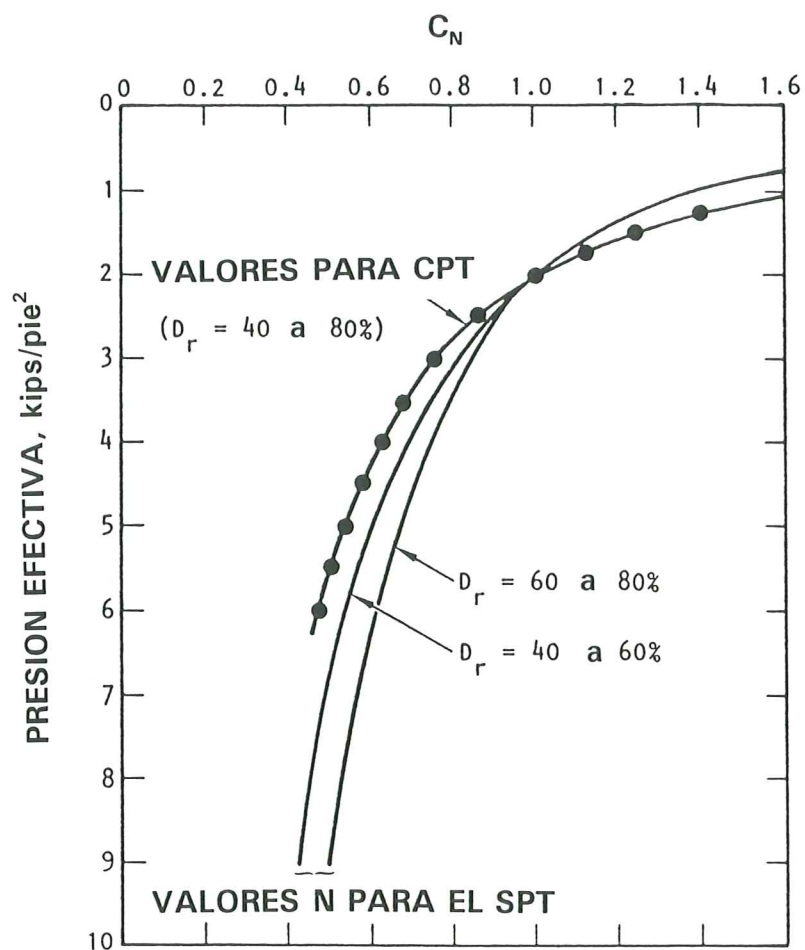


Figura 3. Valores de C_N (Seed e Idriss, 1982)

horizontal, y la presión efectiva contiene la influencia de la profundidad del suelo y de la capa freática. Dividiendo (2) por la tensión efectiva se obtiene:

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_0} \approx 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} r_d \quad (3)$$

En donde,

τ_h = *tensión media de corte*

$a_{\max}$ = *aceleración máxima del suelo*

σ_0 = *presión total en la capa*

σ'_0 = *presión efectiva en la capa*

r_d = *factor de reducción*

γ = *densidad*

h = *profundidad*

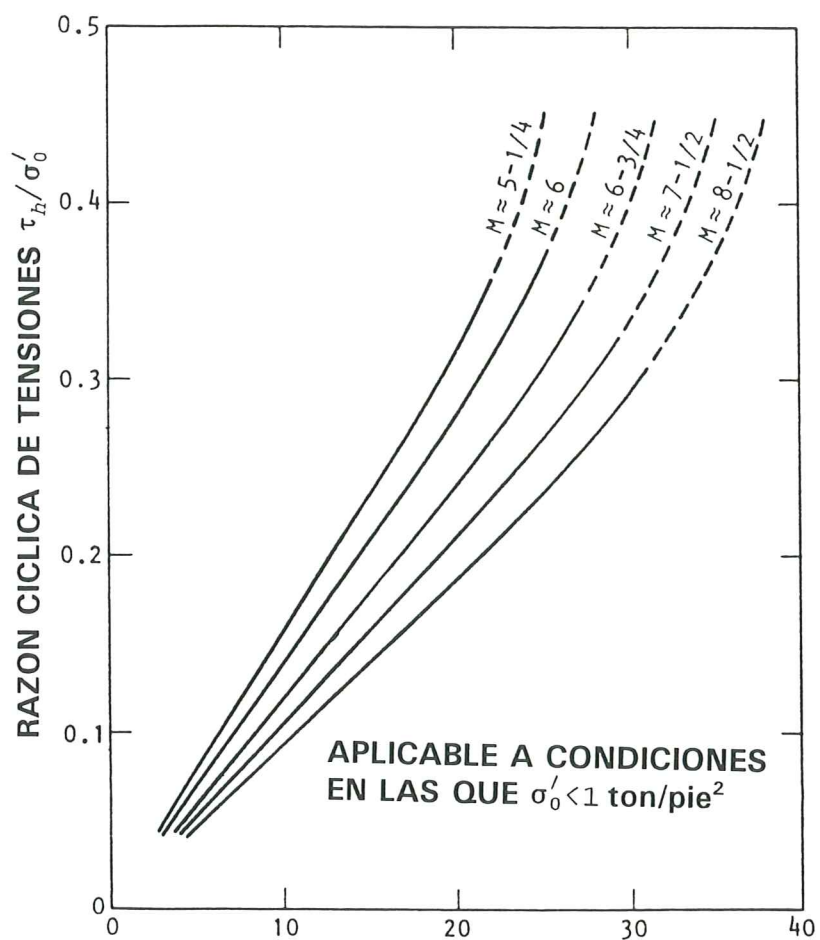
g = *aceleración de la gravedad*

La **figura 4** muestra las curvas frontera que separan los estados de probable e improbable licuefacción en función de la magnitud del terremoto y del valor del S.P.T. normalizado, N_1 , obtenidas por Seed (1982) para los terremotos de Niigata, Haicheng, Tangshan, Guatemala y Miyagiken-Okí.

1.2.2.3 El potencial de licuefacción de las arenas limosas

Tatsuoka et al. (1980) han encontrado que las arenas limosas son menos vulnerables a la licuefacción, que las arenas sin limos para similares valores del S.P.T.

Tokimatsu y Yoshimi (1981) estudiaron el comportamiento de las arenas $D_{50} < 0.15$ mm durante el terremoto de Miyagiken-Okí. Los resultados obtenidos aparecen en la **figura 5**. En ella la línea de trazos separa el estado de licuefacción del estado de no licuefacción para suelos arenosos; y la línea continua (que separa los estados de licuefacción y no licuefacción para arenas



RESISTENCIA A LA PENETRACION NORMALIZADA, N_1 golpes/30 cm

Figura 4. Gráfico de evaluación del potencial de licuefacción en función de la magnitud (Seed e Idriss, 1984)

limosas), está desplazada 7.5 unidades respecto de la equivalente para los suelos arenosos.

Zhou (1981), una vez analizado el terremoto de Tangshan propone, que para los suelos con un 30 % de finos se aumente la resistencia estática, C.P.T., en 27 kg/cm², lo que equivale a un aumento en el valor de N_1 .

Como resumen Seed (1982) propone la utilización de la **figura 4** aumentando en 7.5 unidades el valor de N_1 .

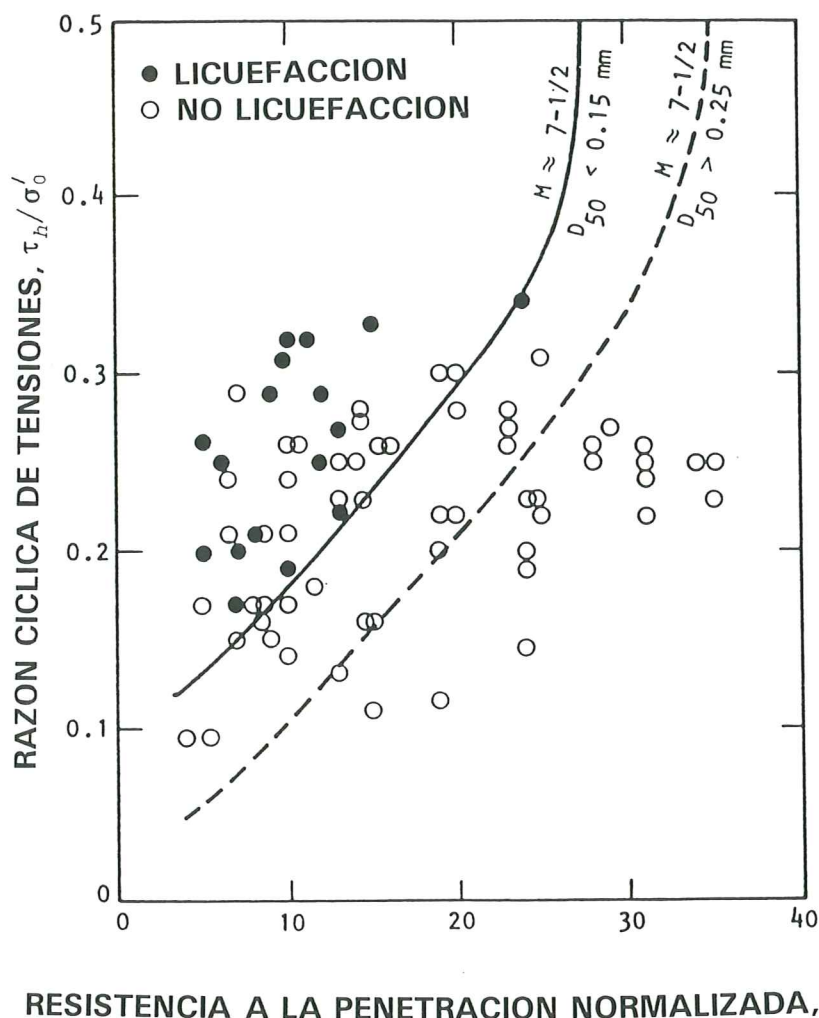


Figura 5. Correlación entre el comportamiento de las arenas limosas y la resistencia a la penetración (Seed e Idriss, 1982)

1.2.2.4 Otros procedimientos simplificados

Finalmente, estudios ejecutados en China demuestran con independencia de los trabajos expuestos anteriormente, la existencia de una correlación entre las condiciones que producen la licuefacción o la movilidad cíclica y el S.P.T. de las arenas. El valor crítico del S.P.T., N_{crit} , que separa los estados de licuefacción y no licuefacción se determina por la expresión siguiente tomada de Earthquake-Resistant Design Code for Industrial and Civil Building:

$$N_{crit} = N^* [1 + 0.125 (d_s - 3) - 0.05 (d_w - 2)] \quad (4)$$

En donde,

d_s = profundidad de la capa de arena en m

d_w = profundidad del nivel freático

N^* = función de la intensidad del terremoto

Intensidad Mercalli Modificada	N^*
VII	6
VIII	10
IX	16

1.3 Procedimiento seguido

El estudio de la licuefacción del suelo inducida por el terremoto de 25 de diciembre de 1884 permitirá, en primer lugar, definir un método de evaluación del potencial de licuefacción de un suelo frente a terremoto cualquiera, y en segundo lugar, permitirá determinar la zona epicentral y la profundidad del foco sísmico.

El procedimiento consta de los siguientes pasos:

Estimación de la susceptibilidad a la licuefacción.
Cálculo de la aceleración mínima.
Determinación del potencial de licuefacción.
Determinación de la zona de localización epicentral.
Determinación de la profundidad del hipocentro.

1.3.1 Susceptibilidad a la licuefacción

La susceptibilidad de los suelos a la licuefacción viene determinada por los factores enumerados en el apartado 1.2.2.3. Adoptando el criterio de licuefacción del apartado 1.2.4 un suelo es susceptible a la licuefacción si el valor de su S.P.T. es inferior al valor crítico dado por la ecuación:

$$N_{crit} = N^* [1 + 0.125(d_s - 3) - 0.05(d_w - 2)]$$

Expresión que relaciona la intensidad del terremoto, representada por N^* , con las características geotécnicas del suelo N_{crit} , d_s y d_w .

1.3.1.1 Intensidad del terremoto

La intensidad del terremoto se toma de un mapa de isosistas, en este caso, el de Muñoz y Udías (1980), **figura 6**. Como las intensidades de interés, VII, VIII, y IX coinciden en las escalas Mercalli Modificada y MSK no se hace distinción entre las escalas a lo largo de este trabajo.

1.3.1.2 Datos geotécnicos

Los datos geotécnicos necesarios se pueden deducir de los resultados de ensayos de penetración, que permitan determinar el S.P.T. de las capas de suelo y la posición del nivel freático.

En este trabajo se usó el penetrómetro dinámico SUNDA DL030,

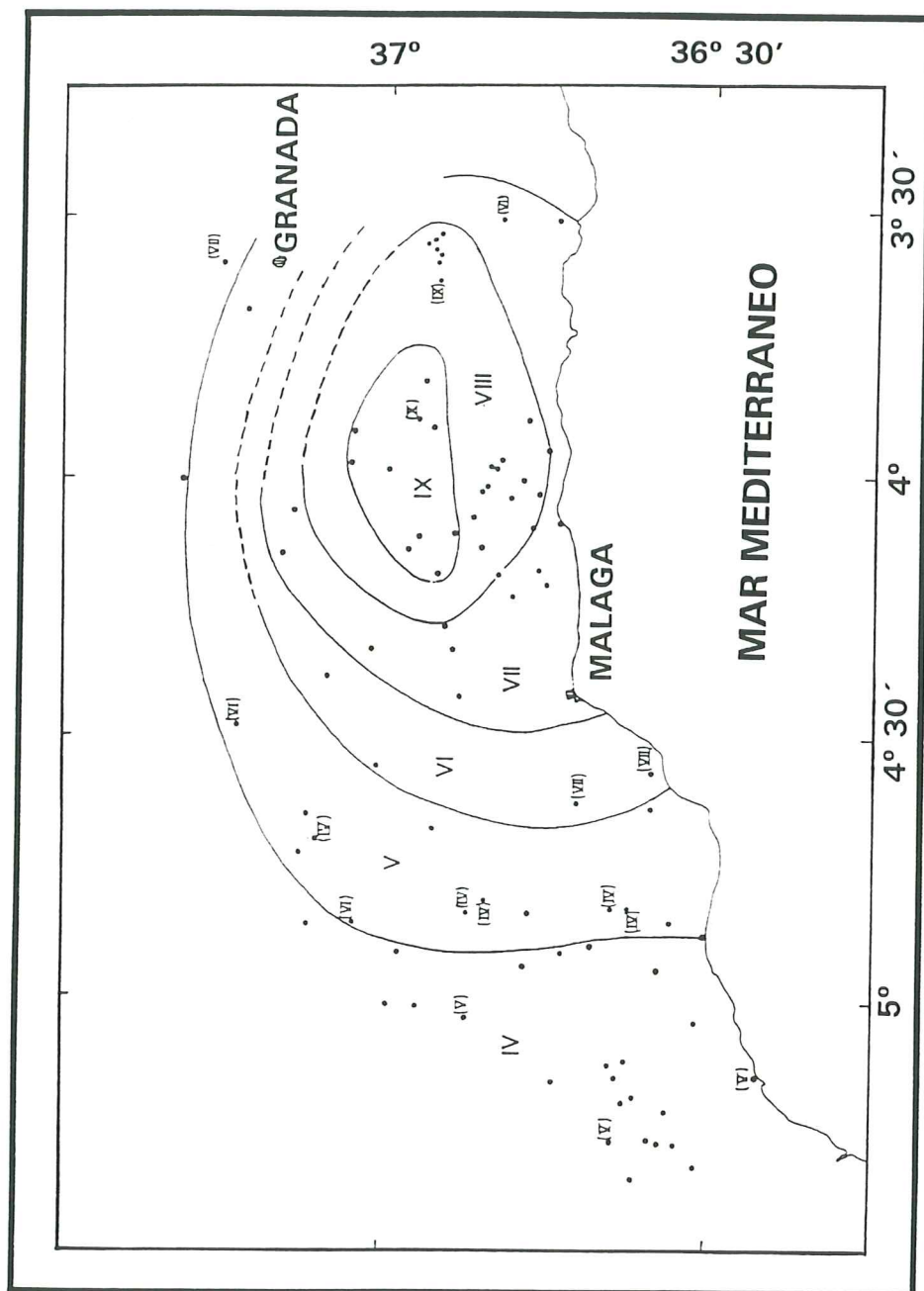


Figura 6. Mapa de isosistas del Terremoto de Andalucía (Muñoz y Udías, 1991).

que permite obtener el valor del S.P.T. mediante la correlación indicada en la **figura 7** (Vannelli y Benassi, 1983).



Figura 7. Correlación entre la resistencia a la penetración dinámica y el S.P.T. (Vannelli y Benassi, 1983).

Muy próximos a los primeros sondeos se perforarán otros con revestimiento, para obtener muestras inalteradas del suelo de las que se deducirán la densidad, peso específico, y humedad natural. Si no fuese imposible obtener muestras inalteradas las densidades se estimarán a partir del valor del S.P.T. de la capa (**Anejo n°1**).

1.3.2 Aceleración mínima

Comprobada la licuefacción según se indica en el apartado 1.3.1, se obtiene de la **figura 4** el valor de la razón cíclica de tensiones que la causa, lo que permite deducir la aceleración correspondiente aplicando la expresión (3):

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_0} \approx 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} r_d$$

Determinada la aceleración máxima, $a_{\max}$, que provoca la licuefacción de cada una de las capas de suelo, se deduce el valor máximo que corresponda a la capa más profunda. Este valor es la aceleración mínima que induce la licuefacción de la columna de suelo en el sitio estudiado, $a_{\min}$.

Por otro lado, es necesario comprobar que la aceleración esperada en el sitio debida a un terremoto de intensidad igual

a la utilizada provoca una aceleración pico igual o superior al valor encontrado, $a_{\min}$. Para ello se pueden utilizar las correlaciones intensidad aceleración que figuran en los trabajos de Murphy y O'Brien (1977) y Chiaruttini y Siro (1981), **figuras 8 y 9**, que junto con otras se resumen en el **cuadro n°1**.

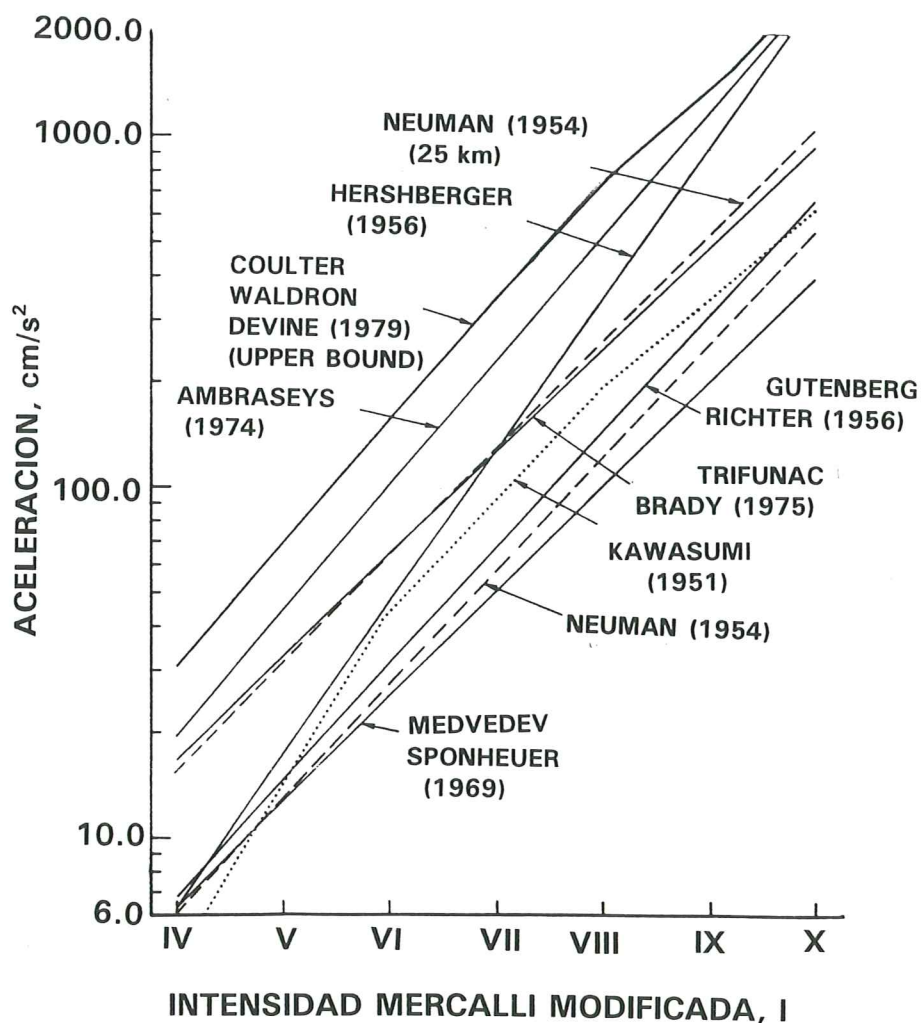


Figura 8. Correlación intensidad aceleración (Murphy y O'Brien, 1977).

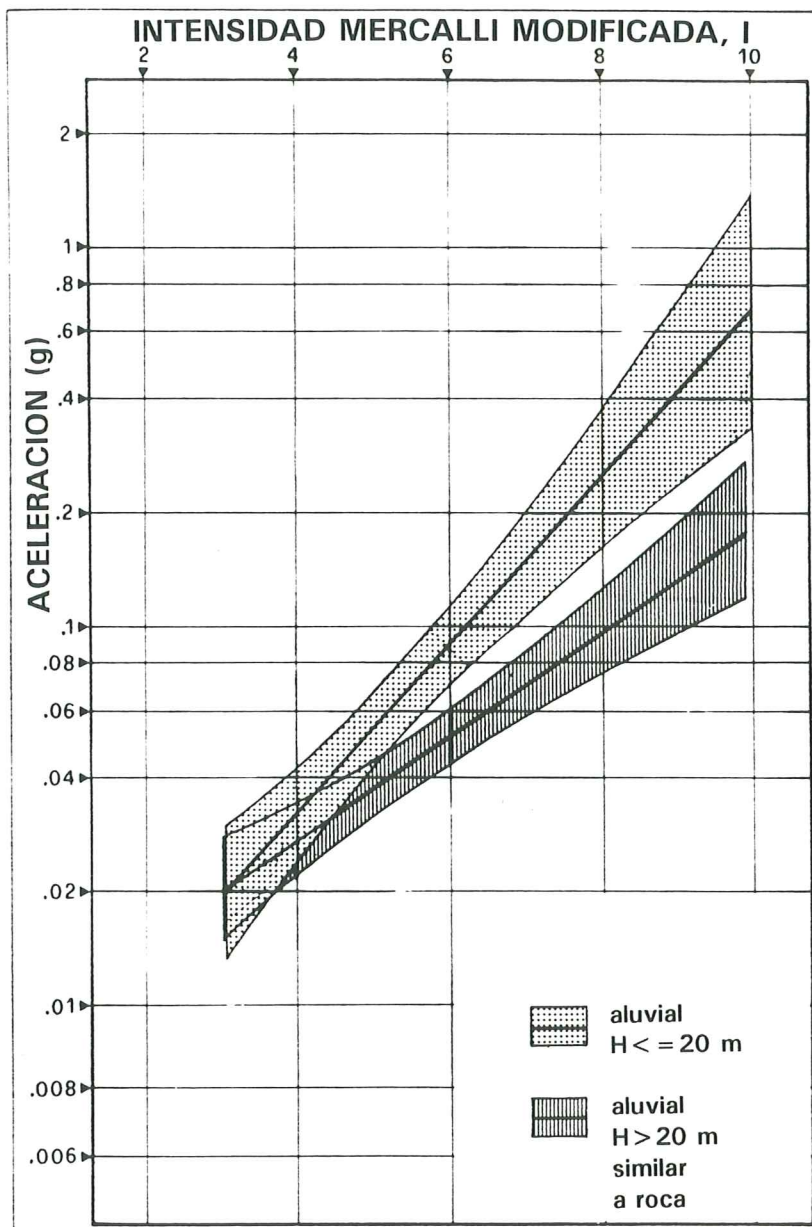


Figura 9. Correlación Intensidad aceleración (Chiaruttini y Siro, 1981).

Cuadro 1

Intensidad Mercalli Modificada-aceleración máxima

Intensidad IX	Aceleración máxima
Neuman (1954)	0.55g
Gutember y Richter (1956)	0.32g
Hersberger (1956)	0.93g
Medvedev-Sponheuer (1969)	0.20g
Coulter-Waldron-Devine (1973)	1.22g
Ambrasseys (1974)	1.23g
Norma Sismorresistente Española (1968)	0.31g
Trifunac y Brady (1975)	0.50g
Murphy y O'Brien (1977)	0.33g
Bolt (1981)	0.50g-0.55g
Chiaruttini y Siro (1981)	0.40g
Norma China (1984)	0.35g

1.3.3 Potencial de licuefacción

Como resultado de los trabajos descritos en los apartados anteriores se deducirán (para cada uno de los valores del S.P.T. normalizado N_1) la razón de tensiones y la aceleración mínima que provocan la licuefacción en función de la intensidad del terremoto:

$$I \rightarrow \left(N_1 , \frac{\tau_h}{\sigma'_0} \right)$$

$$I \rightarrow (N_1 , a_{\min})$$

La metodología descrita hasta aquí puede aplicarse a estudios de microzonación sísmica. Para este fin se elaboraron dos cartas que permiten evaluar el potencial de licuefacción o resistencia del suelo a la licuefacción con el valor del S.P.T. normalizado, N_1 , en función de la intensidad. Los datos necesarios para el dibujo de las curvas que separan los estados de licuefacción,

$$\left(N_1, \frac{\tau_h}{\sigma_0} \right) \text{ o } (N_1, a_{\min}),$$

se obtuvieron de los ensayos efectuados en este trabajo, y de los datos disponibles de los terremotos de Long Beach (1933), San Francisco (1957), Niigata (1964), San Fernando (1971), Guatemala (1976), Miyagiken-Oki (1978), tomados de Seed (1984).

El criterio de ajuste de las curvas frontera que separan los estados de licuefacción y de no licuefacción, consiste en minimizar la distancia de los puntos "mal clasificados" a la curva elegida. Un "punto mal clasificado" cuyas coordenadas son

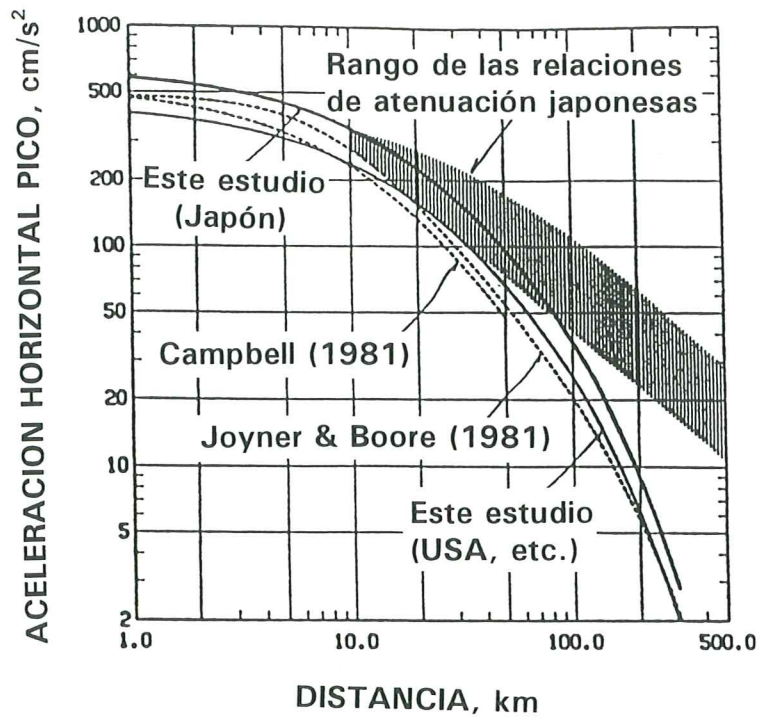
$$\left(N_1, \frac{\tau_h}{\sigma_0} \right) \text{ o } (N_1, a_{\min}),$$

es aquel que representa a un suelo con licuefacción, y que al ser dibujado se sitúa en una región del gráfico en la que NO hay licuefacción. Por el contrario, un "punto mal clasificado" es aquel que corresponde a un suelo en el que NO se produjo licuefacción, y que se sitúa en una región del gráfico con licuefacción. Este criterio permite definir regiones de puntos separadas por curvas frontera. Cada una de estas regiones contiene un conjunto de puntos que corresponden a suelos potencialmente licuables por un terremoto con una intensidad determinada. Las curvas frontera que separan las regiones son exponenciales con dos parámetros, $y = a \exp[bx]$, similares a las curvas de la **figura 3**. El primer parámetro es la distancia de los puntos "mal clasificados" a la curva, y el segundo, representa el número de puntos "mal clasificados" que corresponden a la curva elegida. La exponencial que minimiza ambos parámetros es la curva de mejor ajuste.

1.3.4 Zona de localización epicentral

Conocidas la aceleración mínima que produce la licuefacción, y la aceleración máxima esperada en el emplazamiento es posible determinar la "zona de localización epicentral". La zona de localización del epicentro está delimitada por dos bordes: el borde externo (distancia epicentral máxima) se obtiene sustituyendo en la curva de atenuación aceleración distancia el valor de $a_{\min}$ (obtenido para cada uno de los lugares estudiados). El borde interno (distancia epicentral mínima) se obtiene al sustituir la aceleración esperada en el lugar para la intensidad sentida. A tal efecto, se utilizan dos curvas de atenuación que engloban a todas las demás: la curva de Campbell (1981), y la de Fukushima y Tanaka (1990). En la **figura 10 a** están dibujadas ambas curvas junto con otras usuales en U.S.A. y Japón para $M_s = 6.5$. Se puede observar que el resto de las curvas están comprendidas entre las curvas de Fukushima y de Campbell.

a)



b)

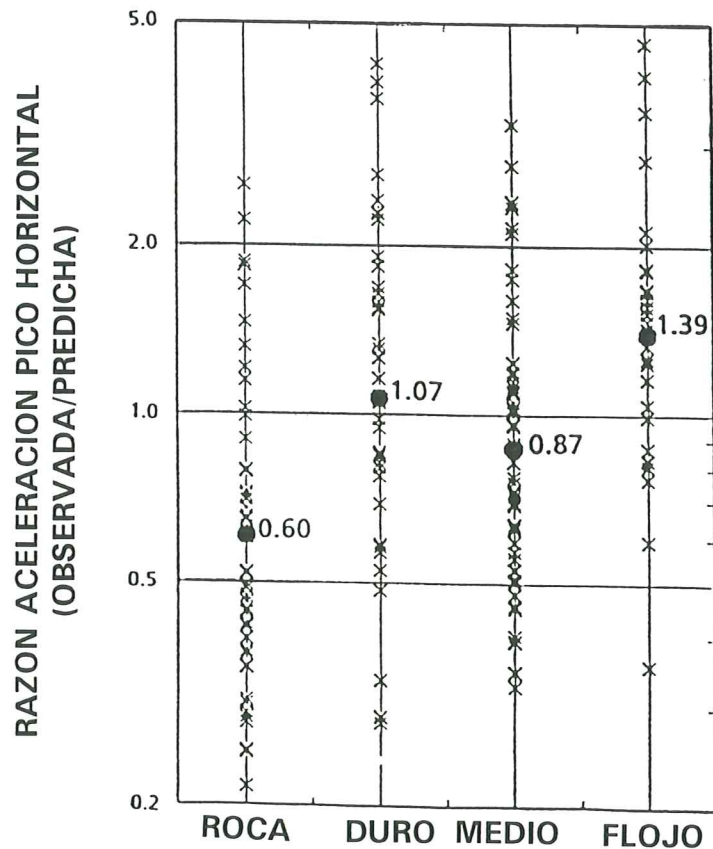


Figura 10. a) Relación de atenuación de la aceleración en Japón, $M_s=6.5$. Las líneas finas corresponden a USA y otros países (Fukushima y Tanaka, 1990). b) Relación entre el valor observado y el predicho para la aceleración horizontal en roca, suelo duro, medio y flojo (Fukushima y Tanaka, 1990).

1.3.4.1 Curva de atenuación de Fukushima y Tanaka

Fukushima y Tanaka (1990) desarrollaron una relación entre la aceleración horizontal y la distancia aplicable a fuentes sísmicas próximas, a partir de 1372 componentes de la aceleración de 28 terremotos en Japón y 15 terremotos en Estados Unidos y otros países:

$$\log A = 0.41M_s - \log(R + 0.032 \cdot 10^{0.41M_s}) - 0.0034R + 1.3$$

En donde,

A = media de las componentes horizontales de la aceleración cm/s^2

R = distancia más corta a la falla (km)

M_s = magnitud de la onda de superficie

log = logaritmo decimal

Los valores deben de ser corregidos de acuerdo con la relación indicada en la **figura 10 b**, que relaciona los valores observados y los predichos para las cuatro clases de suelos estudiados: roca, suelo duro, medio y blando.

El valor máximo de las dos componentes horizontales, es decir la aceleración pico, $a_{\max}$, se obtiene multiplicando el valor medio anteriormente obtenido, *A*, por 1.13 de acuerdo con Boore et al. (1980).

1.3.4.2 Curva de atenuación de Campbell

Campbell (1981) estudia la atenuación de la aceleración a partir de 229 componentes horizontales pertenecientes a 27 terremotos cuya magnitud varía entre 5.0 y 7.7, obtenidas dentro de los 50 km más próximos de la zona de ruptura, deduciendo la curva de atenuación siguiente:

$$A = 0.0185 \text{Exp}(1.28M_1) [R + 0.147 \text{Exp}(0.732M_1)]^{-1.75}$$

En donde,

A =media de las componentes horizontales de la aceleración (g)

M_1 =magnitud Richter

R =distancia a la zona de ruptura (km)

Los valores predichos por la ecuación anterior para suelo y roca son muy similares. De igual modo al caso anterior, el valor máximo, a_{max} , de las dos componentes horizontales se obtiene multiplicando el valor medio, A , por 1.13 (Boore et al., 1982).

1.3.4.3 Determinación del borde externo de la zona epicentral

Conocida la aceleración mínima que causa la licuefacción, a_{min} , en un lugar determinado, es posible deducir el borde externo de la "zona de localización epicentral".

Para ello asimilando el terreno a un sólido homogéneo e isótropo, se puede dibujar un círculo con centro en el sitio y radio la distancia epicentral correspondiente al valor a_{min} . Esta circunferencia encierra todas las posiciones del epicentro del terremoto. En efecto, cualquier punto del círculo o de la circunferencia puede ser ocupado por el epicentro obteniendo una aceleración en el sitio igual o superior a a_{min} .

1.3.4.4 Determinación del borde interno de la zona epicentral

Por el contrario el epicentro está fuera del círculo de radio la distancia epicentral correspondiente al valor de la aceleración esperada para la intensidad sentida. Por carecer de datos de este tipo, este valor se estimó de las correlaciones intensidad aceleración del **cuadro 1**.

1.3.5 Profundidad hipocentral

La profundidad del foco sísmico se puede determinar utilizando criterios de licuefacción, que tengan en cuenta la disipación de la energía desde el foco sísmico al lugar de estudio.

Los criterios utilizados son los siguientes:

Criterio de licuefacción de Yegian-Whitman

Criterio de licuefacción de la Energía

1.3.5.1 Criterio de licuefacción de Yegian Whitman

El método, propuesto por Yegian y Whitman (1978), relaciona los datos de licuefacción de campo con la distancia hipocentral, magnitud, profundidad y presión efectiva, a través del parámetro S_c .

$$S_c = \frac{H e^{0.5 M_1}}{(R_1 + 16) \sigma'_0} \quad (5)$$

En donde,

M_1 = magnitud Richter

H = profundidad de la capa en pies

R_1 = distancia hipocentral en millas

σ'_0 = presión efectiva de la capa en libras/pulgada²

La **figura 11** muestra los resultados de este estudio en función del S.P.T. corregido, Castro (1975):

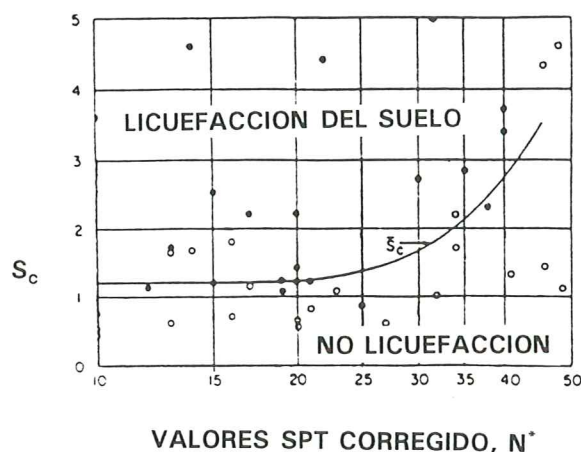


Figura 11. Parámetro de resistencia a la licuefacción, S_c , (Yegian y Whitman, 1978)

$$N' = \frac{50N}{\sigma'_0 + 10} \quad (6)$$

En donde,

$N = S.P.T.$

$\sigma'_0 = \text{presión efectiva vertical en libras/pulgada}^2$

Yegian y Whitman advierten respecto de la inexactitud del método para, $N' > 30$, a causa de los escasos datos de licuefacción de esa zona.

1.3.5.2 Criterio de licuefacción de la energía

Lao, Cao y He (1990) definen un criterio de licuefacción, basado en la relación única, que existe entre la disipación de energía durante los ensayos triaxiales cíclicos y de cizallamiento simple cíclico, y el aumento de la presión intersticial que produce la licuefacción. Esta relación combinada con la atenuación de la energía desde el foco al sitio permite definir este criterio. Para ello utilizaron 136 datos de los 13 mayores terremotos de todo el mundo. El resultado es la condición de licuefacción, **figuras 12 a y b**, expresada por la siguiente desigualdad:

$$\frac{10^{1.5M_1}}{2.28N_1^{11.5}10^{-10}R_1^{4.3}} \geq 1 \quad (7)$$

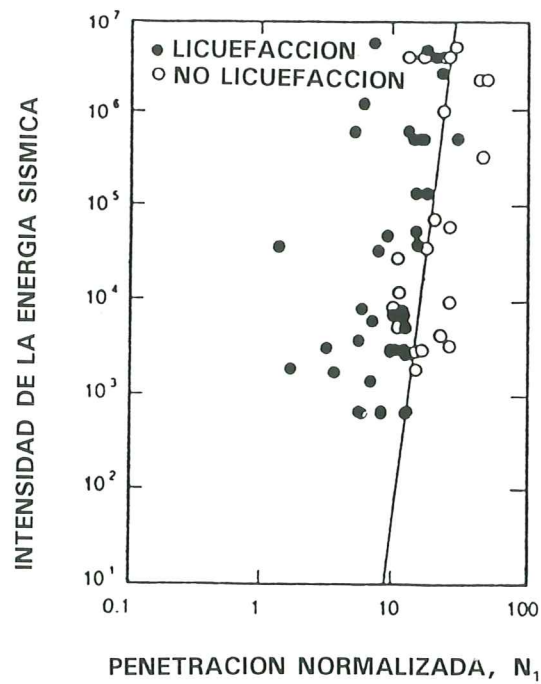
En donde,

$M_1 = \text{magnitud Richter}$

$N_1 = C_N N$

$R_1 = \text{distancia hipocentral (km)}$

a)



b)

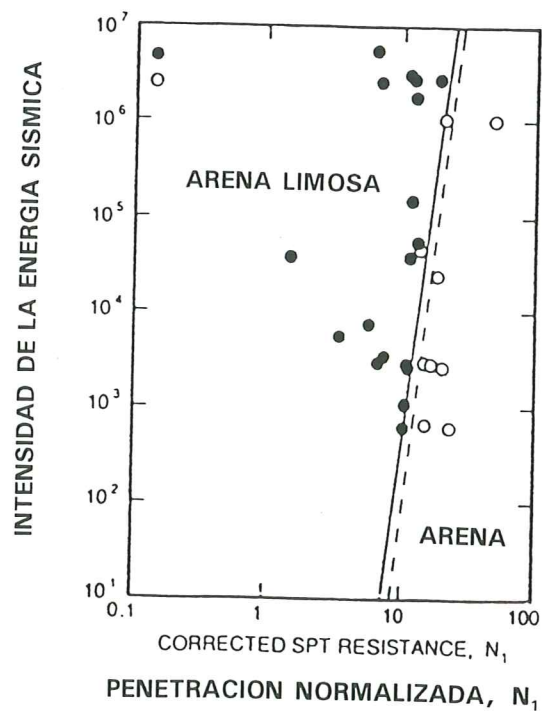


Figura 12. a) Correlación de la energía y N_1 para arenas. b) Correlación de la energía para arenas limosas (Lao, Cao y He, 1990).

Capítulo II

LA LICUEFACCION DEL SUELO DEL TERREMOTO DE ANDALUCIA OBSERVACIONES Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

2.1 El cortijo de los Alamos

El cortijo de los álamos es una finca rústica, situada en la carretera C-335, a un kilómetro de Santa Cruz del Comercio. El río Alhama divide la finca dedicada a la producción de álamos.

Los suelos del cortijo de los álamos, están formados por arenas y limos con o sin gravas, y gravas areno-limosas. Este tipo de suelos se encuentran a lo largo de todo el río, desde Los Baños, muy cerca de Alhama, hasta Los Llanos de Buena Vista pasada Santa Cruz del Comercio.

2.1.1 Ensayos de penetración

Se hicieron tres sondeos con el penetrómetro SUNDA DL030 el 18 de mayo de 1991, cuya situación se indica en la **figura 13 y 14**.

Sondeo n°1

El sondeo n°1 representado en la **figura 15 a**, se efectuó a 15 m. de la orilla del río Alhama, y permitió identificar las capas de suelo siguientes:

La primera capa es arena con 1 m de espesor y un S.P.T. de 4.3.

La siguiente es un limo de 0.5 m de espesor. Se atravesó con el propio peso del varillaje.

La tercera está formada por gravas, en ella se obtuvo el rechazo.

El nivel freático que fue medido con tubo piezométrico, se detectó 5 horas después de terminar la perforación a una profundidad de 1.60 m por debajo de la cota de boca del sondeo.

Las muestras representativas que se obtuvieron de la segunda capa permitieron deducir los datos que figuran el **cuadro 2**.

Sondeo n°2

El sondeo n°2 se hizo a 13 m. de distancia del n°1, y a 2 m de la orilla del río. Se identificaron las capas siguientes, según se indica en la **figura 15 b**:

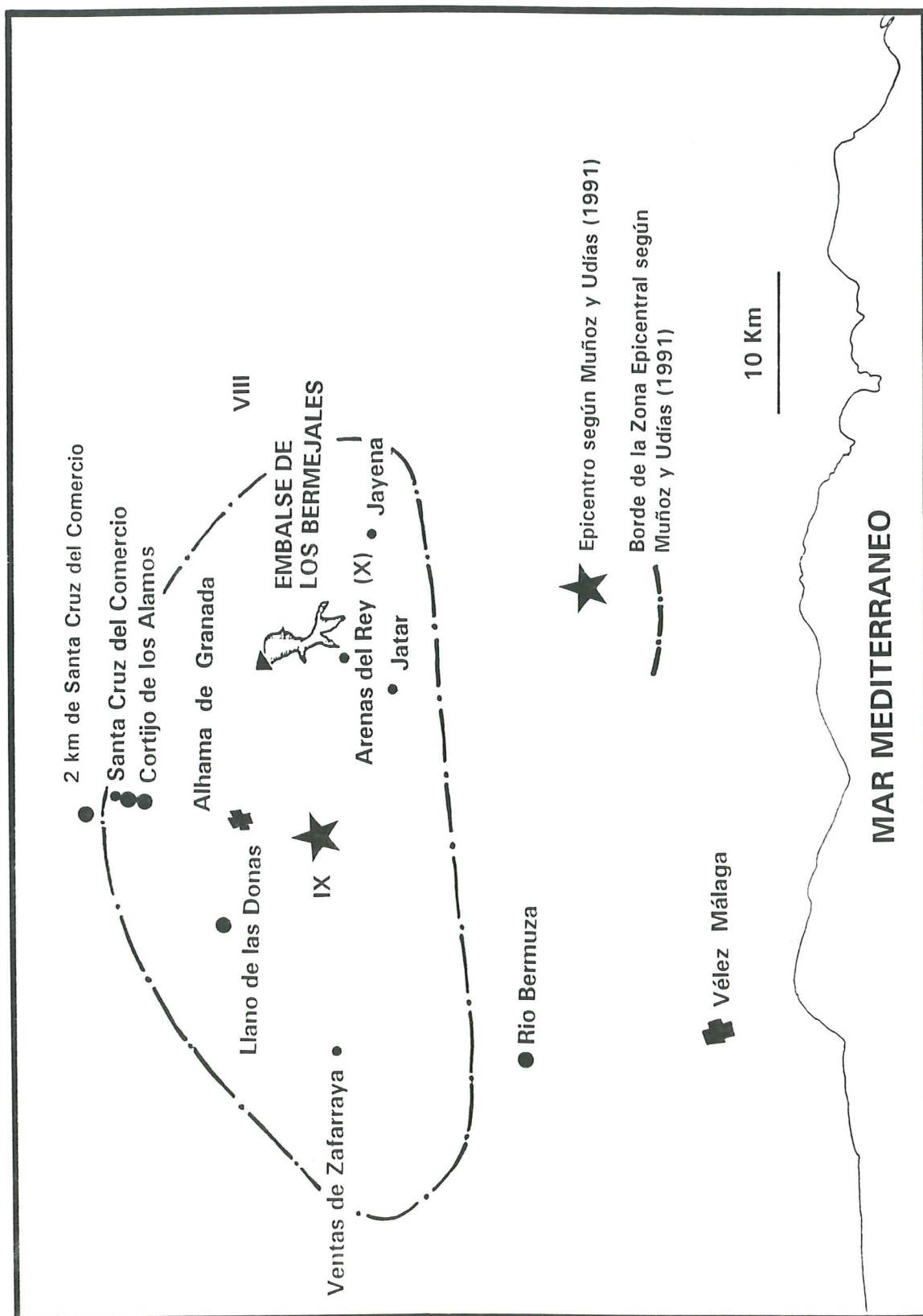


Figura 13. Situación de los sondeos.

La primera capa del sondeo es arena con un S.P.T. de 6.25 golpes en 0.4 m. Debajo aparecen limos con un S.P.T. de 1.50 golpes en 0.4 m.

La tercera capa es arena con un S.P.T. de 6.0 en 0.4 m.

La cuarta es arena con un S.P.T. de 1.3 golpes en 0.30 m.

La quinta es arena con gravas con un S.P.T. de 15.4 en 0.80 m.

La sexta es arena con un S.P.T. de 1, y un espesor de 0.20 m.

La séptima es arena con un S.P.T. de 12.83 y 0.60 m de espesor. Por último se obtuvo el rechazo en las gravas.

El nivel freático aparece a 0.6 m de profundidad con relación a la boca del sondeo.

Para obtener muestras representativas del suelo, se efectuó un sondeo con revestimiento muy cercano al sondeo n°2. Los datos obtenidos figuran en el **cuadro 2**.

Cuadro 2

**Características de los suelos
Cortijo de los Alamos**

Sondeo	Suelo	H	N.F.	γ	N
n°1	Limo	1.50	1.60	1.70	0.00
n°1	Limo	0.81	0.60	1.81	1.50
n°2	Limo	1.50	0.60	1.91	1.30

En donde,

H =profundidad de la muestra (m)

$N.F.$ =nivel freático (m)

γ =densidad kg/dm^3

N =S.P.T.

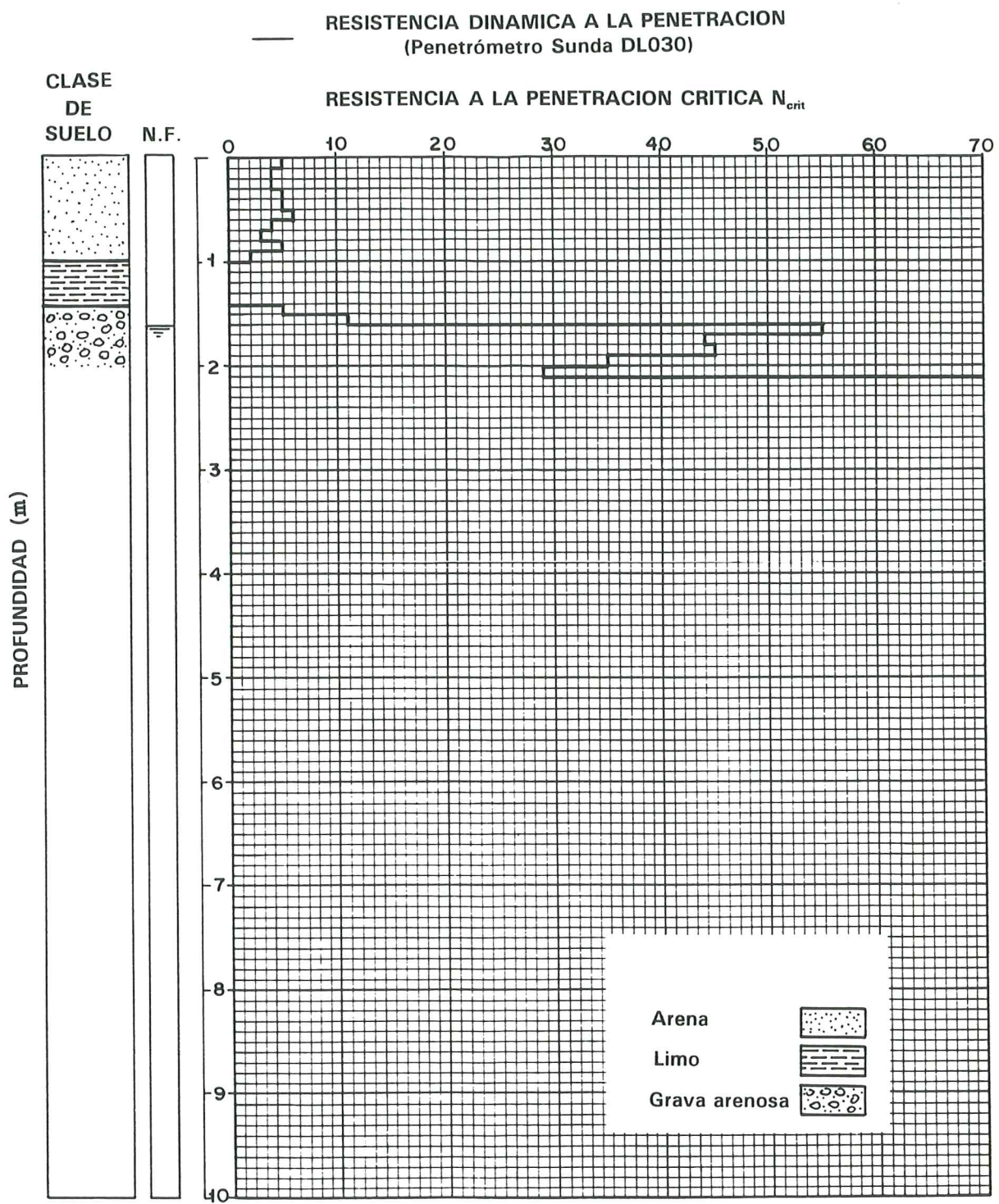


Figura 15 a). Cortijo de los Alamos, sondeo n°1.

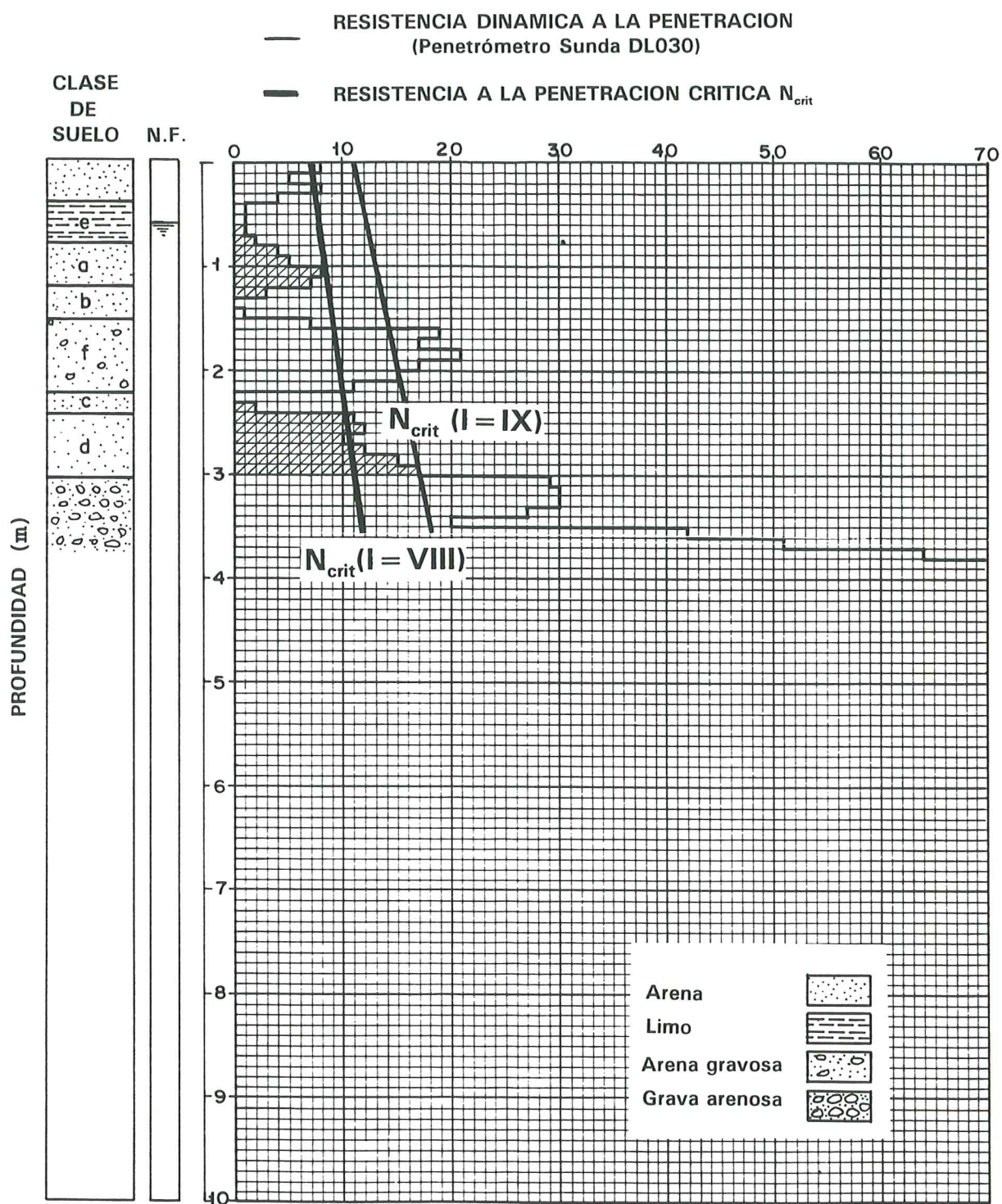


Figura 15 b). Cortijo de los Alamos, sondeo n°2.

2.2 Santa Cruz del Comercio

Santa Cruz del Comercio, antiguamente Santa Cruz de Alhama, está situada a orillas del río Alhama en la carretera comarcal 335 a 1 km del Cortijo de los Alamos.

Los suelos de las terrazas del río a su paso por Santa Cruz del Comercio, están formados por arenas y limos, con o sin gravas, y gravas.

2.2.1 Ensayos de penetración

Se hicieron dos sondeos, **figuras 13, 14 y 16**, el 10 de junio de 1991, en la margen derecha del río a 25 m del puente actual y a 4 m de la orilla. Se identificaron las capas suelo siguientes:

La primera capa, de 0.5 m de espesor, está formada por arenas limosas con alguna grava con un S.P.T. de 20.

La segunda capa es un limo arenoso de 30 cm de espesor y un S.P.T. de 5.3.

La tercera capa es arena con bastante grava con un espesor de 1.30 m y un S.P.T. de 34.2.

La capa siguiente es de arena fina algo arcillosa de 0.9 m de espesor y un S.P.T. de 10.8. Por último se obtiene rechazo en una zona de gravas.

El nivel freático aparece a 0.90 m de profundidad con relación a la cota de boca del sondeo.

Se efectuó un segundo sondeo con revestimiento, muy cercano al anterior, para obtener muestras de la cuarta capa. Los datos obtenidos figuran en el **cuadro 3**.

Cuadro 3

Características de los suelos Santa Cruz del Comercio

Sondeo	Suelo	H	N.F.	Y	N
n° 1	Limo	0.7	0.9	1.80	5.3
n° 1	Arena	2.5	0.9	1.92	10.8

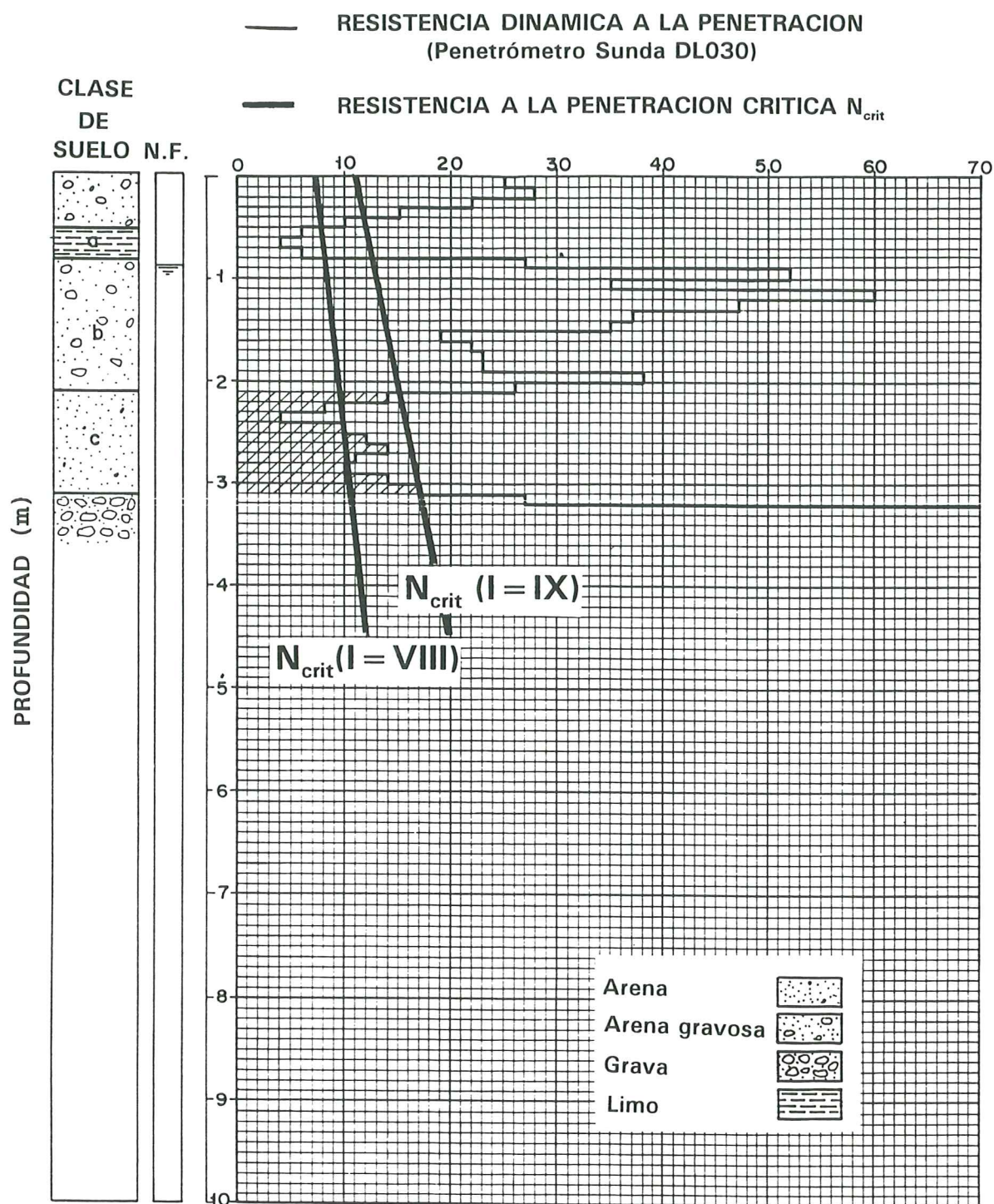


Figura 16. Santa Cruz del Comercio, sondeo n°1.

2.3 Dos km rio abajo de Santa Cruz del Comercio

Los suelos del rio Alhama (antiguamente rio Marchán) dos kilómetros rio abajo de Santa Cruz del Comercio, son similares a los encontrados en el Cortijo de los Alamos y en Santa Cruz del Comercio.

2.3.1 Ensayos de penetración

Se hicieron dos sondeos de penetración el 10 de junio de 1991, uno de ellos con revestimiento en la margen izquierda del río, a una distancia de 2 km del puente actual, según se indica en el croquis de las **figuras 13, 14 y 16**, identificando las capas siguientes:

La primera capa de 30 cm de espesor está formada por arenas-limosas con alguna grava y un S.P.T de 7.3.

La segunda capa es un limo arenoso de 70 cm. de espesor y un S.P.T. de 0.6.

La capa siguiente, es arena con bastante grava, de 1.4 m de espesor y un S.P.T.a de 19.

La cuarta capa es de arena con 80 cm. de espesor y un S.P.T. de 11.9.

El ensayo de penetración continuó hasta los 5.80 m., en donde se obtuvo el rechazo.

El nivel freático apareció a 0.60 m. de profundidad.

Los datos obtenidos figuran en el **cuadro 4**.

Cuadro 4

**Características de los suelos
2 km rio abajo de Santa Cruz del Comercio**

Sondeo	Suelo	H	N.F.	γ	N
n° 1	Limo	0.8	0.6	1.70	0.0
n° 2	Arena	2.8	0.6	2.05	11.9

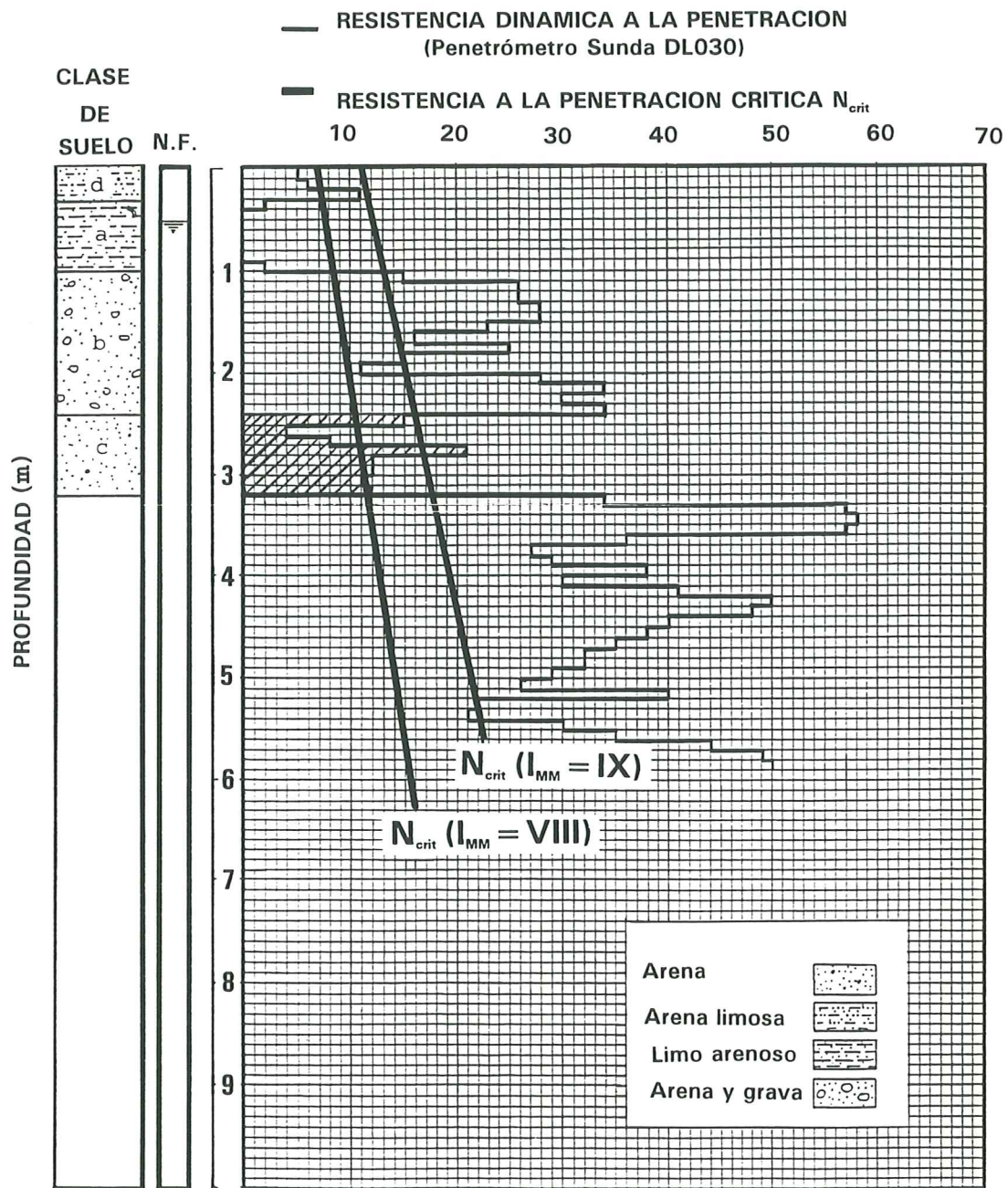


Figura 17. 2 km rio abajo de Santa Cruz del Comercio, sondeo n°2.



Fotografía 1. Vista del cortijo de los álamos.



Fotografía 2. Llano de las Donas.

2.4 El LLano de las Donas

En el trabajo de López Arroyo et al. (1980) se recoge la posibilidad de licuefacción en las proximidades del Cortijo Mudapelo en el Llano de las Donas.

En la actualidad, existe un cortijo de construcción antigua, con ese nombre, situado sobre un promontorio calizo en el Llano de las Donas, llanura limitada por las sierras de Alhama, Loja, Corda y Tejeda.

Durante el invierno, el agua aparece en varias fuentes, dando lugar a diversos arroyos tributarios del rimo Salar que a su vez lo es del Genil. Existe desde muy antiguo un pozo poco profundo cuya lámina de agua el 17 de mayo de 1991 coincidía con el nivel del terreno. En primavera y verano desciende el nivel freático, a consecuencia del cambio de estación y de la extracción del agua para riego. El suelo en todo el valle está formado por estratos de arena, gravillas y gravas más o menos arcillosas. Por tanto el Llano de las Donas tiene las características mínimas exigidas a los terrenos potencialmente licuables: abundante agua y suelo arenoso.

2.4.1 Ensayos de penetración

Se perforaron tres sondeos, uno con revestimiento, el 19 de mayo de 1991, **foto 2**, en las cercanías de una fuente según se indica en el croquis de las **figuras 13 y 18**.

El primer sondeo dió rechazo en el primer medio metro, según se indica en la **figura 19 a**.

El segundo sondeo se perforó muy próximo al primero, **figura 19 b**, en el se aprecian las siguientes capas:

La primera capa está formada por 80 cm. de arena con un S.P.T. de 0.25.

La capa siguiente es de arena de 1.5 m. de espesor y un S.P.T. de 10.40.

La tercera capa tiene un espesor de 40 cm., y está formada por arenas con alguna grava con un S.P.T. de 19.

La cuarta capa es arena con alguna grava, con un espesor de 50 cm y un S.P.T. de 17.

La quinta capa son gravas con un espesor de 20 cm y un S.P.T. 22.5.

La sexta capa es arena con un espesor de 30 cm. y un S.P.T. de 13.7.

La séptima capa está compuesta de gravas con un espesor de 40 cm y un S.P.T. de 19.5.

La octava capa es de arena con alguna grava con un espesor de 80 cm. y un S.P.T. de 18.2.

Por último se obtiene el rechazo a partir de los 4.80 m

El nivel freático, que fue medido con tubo piezométrico, se detectó a una profundidad de 0.60 m.

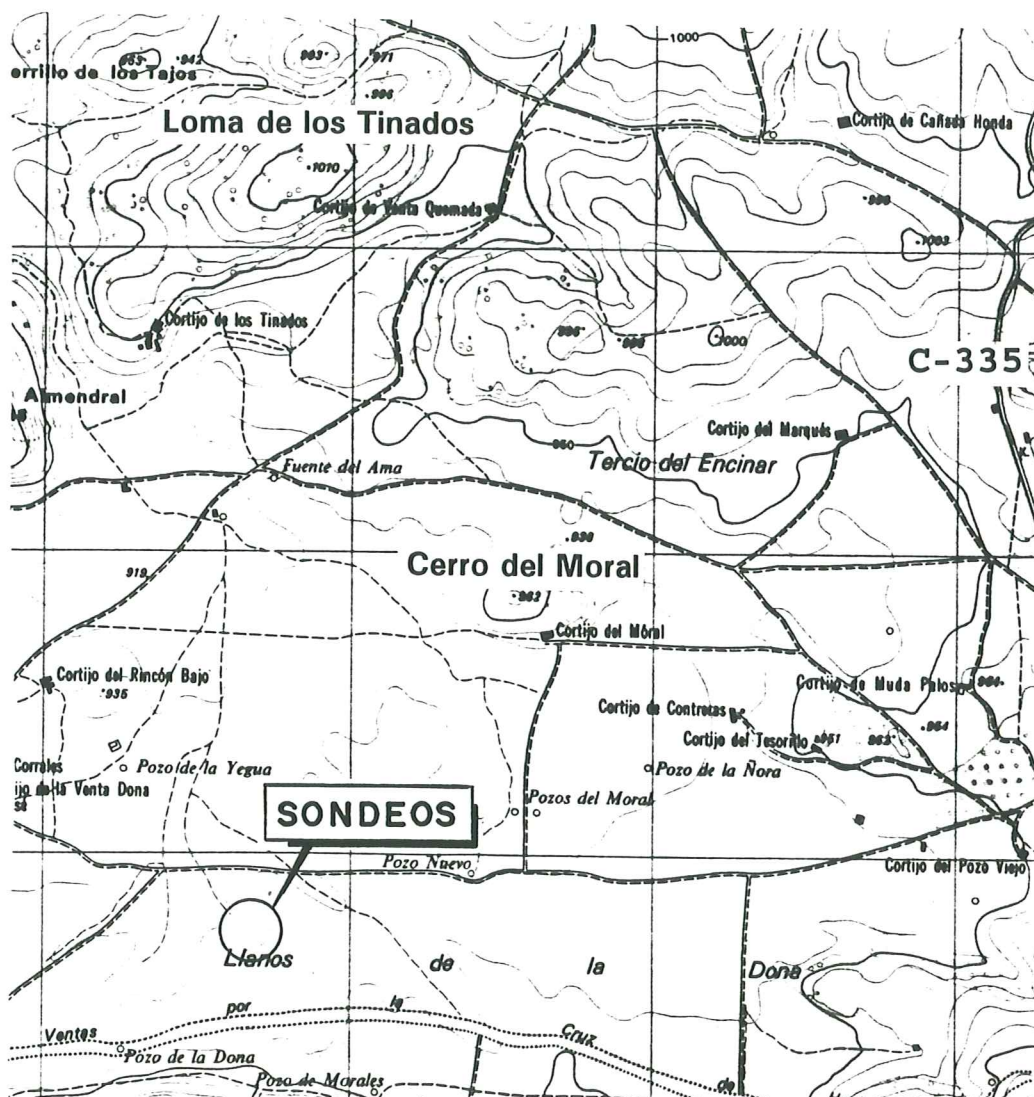


Figura 18. Situación de los sondeos
en el Llanos de las Donas.

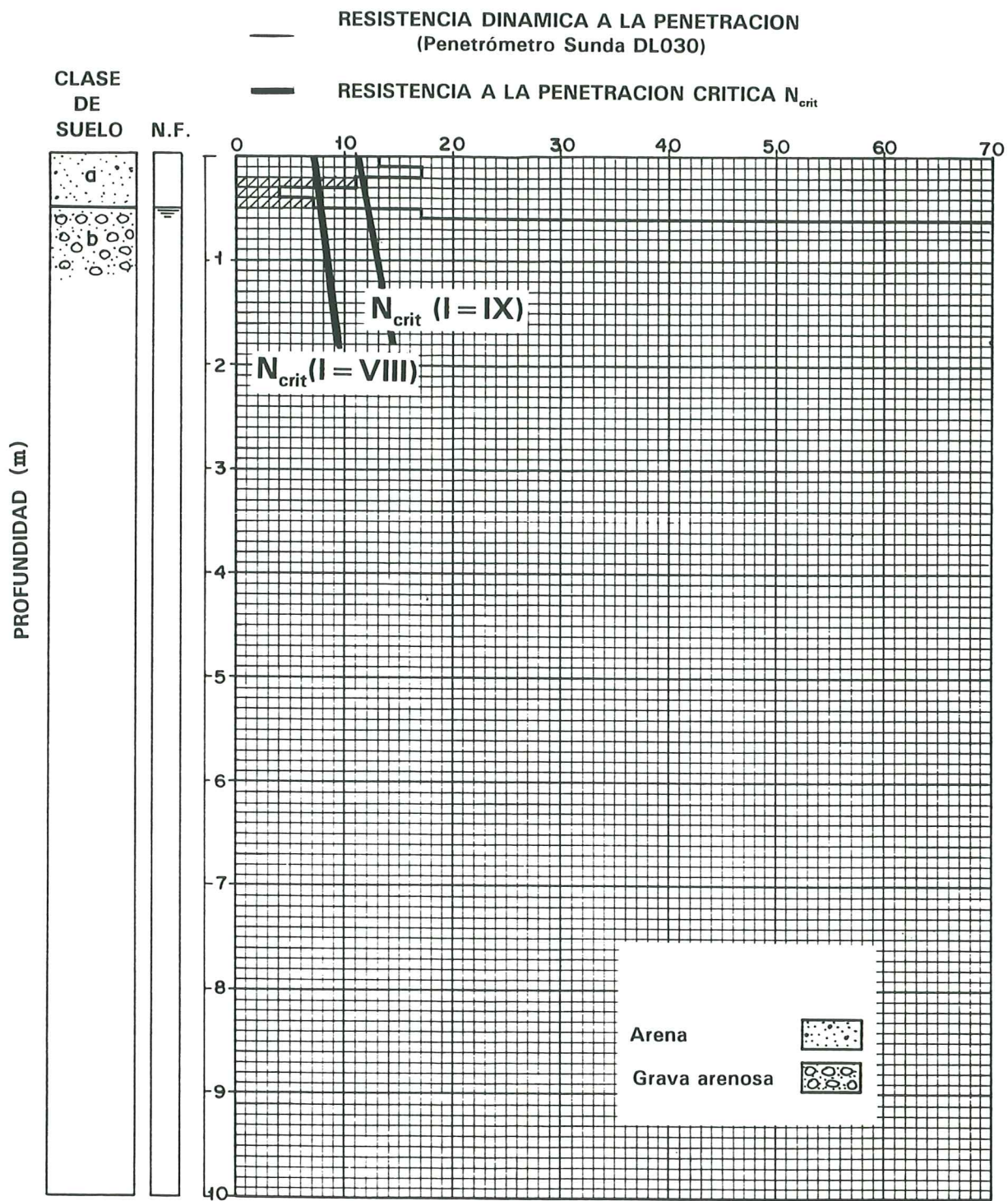


Figura 19 a). Llano de las Donas, sondeo n°1.

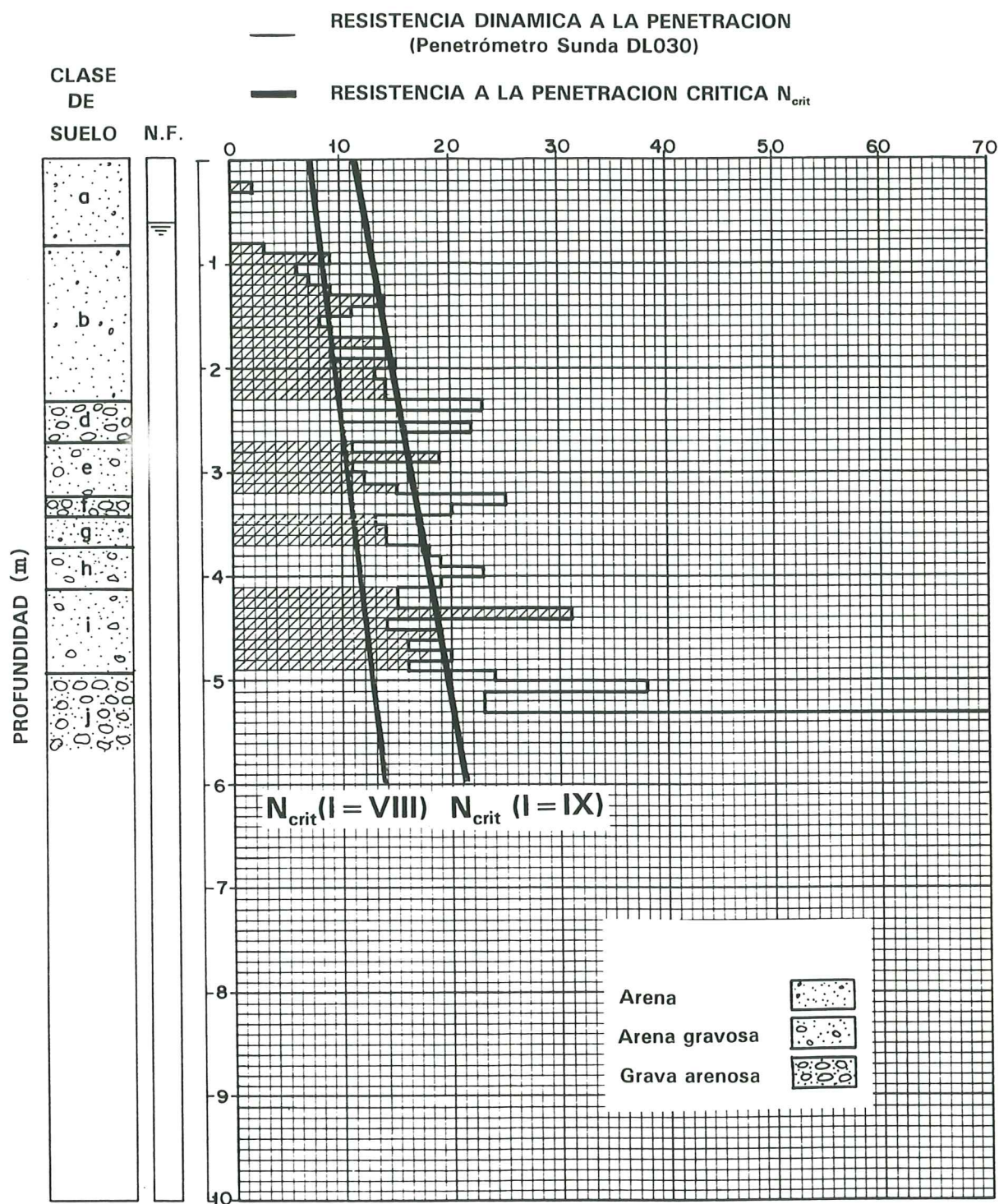


Figura 19 b). Llano de las Donas, sondeo n°2.

Cuadro 5

**Características de los suelos
LLano de las Donas**

Sondeo	Suelo	H	N.F.	γ	N
n° 2	Arena	1.5	0.6	1.90	10.4
n° 2	Arena	2.9	0.6	1.99	13.6
n° 2	Arena	3.7	0.6	2.00	13.7
n° 2	Arena	4.5	0.6	2.00	18.2

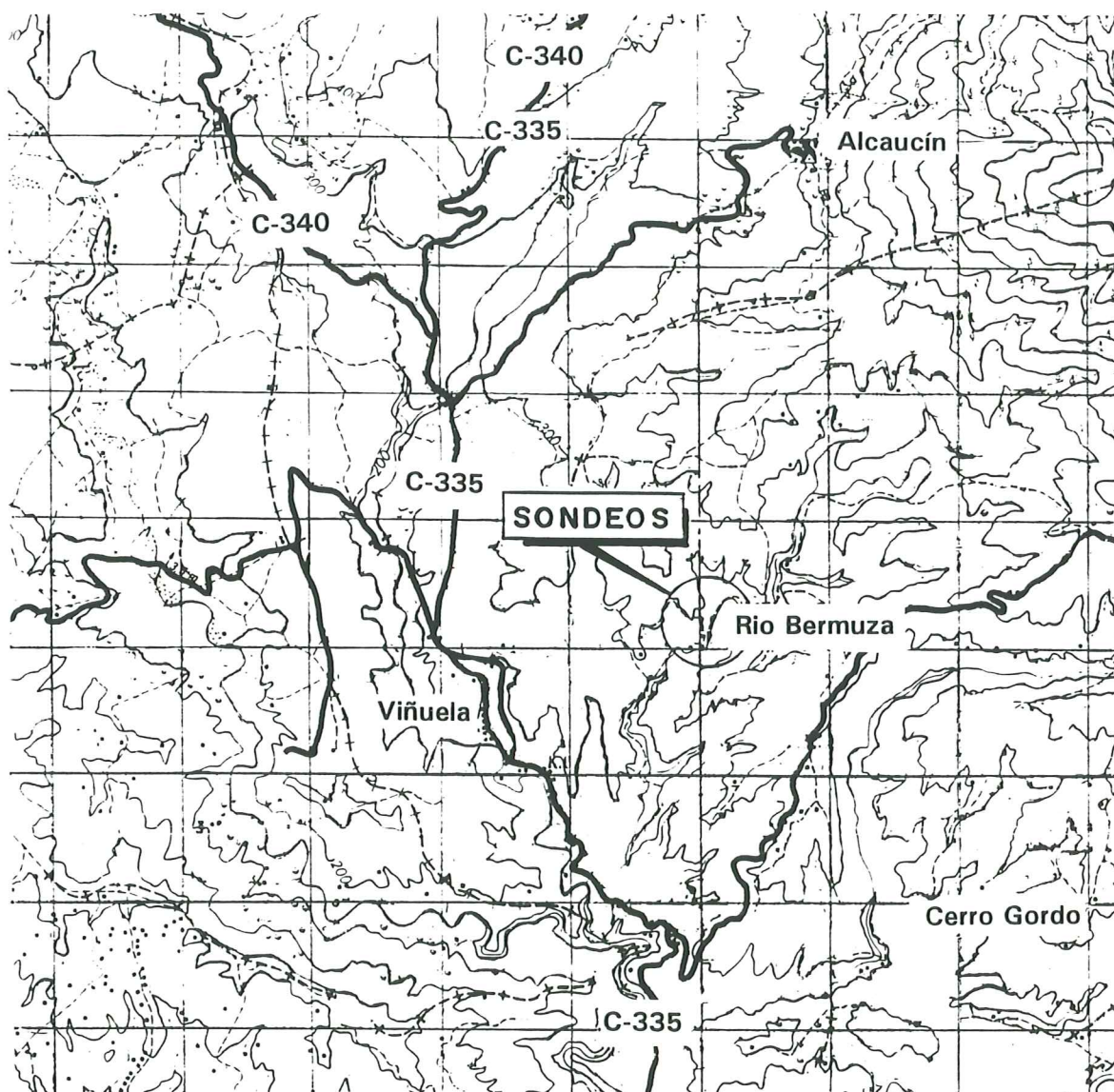


Figura 20. Situación de los sondeos en Rio Bermuza.

2.5 Rio Bermuza

El terremoto de 1884 destruyó algunas de las casas de este núcleo de población, **figuras 13 y 20**, provocando además deslizamientos de tierras en la zona conocida por el "fundidero" (hundidero).

2.5.1 Ensayos de penetración

Se perforaron tres sondeos, uno con revestimiento, el 19 de mayo de 1991. El sondeo n°1, **figura 13 y 21 a**, se efectuó en la segunda terraza de la margen derecha del rimo. El n°2, **figura 21 b**, se hizo en la primera terraza del rimo a 1.5 m. de la orilla y a 7 m. del sondeo n° 1.

En la **figura 21 a** correspondiente al sondeo n°1 se puede apreciar: Una capa de arena de 1.5 m de espesor e inmediatamente el rechazo. No aparece el nivel freático.

En la **figura 21 b** correspondiente al sondeo n°2 se aprecian las siguientes capas:

Una primera capa de arena con un espesor de 1 m y 3.3 golpes.

La segunda capa es de arenas con gravas con 60 cm de espesor y un S.P.T. de 26.7.

La tercera capa es arena con un espesor de 60 cm y un S.P.T. de 6.3 golpes.

La arena de todas las capas es muy fina y uniforme, encontrándose a lo largo de todas las terrazas del rimo.

El nivel freático aparece a 1.2 m de profundidad.

Cuadro 6

**Características de los suelos
Rio Bermuza**

Sondeo	Suelo	H	N.F.	γ	N
n° 2	Arena	2.0	1.2	1.9	6.3

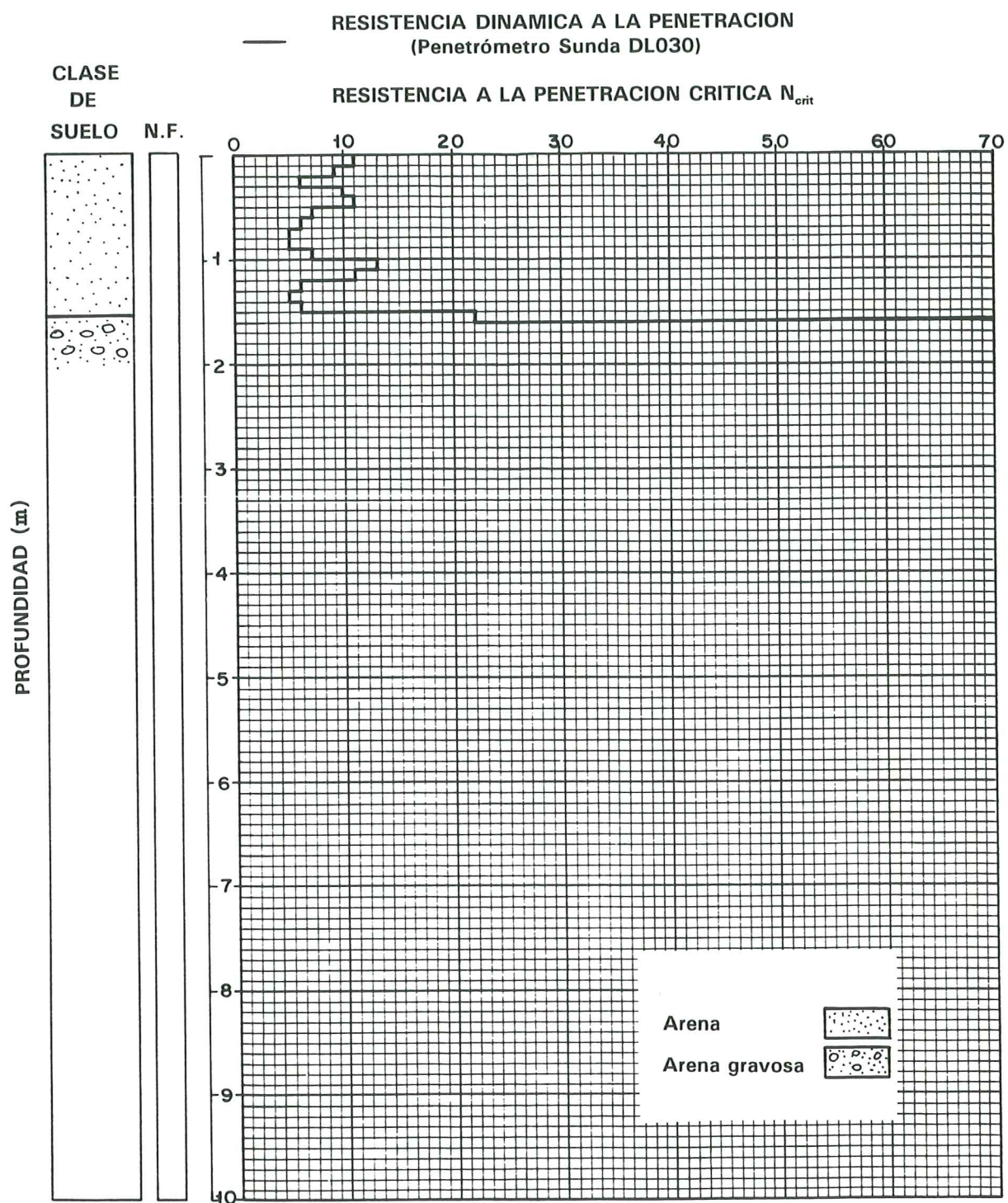


Figura 21 a). Rio Bermuza, sondeo n°1.

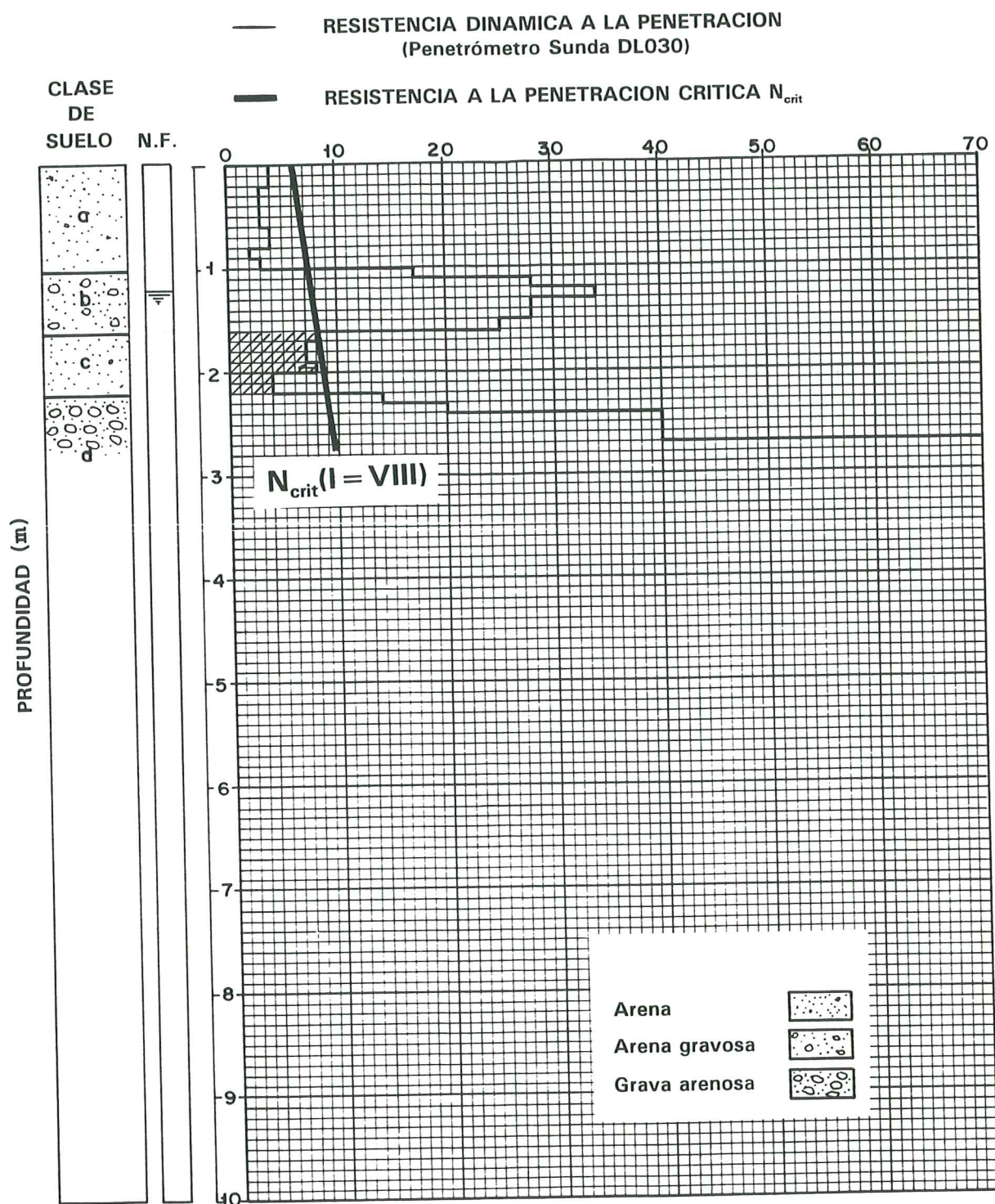


Figura 21 b). Rio Bermuza, sondeo n°2.

Capítulo III

DISCUSION DE LOS RESULTADOS

3.1 Evaluación del potencial de licuefacción

La evaluación de la resistencia a la licuefacción en cada uno de los lugares ensayados se realizó comparando el valor, N_{crit} , correspondiente a cada una de las capas de suelo con el valor del S.P.T. deducido de los ensayos.

3.1.1 Cortijo de los álamos

De las **figuras 6 y 13** se deduce una intensidad de IX para el cortijo de los álamos. Aplicando la expresión (4) al sondeo n° 2 se obtiene la siguiente ecuación:

$$N_{crit} = 11.12 + 2d_s$$

Esta ecuación que da el valor del S.P.T. crítico en función de la profundidad, se dibujó sobre el gráfico de penetración dinámica del sondeo n°2., **figura 15 b**.

Como se puede ver, todos los valores del S.P.T. de las capas del sondeo, son notablemente inferiores al valor de N_{crit} salvo la capa f y la última capa en la que se obtuvo rechazo, se deduce la posibilidad de licuefacción del suelo inducida por un terremoto de intensidad IX.

Sobre el mismo gráfico se dibujó la recta que representa N_{crit} para intensidad VIII

$$N_{crit} = 6.95 + 1.25d_s,$$

deduciéndose que la intensidad VIII también causa la licuefacción en las mismas capas salvo en la capa d.

El resultado de las observaciones descritas confirma la licuefacción del suelo en el cortijo de los álamos por el terremoto de 25 de diciembre de 1884.

3.1.2 Santa Cruz del Comercio

El valor de la intensidad asignada a Santa Cruz del Comercio es de IX. Para esta intensidad y profundidad de la capa freática se obtiene el S.P.T. crítico

$$N_{crit} = 10.88 + 2d_s$$

Esta ecuación se dibujó sobre el gráfico de penetración dinámica del sondeo n°1, **figura 16**. Se puede ver que el valor del S.P.T. de la capa c es inferior al crítico, se deduce por tanto un terremoto de intensidad IX provoca la licuefacción de la capa c.

Sobre el mismo gráfico, se dibujó la recta que da N_{crit} para una intensidad de VIII

$$N_{crit} = 6.80 + 1.25d_s$$

Los valores de N_{crit} son inferiores a los valores del S.P.T.; no es posible la licuefacción para intensidad VIII.

3.1.3 Dos km rio abajo de Santa Cruz del Comercio

La intensidad se tomó igual a VIII correspondiéndole un S.P.T. crítico de

$$N_{crit} = 6.95 + 1.25d_s$$

Del gráfico de penetración del sondeo, **figura 17**, se deduce que la capa de arena, c, tiene un valor del S.P.T., 11.9, superior al N_{crit} . Por tanto NO se produjo la licuefacción de esta capa. El limo de la capa, a, tampoco presenta licuefacción por ser $0.6 + 7.5 = 8.1$ superior a N_{crit} .

Sin embargo ambas capas son potencialmente licuables por un terremoto de intensidad IX, que por otra parte, no se dio en ese lugar, veanse la **figuras 6 y 13**.

3.1.4 Llano de las Donas

El S.P.T. crítico que corresponde a intensidad IX y al valor del nivel freático del sondeo n°2 es:

$$N_{crit} = 11.12 + 2d_s$$

Esta ecuación se dibujó sobre el gráfico de penetración dinámica del sondeo n° 2. De la **figura 19 b** se deduce la posibilidad de licuefacción de todas las capas de arena por ser N_{crit} superior al del S.P.T. en todas ellas.

3.1.5 Rio Bermuza

Con una intensidad VIII y el valor del nivel freático del sondeo n°2 se obtiene

$$N_{crit} = 5.85 + 1.25d_s$$

Esta ecuación se dibujó sobre el gráfico de penetración dinámica del sondeo n°2, **figura 21 b**, del cual se deduce la licuefacción del suelo en las márgenes del río Bermuza, durante el terremoto de 25 de diciembre de 1884.

3.2 Razón cíclica de tensiones y aceleración mínima

Para obtener la razón de tensiones cíclica y la aceleración mínima correspondiente que inducen la licuefacción en un lugar, es necesario conocer el valor de la magnitud del terremoto.

3.2.1 Magnitud del terremoto

Muñoz y Udias (1991) proponen un valor de la magnitud del terremoto de 25 de diciembre de 1884 entre 6.5 y 6.7. A su vez el Instituto Geográfico Nacional (1989) asigna un valor a la magnitud de 6.7.

Se pueden contrastar los valores anteriores con otros obtenidos de diversas correlaciones: de la **figura 22** (Bell, Roy y Hoffmann, 1978) se obtiene para una intensidad IX un valor de la magnitud entre 6.4 y 7.4, de la **figura 23 a** (Sibol, Bollinger, y Birch, 1987) se deduce un valor de la magnitud m_b de 6.2 para la misma intensidad. Por otro lado, Campbell (1981) define la magnitud M , como la magnitud correspondiente a las ondas superficie M_s , cuando M_s y M_l (magnitud local) son mayores de 6, y por M_l cuando ambas son menores de 6. El uso de M_s para los grandes acontecimientos está justificado por la tendencia a la saturación entre los valores de M_l y m_b que se observa en la **figura 23 b**. Por consiguiente, tomando el valor de la Magnitud Momento (que define el tamaño del terremoto) que corresponde a $m_b = 6.2$, se obtiene de la **figura 23 b** un valor de la magnitud próximo a 6.8.

Teniendo en cuenta que las estimaciones anteriores se adoptó en este trabajo un valor de la magnitud de 6.7.

3.2.2 Razón cíclica de tensiones y aceleración mínima

Siguiendo el procedimiento simplificado para la evaluación del potencial de licuefacción, se preparó el **cuadro 7**, en él figuran todas las capas de suelo y los valores mínimos de la razón cíclica de tensiones y de la aceleración que causan la licuefacción de cada capa. La densidad de las muestras inalteradas se tomó de los **cuadros 2, 3, 4, 5, 6**; y la densidad del resto de las capas del **anejo n°1**.

LA LINEA DE TRAZOS CONVIERTE
LA INTENSIDAD MERCALLI MODIFICADA
EN MAGNITUD

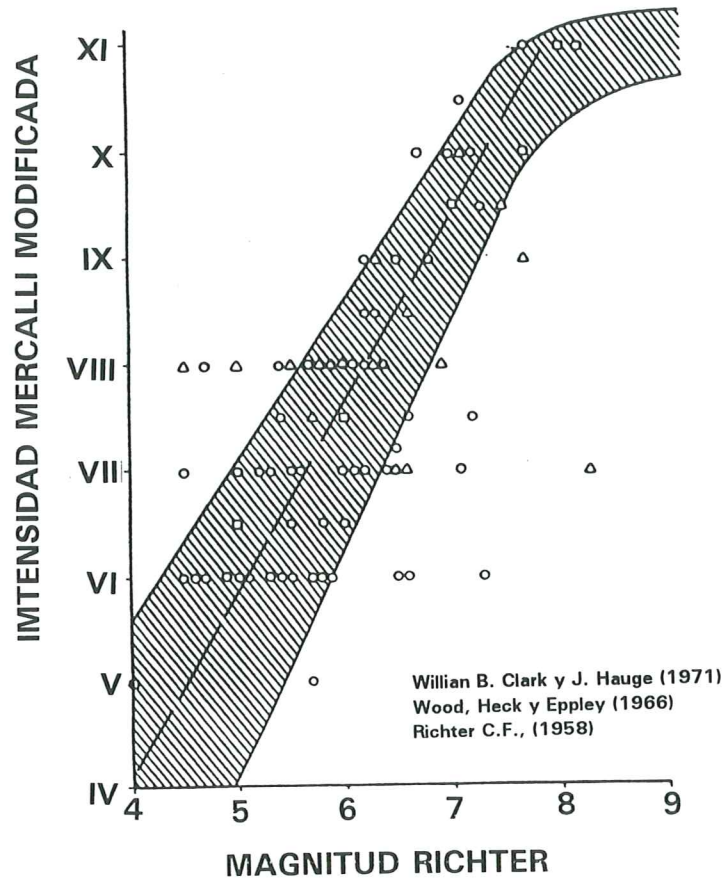
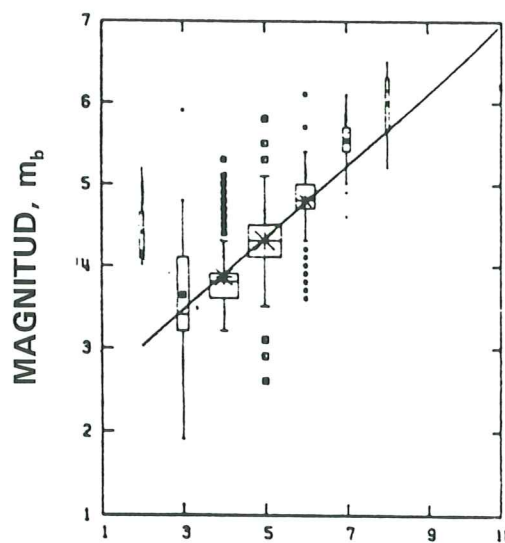


Figura 22. Relación Intensidad Magnitud
(Bell y Hoffman, 1978).



INTENSIDAD MERCALLI MODIFICADA

Figura 23 a). Relación Intensidad Magnitud (Sibol, Bollinger y Birch, 1987).

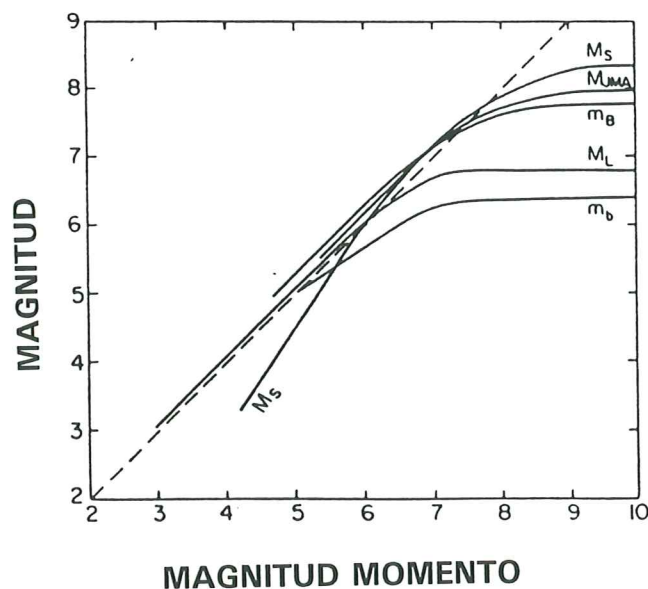


Figura 23 b). Relación magnitud momento con diversas escalas de magnitud, M_s , onda de superficie, m_b , onda de cuerpo de periodo corto, m_B , onda de cuerpo de periodo largo, M_L , magnitud local, M_{JMS} , Agencia Japonesa de Meteorología. La línea de punto marca la relación 1:1 (Boore y Joyner, 1982).

Cuadro 7

**Razón cíclica de tensiones y
aceleración mínima**

Capa	H	σ	σ'	N	C_N	N_1	τ/σ'	a_{min}
Sondeo n°2 Cortijo de los Alamos								
e	0.7	1.19	1.09	1.5	2.15	10.73	0.13	0.20
a	1.0	1.74	1.34	6.0	2.09	12.54	0.16	0.19
b	1.4	2.39	1.59	1.3	1.99	2.59	0.04	0.04
c	2.3	4.24	2.54	1.0	1.74	1.74	0.02	0.02
d	2.7	5.02	2.92	12.8	21.38	21.38	0.25	0.23
Sondeo n°1 Santa Cruz del Comercio								
c	2.5	5.08	3.43	10.8	1.58	17.00	0.20	0.21
Dos km rio abajo de Santa Cruz del Comercio								
a	0.8	1.42	1.22	0.6	2.15	8.80	0.10	0.13
c	2.8	5.50	3.30	11.9	1.60	19.00	0.23	0.22
Llano de las Donas								
a	0.7	1.19	1.09	0.2	2.2	0.40	0.01	0.01
b	1.5	2.78	1.88	10.4	1.9	19.80	0.24	0.25
e	2.9	5.05	2.70	13.6	1.7	23.00	0.27	0.23
g	3.5	6.25	3.30	13.7	1.6	22.00	0.26	0.22
i	4.5	8.15	4.25	18.2	1.5	26.60	0.31	0.26
Rio Bermuza								
c	1.9	4.04	3.34	6.3	1.9	10.00	0.12	0.15

a_{min} = aceleración mínima (g)

H = profundidad del punto medio de la capa (m)

3.2.2.1 Cortijo de los álamos

Del **cuadro 7** se deduce que la aceleración que causa la licuefacción de las capas de suelo estudiadas varía entre de 0.02g y 0.23g.

La aceleración mínima que produce la licuefacción en el lugar del sondeo será la máxima de los valores mínimos que corresponda a la capa más profunda, en este caso el valor es 0.23g.

En cualquier caso, es necesario comprobar que la aceleración esperada en el sitio para un terremoto de intensidad IX es al menos 0.23g. En efecto, así es, los valores de la aceleración que se obtienen utilizando las trece correlaciones intensidad-aceleración, **cuadro 1**, son superiores a 0.23g o muy próximas a ese valor.

3.2.2.2 Santa Cruz del Comercio

La aceleración mínima que causa la licuefacción es 0.21g, inferior al valor esperado para intensidad IX.

3.2.2.3 Dos km rio abajo de Santa Cruz del Comercio

En este caso NO se produce licuefacción del suelo para intensidad VIII.

3.2.2.4 Llano de las Donas

La aceleración mínima que produce la licuefacción es 0.26g, inferior al valor esperado para intensidad IX.

3.2.2.5 Rio Bermuza

La aceleración mínima que produce la licuefacción 0.15g, inferior al valor esperado para intensidad VIII.

3.3 Zona de localizacion epicentral

Conocida la aceleración de licuefacción mínima, a_{min} , y la aceleración máxima esperada en el lugar para la intensidad sentida, se puede determinar la "zona de localización epicentral", **figura 24**, de la forma siguiente:

La zona de localización del epicentro está limitada por los bordes externo e interno. El borde externo (distancia epicentral máxima) se obtiene substituyendo en la curva de atenuación aceleración-distancia el valor de la aceleración media de las dos componentes horizontales correspondiente al valor a_{min} . El borde interno (distancia epicentral mínima) se deduce substituyendo la aceleración media de las dos componentes horizontales que corresponde a la aceleración máxima esperada en el lugar.

3.3.1 Borde externo de la zona de localización epicentral

El borde externo, **figura 25**, de la zona de localización epicentral se obtiene, trazando las circunferencias con centro, O, el lugar de estudio, y radio la distancia epicentral obtenida substituyendo en las curvas de Campbell y Fukushima el valor medio de las dos componentes horizontales, A, correspondiente a la aceleración de licuefacción, a_{min} . Para pasar del valor máximo de las dos componentes horizontales al valor medio proporcionado

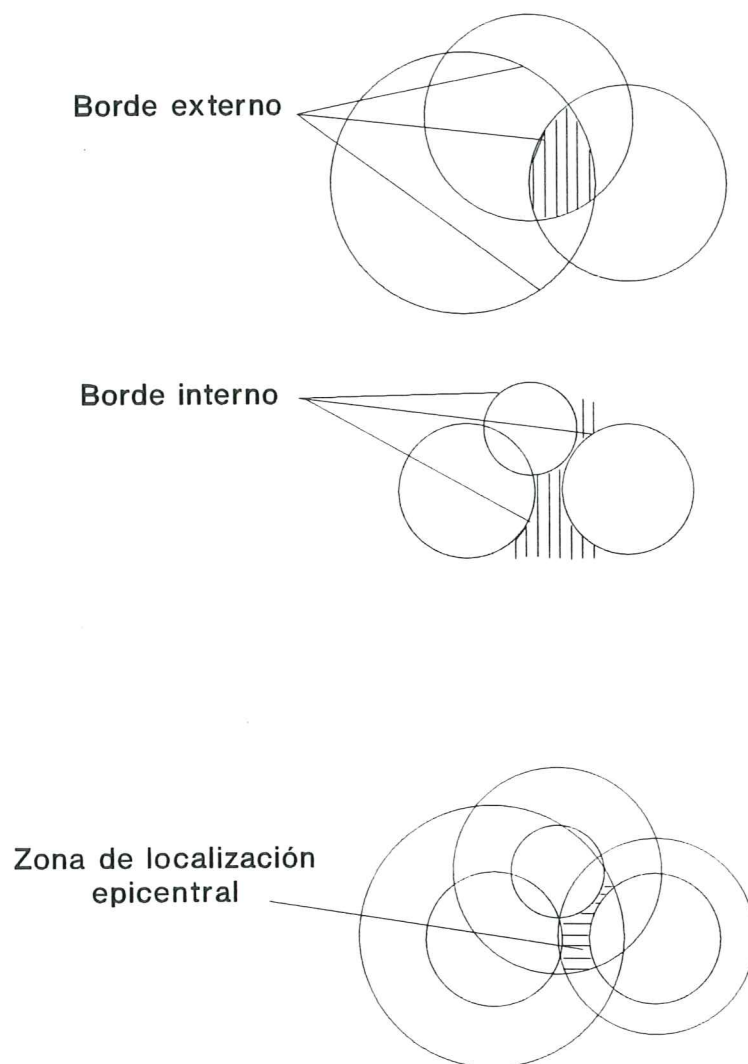


Figura 24. Procedimiento para determinar la Zona de Localización Epicentral.

por las curvas se divide $a_{\min}$ por 1.13 de acuerdo con Boore et al. (1982); sustituyendo este valor, $A=a_{\min}/1.13$, en las expresiones de Fukushima y Campbell se deduce la distancia máxima, R , a la cual puede situarse el epicentro respecto de O . Los resultados se resumen en el **cuadro 8**:

Cuadro 8

Radio del borde externo de la zona de localización epicentral

Situación del sondeo	$a_{\min}$	Máxima distancia epicentral (km)	
		Fukushima	Campbell
Cortijo de los Alamos	0.23g	28.0	14.6
Santa Cruz del Comercio	0.21g	30.0	16.3
Llano de las Donas	0.26g	23.5	12.0
Rio Bermuza	0.15g	43.0	24.0

El epicentro está en el área común de círculos de centro, O , en cada uno de los lugares el cortijo de los álamos, Santa Cruz del Comercio, El llano de las Donas y Río Bermuza, y radio, R , la distancia epicentral que figura en las columnas tercera y cuarta del **cuadro 8**.

3.3.2 Borde interno de la zona de localización epicentral

La zona de localización epicentral queda fuera del círculo, **figura 25**, cuyo centro es el lugar de estudio y radio, R , la distancia epicentral que se obtiene al sustituir en la ecuación de atenuación la aceleración esperada en el sitio para la intensidad sentida.

La aceleración máxima se estimó de las correlaciones intensidad aceleración del **cuadro 1**. Se desecharon los valores de la aceleración correspondientes a la intensidad IX siguientes: 0.50g de Trifunac y Brady (Murphy y O'Brien, 1977) frente a 0.33g de Murphy y O'Brien por considerar el ajuste de Murphy y O'Brien, con una muestra de 1465 datos mejor, sobre todo para intensidades altas, que el de Trifunac y Brady con una muestra de 187 datos. Los inferiores a 0.26g al tener en cuenta, que al menos se dio este valor en el Llano de las Donas.

Teniendo en cuenta lo anterior se estimó una aceleración máxima para intensidad IX, variando en el rango

$$0.25g - 0.30 g$$

Para intensidad VIII se estimó un valor de la aceleración máxima:

0.25g - 0.30g

Sustituyendo estos valores en las curvas de Fukushima y de Campbell se obtiene el rango de la mínima distancia en km del epicentro al punto considerado del **cuadro 9**

Cuadro 9

**Radio del borde interno de la
zona de localización epicentral**

Situación del sondeo	Minima distancia epicentral (km)	
	Fukushima	Campbell
Cortijo de los Alamos	5.0- 9.2	4.6- 6.7
Santa Cruz del Comercio	5.0- 9.2	4.6 -6.7
Llano de las Donas	5.0- 9.2	4.6- 6.7
Rio Bermuza	9.2-25.0	6.7-12.7

3.3.3 Zona de localización epicentral

En la **figura 25** se representa rayada el area común a las circunferencias que limitan el borde externo, limitada interiormente por las circunferencias que marcan el borde interno, ambos bordes calculados para la curva de Campbell puesto que esta curva ajusta mejor el area epicentral que la de Fukushima y Tanaka. El area así definida es la "zona de localización epicentral", puesto que necesariamente dentro de ella o en sus bordes ha de estar situado el epicentro del terremoto estudiado.

Esta metodología puede contrastarse con los resultados de estimaciones anteriores. Así por ejemplo, los epicentros propuestos por Muñoz y Udías (1980, 1991), 36° 95' N, 3° 98' W, y 36° 57'N, 3° 59'W, están dentro de la zona epicentral rayada, como se puede ver en la figura. Por otra parte la Comisión Italiana sitúa el epicentro en un punto a mitad de camino entre Ventas de Zafarraya y Arenas del Rey dentro del área triangular formada por Ventas de Zafarraya, Alhama de Granada y Játar, coincidiendo sensiblemente con la zona epicentral obtenida. Ambos hechos, por tanto, suponen un contraste favorable de la metodología desarrollada cuando se utiliza la curva de atenuación de Campbell.

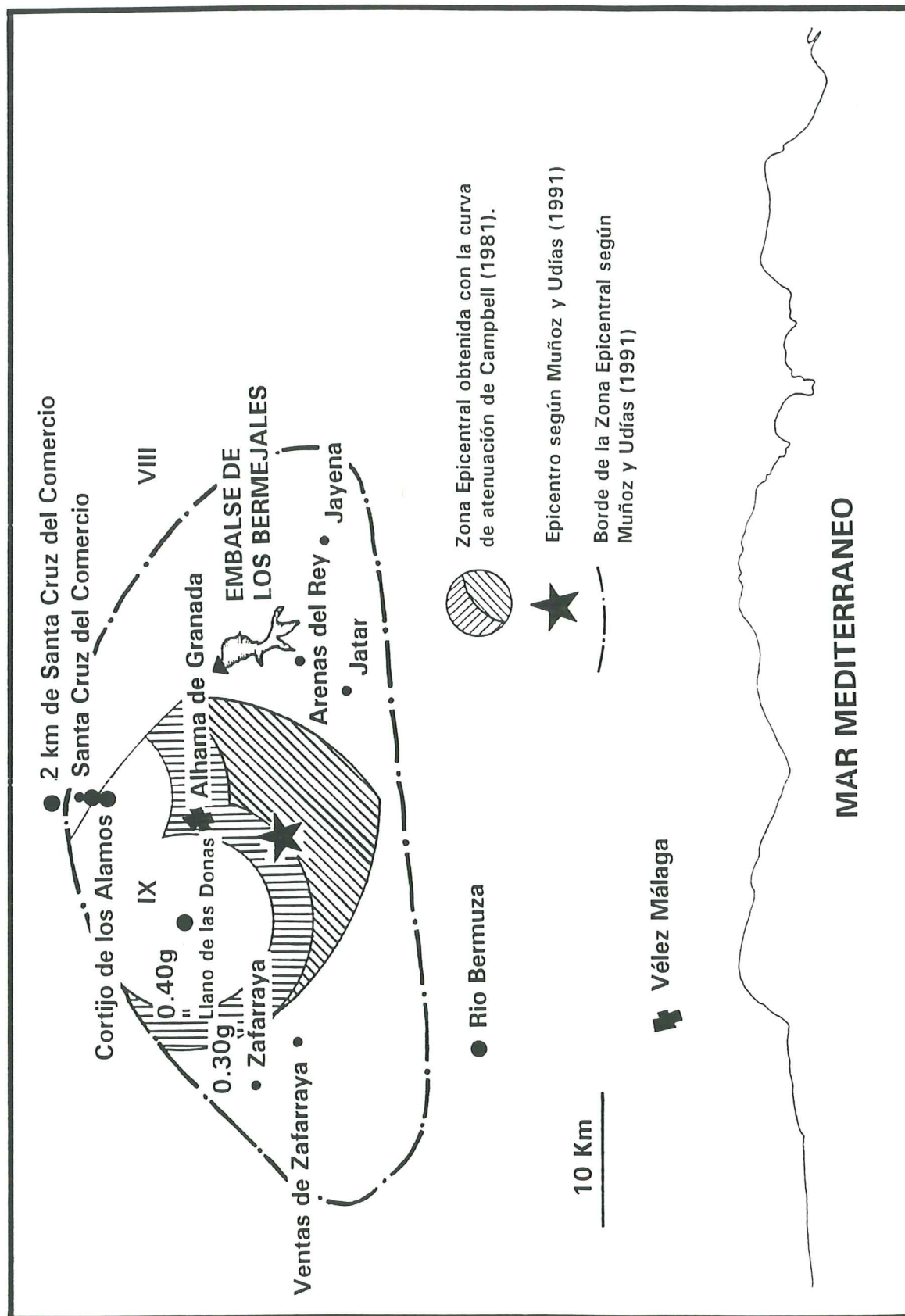


Figura 25. Zona de Localización Epicentral.
Terremoto de Andalucía (24/12/1884)

3.4 Profundidad hipocentral

La profundidad del foco sísmico se puede determinar utilizando criterios de licuefacción, que tengan en cuenta la disipación de la energía desde el foco sísmico al lugar de estudio, los criterios utilizados son los siguientes:

3.4.1 Criterio de Yegian-Whitman

Las variables a considerar se refieren a la capa que lidera la licuefacción; entrando en la **figura 11** con el valor, N' , deducido de la ecuación (6) se determina el valor, S_c , que sustituido en la expresión (5) permite determinar la distancia hipocentral R_1 .

Así por ejemplo, para el Cortijo de los Alamos los valores a considerar son los de la capa d. Efectuando las operaciones descritas se deduce, $N' = 45.33$, y entrando con este valor en la **figura 11** se obtiene, $S_c = 3.5$, y de la expresión (5) la distancia hipocentral correspondiente 3.47 km. Valor discordante con los datos de estudios precedentes. Esta falta de exactitud se puede explicar si tenemos en cuenta que el valor de N' , 45.33, está en la zona de no utilización de la curva.

Procediendo de idéntica manera para resto de los datos se obtienen valores de N' superiores a 31 y distancias hipocentrales desajustadas.

3.4.2 Criterio energético

La condición de licuefacción viene dada en función de la magnitud del terremoto y del S.P.T. normalizado, N_1 , por medio de la desigualdad (7).

Sustituyendo en (7) el valor de N_1 , correspondiente a la capa que lidera la licuefacción se obtiene el valor que puede alcanzar la distancia hipocentral que se recoge en el cuadro 9:

Cuadro 9

Distancia hipocentral

Situación del sondeo	Distancia hipocentral (km)
Cortijo de los Alamos	≤ 10.5
Santa Cruz del Comercio	≤ 19.4
Llano de las Donas	≤ 16.0
Rio Bermuza	≤ 39.4

Utilizando estos datos, y dando por buena la situación del epicentro propuesto por Muñoz y Udías se obtienen los siguientes valores de la profundidad del foco sísmico:

Cortijo de los Alamos	≤ 5 km
Santa Cruz del Comercio	≤ 14 km
Llano de las Donas	≤ 14 km
Rio Bermuza	≤ 36 km

La media de los valores anteriores es de, 17.25 km, próxima a los valores propuestos por Muñoz y Udías (1980) y Muñoz y Udías (1991) entre 10 y 20 km, y el Instituto Geográfico Nacional (1989) 15 km.

3.5 Potencial de licuefacción

Por último se obtuvieron dos gráficos, **figuras 26 y 27**, que permiten determinar el potencial de licuefacción de un suelo en función de la intensidad del terremoto. Los valores de las variables que han servido para componerlos se han tomado de los resultados obtenidos en el apartado 2.2, **cuadro 10**, y de los datos disponibles de los terremotos de Long Beach (1933), San Francisco (1957), Niigata (1964), San Fernando (1971), Guatemala (1976), y Miyagiken-Okii (1978), **anejo n°2**.

Las curvas frontera que separan las tres áreas en que se dividen los gráficos, se han obtenido ajustando curvas exponenciales, $y=a\text{Exp}[bx]$, utilizando el método de los "puntos mal clasificados" según se indicó en el apartado 1.3.3. Las curvas frontera son las siguientes:

$$VII \leq I \leq VIII \quad \tau/\sigma' = 10^{-15} \text{Exp}[4.318607N_1]$$

$$VIII \leq I \leq IX \quad \tau/\sigma' = 0.04 \text{Exp}[0.105668N_1]$$

$$VII \leq I \leq VIII \quad a_{\min} = 10^{-15} \text{Exp}[2.75551N_1]$$

$$VIII \leq I \leq IX \quad a_{\min} = 0.0386 \text{Exp}[0.1189N_1]$$

Cuadro 10

**Razón cíclica de tensiones y
aceleración mínima**

Intensidad	N₁	τ/σ'	a_{min}	Licuefacción
Cortijo de los Alamos				
IX	10.73	0.13	0.20	si
VIII	10.73	0.13	0.20	si
IX	12.54	0.16	0.19	si
VIII	12.54	0.16	0.19	si
IX	21.38	0.25	0.23	si
VIII	21.38	0.25	0.23	no
IX	6.95	0.08	0.09	si
VIII	6.95	0.08	0.09	si
IX	16.33	0.19	0.17	si
VIII	16.33	0.19	0.17	si
Santa Cruz del Comercio				
IX	17.00	0.20	0.21	si
VIII	17.00	0.20	0.21	no
Dos km rio abajo de Santa Cruz del Comercio				
IX	8.80	0.10	0.13	si
VIII	8.80	0.10	0.13	no
IX	19.00	0.23	0.22	si
VIII	19.00	0.23	0.22	no
C				
Llano de las Donas				
IX	19.80	0.24	0.25	si
VIII	19.80	0.24	0.25	no
IX	23.00	0.27	0.23	si
VIII	23.00	0.27	0.23	no
IX	22.00	0.26	0.22	si
VIII	22.00	0.26	0.22	no
IX	26.60	0.31	0.26	si
VIII	26.60	0.31	0.26	no
Rio Bermuza				
VIII	10.00	0.15	0.12	si

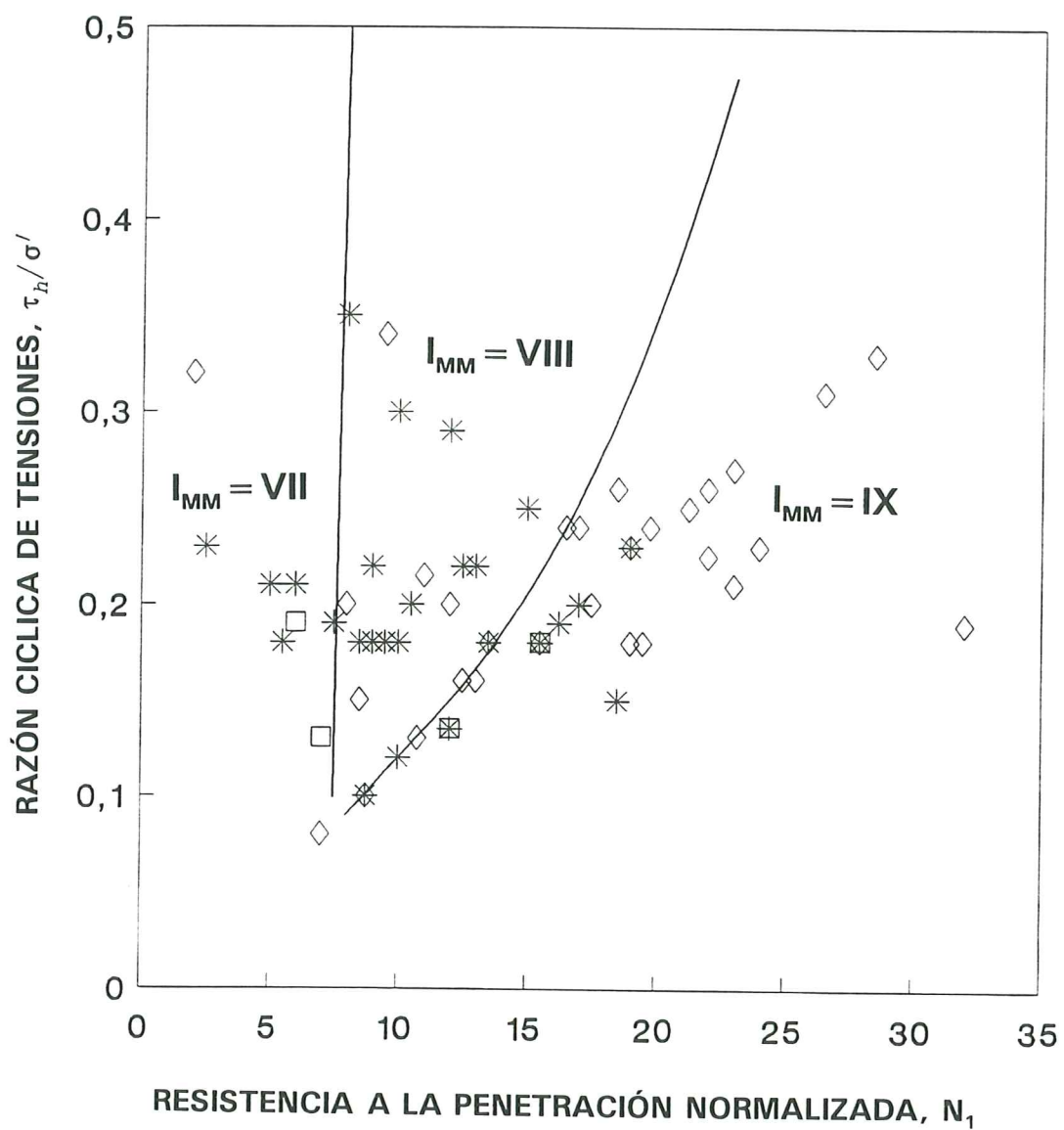


Figura 26 Gráfico para la evaluación del potencial de licuefacción de arenas y arenas limosas.

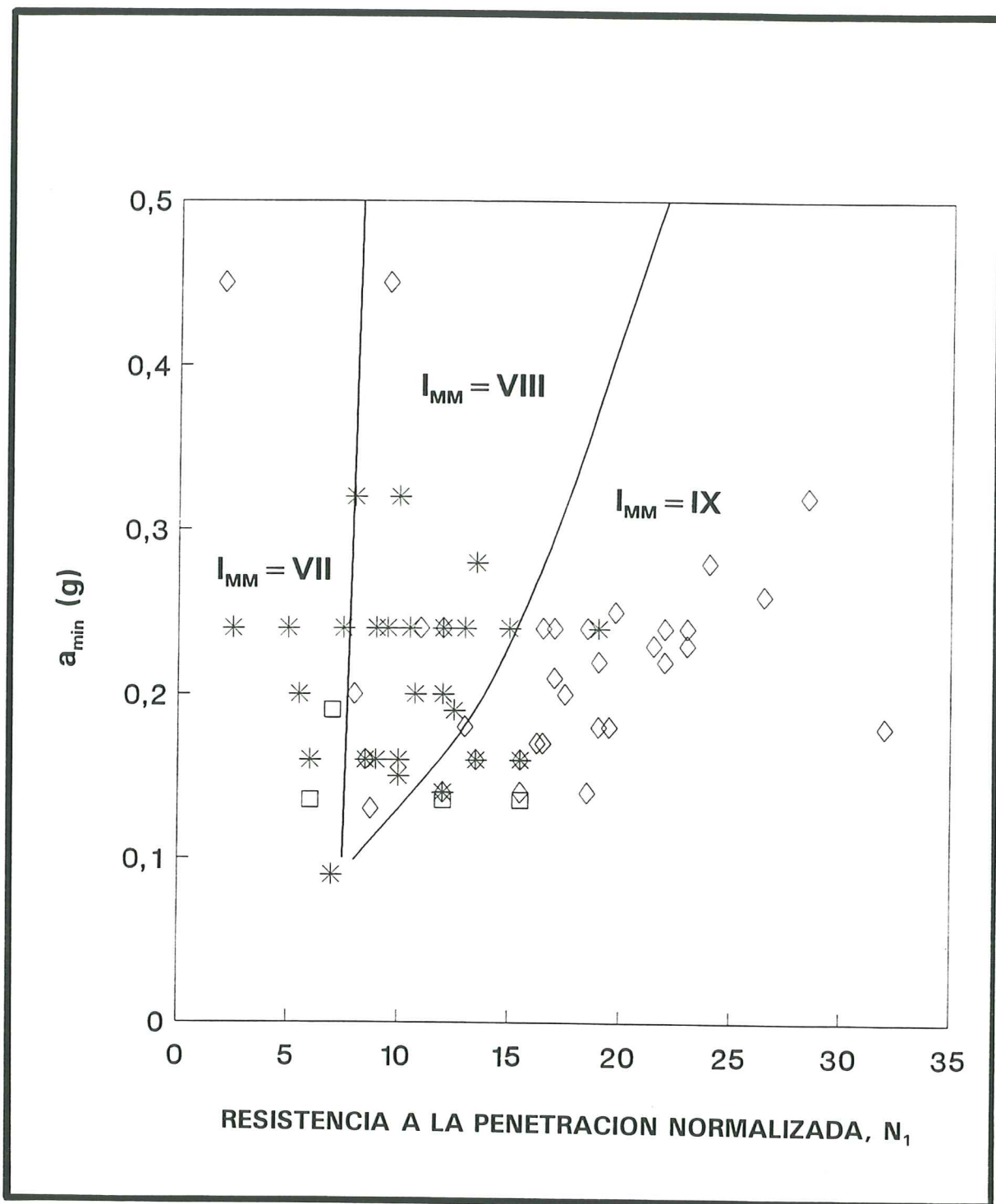


Figura 27 Gráfico para la evaluación del potencial de licuefacción para arenas y arenas limosas.

Los gráficos precedentes se interpretan de la siguiente forma: Un punto cualquiera, **figuras 26 y 27**, de coordenadas,

$$(N_1, \tau_h/\sigma'_0) \quad \text{o} \quad (N_1, a_{\min}),$$

representa el estado de una capa de suelo bajo el nivel freático cuyo S.P.T. normalizado, N_1 , es conocido. Un punto situado a la izquierda de la línea frontera definida por la intensidad VII representa a un suelo que no presenta resistencia a la licuefacción inducida por un terremoto cuya Intensidad Mercalli Modificada sea igual o superior a VII. Si el punto está entre las curvas VII Y VIII, pertenece a un suelo que no presenta resistencia a la licuefacción ante un terremoto cuya Intensidad sea igual o superior a VIII. De idéntica manera, un punto situado a la derecha de la línea IX, representa un suelo potencialmente licuable por un terremoto de intensidad igual o mayor de IX.

3.6 Resumen y conclusiones

Los trabajos de campo y las técnicas utilizadas en este estudio, han permitido desarrollar una sencilla metodología de regionalización sísmica, utilizable en estudios de riesgo sísmico cuando se tratan temas de licuefacción de suelos bajo carga sísmica.

El potencial de licuefacción de las diferentes capas de suelo, caracterizadas a partir de datos obtenidos en ensayos de penetración dinámica e información geotécnica suplementaria, se determinó utilizando el criterio de la Norma China Earthquake Resistant Design Code, (1974), junto con el gráfico de Seed e Idriss (1982) en el que se relacionan la razón cíclica de tensiones y la aceleración máxima del terreno. El valor más elevado de las aceleraciones que corresponda a la capa más profunda, se consideró equivalente a la aceleración mínima que produce la licuefacción, $a_{\min}$.

Las correlaciones entre los datos utilizados han permitido desarrollar dos gráficos que determinan el potencial de licuefacción de una capa de suelo sometida a una determinada excitación sísmica.

El método permite además en el caso de terremotos históricos con datos de licuefacción del suelo, obtener un área de localización epicentral con los métodos usuales de asignación del epicentro al centro geométrico de la isosista de máxima intensidad. Una vez conocida la situación del epicentro se puede determinar la profundidad del foco sísmico.

Esta metodología es susceptible de mejora con: a) el avance en la precisión e interpretación de los ensayos de penetración en relación con la licuefacción de suelos, b) el conocimiento más exacto de las leyes de atenuación de la aceleración con la distancia, c) la posibilidad de tener rodeada azimutalmente la zona epicentral por emplazamientos con licuefacción, d) el conocimiento más preciso de las relaciones intensidad aceleración en la zona de estudio, e) con un mayor número de datos geotécnicos de campo.

Bibliografía

- Bell J. y Hoffman R., 1978
Design Earthquake Motions Based on Geologic Evidence
Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp 231-271
Pasadena CA.
- Boore D.M., Joyner W. B., 1982.
The Empirical Prediction of Ground Motion.
Bull. of Seis. Soc. of Amer., vol. 72, n° 6, pp. S43-S60,
Diciembre.
- Campbell, K.W., 1981
Near-Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration,
Bull. Seis. Soc. Amer., 71:6, December,
pp. 2039-2070.
- Castro G. 1975
Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands.
Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 101,
No GT11. Proc. Paper 11701, pp 1135-1150, Nov.
- Chiaruttini C. y Siro L., 1981
The Correlation of Peak Ground Horizontal Acceleration with
Magnitude, Distance, and Seismic Intensity, for Friuli and
Ancona, Italy and the Alpine Belt.
Bull. Seis. Soc. Amer. Vol 71, No 6, pp 1993-2009. December.
- Earthquake Resistant Design Code for Industrial and Civil Building
TJ11-74, 1974.
State Capital Construction Commission, China Publishing House,
Pekin, China.
- Fukushima Y., Tanaka T., 1990
"A New Attenuation Relation for Peak Horizontal Acceleration of
Strong Earthquake Ground Motion in Japan".
Bull. Seis. Soc. Amer., Vol. 80, August, pp. 757-783.
- Instituto Geográfico Nacional, 1989
Servicio Nacional de Sismología
Banco de Datos Sísmicos, Septiembre.
- Instituto Geográfico Nacional, 1991
Peligrosidad Sísmica en España
- Kishida H., 1966
Damage to Reinforced Concrete Buildings in Niigata City with
Special Reference to Foundation Engineering
Soil and Foundations. Japanese Soc. of Soil Mechanics and
Foundation Engineering, 7:1.
- Koizumi Y., 1966
Changes in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata
Earthquake. Soil and Foundations. Japanese Soc. of Soil Mechanics
and Foundation Engineering, 6:2, Mar. pp 33-44

- Lao K.T., Cao Y. L., He G. N., 1990
 "An Energy Approach for Assessing Seismic Liquefaction Potential",
 Can. Geotech. J. 27, 320-329.
- López Arroyo, Martín Martín A.J., Mézcua Rodríguez, 1980
 El Terremoto de Andalucía. Influencia en sus Efectos de las
 Condiciones del Terreno y del Tipo de Construcción. Presidencia
 del Gobierno Instituto Geográfico Nacional, pp 1-94, Madrid
- Muñoz D., Udías A., 1980
 Estudio de los Parámetros y Serie de Réplicas del Terremoto de
 Andalucía del 25 de diciembre de 1884, y de la Sismicidad de la
 Región Granada-Málaga. Presidencia del Gobierno, Instituto
 Geográfico Nacional", pp 95-131. Madrid.
- Muñoz D., Udías A., 1991
 Three Large Historical Earthquakes in Southern Spain
 Seismicity, Seismotectonics and Seismic Risk of Ibero-Maghrebian
 Region
 Monografía n° 8, pp. 175-182
 Instituto Geográfico Nacional
- Murphy J. R. y O'Brien L. J., 1977.
 The Correlation of Peak Ground Acceleration Amplitude with
 Seismic Intensity and other Physical Parameters. Bull. of Tech.
 Seismological Society of America. Vol 67, No 3, pp 877-915, June.
- Oshaki Y., 1964
 Niigata Earthquakes, 1964 Building Damage and Condition. Soil and
 Foundations, Japanese Soc. of Soil Mechanics and Foundation
 Engineering, 6:2, Mar., pp 14-37
- Schulze W.E., Simmer K., 1967
 Cimentaciones, pp 364, Ed. Blume.
- Seed H. B. 1979
 Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground
 During Earthquakes. Journal of the Geotechnical Engineering
 Division, American Society of Civil Engineers, 105, pp 201-255.
- Seed H.B., y Idriss I.M., 1982
 Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes,
 Earthquake Engineering Research Institute, C.A., pp 134.
- Seed H.B., Tokimatsu, Harder y Chung, 1984
 The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance
 Evaluations.
 Rep No UCB/EERC/-84/15, pp 50, October.
- Sibol M.S., Bollinger G.A., Birch J.B., 1987
 Estimation of Magnitudes in Central and Eastern North America
 using, Intensity and Felt Area.
 Bull. Seis. Soc. Amer., Vol. 77, N°5, pp. 1635-1654, October.
- Tatsuoka F., Iwasaki T., Tokida K., Yasuda S., Hirose M., Imai T.,
 Kon-no M., 1980.
 Standard Penetration Tests and Soil Liquefaction Potential

Evaluation. Soil and Foundations, Japanese Soc. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 20:4, Dec.

Terzaghi K., B. Peck R., 1969.

Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, pp 681, Ed. El Ateneo

Tokimatsu K., Yoshimi Y., 1981

Field Correlation of Soil Liquefaction with SPT and Grain Size. Proc. Inter. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Apr-May.

Vannelli F., Benassi E., 1983

Penetrómetro Dinámico SUNDA DL030, pp 30.

Studio de Geologia e Meccanica dei Terreni, Bologna

Yegian M. y Withman R., 1978.

Risk Analysis for ground Failure by Liquefaction

J. Geot. Eng. div., ASCE, 104,GT7 pp. 921-938.

Zhou S. G., 1981

Influence of Fines on Evaluating Liquefaction of Sand by SPT. Proc. Inter. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquakes Engineering and Soil Dynamics, S. Louis Vol 2, May, pp 167-172

Anejos

Anejo 1 a

Relación densidad de la arena S.P.T. (*)

Densidad relativa	N	γ_{hum}	γ_{sat}	γ_{sume}
Muy suelta	<4			
Suelta	4-10	1.7	0.9	0.9
Compacta	10-30	1.8	2.0	1.0
Densa	30-50	1.9	2.1	1.1
Muy densa	>50			

(*) Terzaghi y Peck, 1969

Anejo 1 b

Densidad media de los suelos (**)

Tipo de suelo	γ_{hum}	γ_{sat}	γ_{sume}
Grava	1.7	2.0	1.0
Grava arenosa	1.9	2.1	1.1
Limo blando	1.9		0.9

(* *) Schultze y Simmer, 1967

Anejo 2

Correlaciones Intensidad Mercalli Modificada aceleración máxima

Intensidad IX	Aceleración máxima
Neuman (1954)	0.55g
Gutember y Richter (1956)	0.32g
Hersberger (1956)	0.93g
Medvedev-Sponheuer (1969)	0.20g
Coulter-Waldron-Devine (1973)	1.22g
Ambrasseys (1974)	1.23g
Norma Sismorresistente Española (1968)	0.31g
Trifunac y Brady (1975)	0.50g
Murphy y O'Brien (1977)	0.33g
Bolt (1981)	0.50g-0.55g
Chiaruttini y Siro (1981)	0.40g
Norma China (1984)	0.35g

Anejo 3

Terremotos instrumentales

Terremoto	Licuefacción	I	N ₁	a _{max}	τ/σ'
Guatemala (4/2/76)					
Amatlitlam B-1	Si	VII	6.0	0.135	0.19
Amatlitlam B-2	No/Si	VII	12.0	0.135	0.13
Amatlitlam B-2	No/Si	VII	15.5	0.135	0.18
Amatlitlam B-3,4	No	VII	18.5	0.135	0.15
Miyagiken-Oki (12/6/78)					
Ishinomaki 2	Si	V(*)	5.5	0.20	0.18
Ishinomaki 4	No	V(*)	17.5	0.20	0.20
Arahama	Si	V(*)	12.0	0.20	0.22
Yuriagekami	Si	V(*)	2.5	0.24	0.23
Yuriagekami	Si	V(*)	15.0	0.24	0.25
Yuriagekami	No	V(*)	23.0	0.24	0.21
Yuriage	Si	V(*)	5.0	0.24	0.21
Yuriage	Si	V(*)	19.0	0.24	0.23
Yuriage	Si	V(*)	12.0	0.24	0.29
Yuriage	No	V(*)	18.5	0.24	0.26
Nakamura	No	V(*)	28.5	0.32	0.33
Nakamura	Si	V(*)	8.0	0.32	0.35
Nakamura	Si	V(*)	10.0	0.32	0.30
Oiiri	Si	V(*)	9.5	0.24	0.18
Oiiri	Si	V(*)	9.0	0.24	0.22
Kitawabuchi	Si	V(*)	13.5	0.28	0.18
Kitawabuchi	No	V(*)	24.0	0.28	0.23
Shendaikou	No	V(*)	16.5	0.24	0.22
Shendaikou	No	V(*)	17.0	0.24	0.20
Shiomi	No	V(*)	11.0	0.24	0.21
Shiomi	Si	V(*)	7.5	0.24	0.19
Hyori	No	V(*)	22.0	0.24	0.22
Hyori	Si	V(*)	10.5	0.24	0.20
Nakajima	No	V(*)	12.0	0.24	0.20
Nakajima	Si	V(*)	13.0	0.24	0.22
Niigata (1964)					
Niigata	Si	VIII	9.0	0.16	0.18
Niigata	No/Si	VIII	13.5	0.16	0.18
Niigata	No	VIII	19.5	0.18	0.18
Niigata	Si	VIII	10.0	0.16	0.18
Niigata	No/Si	VIII	15.5	0.16	0.18
Niigata	No	VIII	19.0	0.18	0.18
Showa	Si	VIII	6.0	0.16	0.21
Showa	No	VIII	32.0	0.18	0.19
Road site	No	VIII	13.0	0.18	0.16
River site	Si	VIII	8.5	0.16	0.18
Long Beach (1933)					
Long Beach	No	VII-VIII	8.0	0.20	0.20
(1933)	No	VII-VIII	8.5	0.16	0.15
San Francisco (1957)					
San Francisco	Si	VI-VII	7.0	0.19	0.13
San Fernando (1971)					
San Fernando	Si	IX-X	9.5	0.45	0.34
(1971)	Si	IX-X	2.0	0.45	0.32
(*) Intensidad Japonesa, IJMS					

Capítulo IV

RESISTENCIA SISMICA DE LOS EDIFICIOS DE ALBAÑILERÍA

4.1 INTRODUCCION

Los daños causados por el terremoto fueron cuantiosos, se reedificaron cerca de un millar de viviendas y reparado unas catorce mil en más de cien núcleos de población (López Arroyo, Martín y Mezcua Rodríguez, 1980). La gran magnitud de los daños se debe, en buena parte, a la pobre calidad de los materiales utilizados tapial, mampostería y fábrica de ladrillo.

La Comisión Española describe los daños producidos en las iglesias y edificios principales, cita en particular el agrietamiento de la iglesia de Restábal: "Igualmente se agrietaron las iglesias de Restábal y Totábal".

Durante la época de redacción de este trabajo, el Cementerio de Restábal, anejo al edificio de la iglesia, fué demolido lo que permitió recoger ladrillos de la época del terremoto. Con estos ladrillos y mortero de cal se reprodujo la fábrica original, para obtener las características elásticas de la fábrica deducidos de ensayos de laboratorio. Estos datos junto con otros tomados de investigaciones precedentes, y la geometría del edificio permiten programar un modelo numérico de elementos finitos 3D solicitado por un terremoto específico. De la relación respuesta dinámica-input sísmico es posible deducir el valor de la aceleración pico que produce el daño y la dirección de llegada de las ondas sísmicas.

El objeto de la segunda parte de este trabajo es el análisis de la respuesta sísmica de la torre de la iglesia de Restábal solicitada por una serie de terremotos representados por el espectro de respuesta, la aceleración pico, y la dirección de las ondas S. Al relacionar las tensiones predichas por el modelo numérico (para distintos inputs sísmicos) con la resistencia del material, se deducirá:

1º) La dirección de llegada de las ondas S, lo que permite comprobar la situación de la zona epicentral.

2º) El valor mínimo de la aceleración pico que produce el daño.

4.2 METODOLOGIA

4.2.1 Comportamiento mecánico de la albañilería

La albañilería que puede ser solicitada por una carga de compresión relativamente alta, no es un material apropiado para resistir los esfuerzos cortantes o de tracción (Tomazevic, 1990). Es un material de construcción ejecutado según la experiencia del maestro de obras. Con la excepción de los edificios monumentales, que son diseñados tomando como base la experiencia y la teoría de estructuras (las grandes aberturas de los muros se diseñan cubriendo el espacio con arcos), la capacidad de carga de los muros se ha determinado por su espesor.

En general, es un material fuertemente heterogéneo compuesto por dos materiales muy diferentes por su naturaleza y propiedades mecánicas. La presencia de bloques y mortero determina direcciones de resistencia preferenciales; esta anisotropía resulta difícil de modelar cuando el tamaño o la forma de los bloques es irregular, situación muy frecuente en las construcciones tradicionales. Además la albañilería muestra un comportamiento no lineal, debido a la coacción que los bloques ejercen sobre juntas de mortero con deformaciones muy diferentes. Ambas circunstancias son la causa de la formación de microrroturas que aparecen en estado de baja tensión; al aumentar la carga la rotura se superpone al deslizamiento en la fase bloque-mortero, que depende de la adherencia entre ambos, a su vez condicionada por la forma y tipología constructiva (Manfredi, et al, 1992).

Teniendo en cuenta estas circunstancias el comportamiento mecánico de la albañilería, se puede hacer en niveles de progresiva dificultad:

- a) Material homogéneo e isótropo caracterizado por propiedades medias.
- b) Material homogéneo y ortótropo o anisótropo.
- c) Material en dos fases constituido por bloques y mortero.

Para material homogéneo y ortótropo o anisótropo la resistencia y deformabilidad, dependen de la dirección de la tensión principal en relación con el movimiento entre bloque y mortero. La introducción de dos fases obliga a tener en cuenta la resistencia y deformabilidad de los materiales y la dimensión real de los bloques y juntas de mortero. El uso de material homogéneo e isótropo permite utilizar modelos analíticos más sencillos, que son además, los de uso más frecuente.

4.2.1.2 Propiedades mecánicas de la albañilería

Admitiendo el modelo elástico tradicional, la capacidad de carga y la deformabilidad de los muros de mampostería viene dada en función de las características mecánicas siguientes:

- Resistencia a compresión f_c .
- Resistencia a tracción f_t .
- Módulo elástico E .
- Módulo de corte G .
- Ductilidad.

En la **figura 28 a** se muestran los resultados de los ensayos tensión-deformación efectuados en albañilería formada por bloques de hormigón y de ladrillo (Tomazevic y Zarnic, 1985). Del aspecto de las figuras se deduce que la relación tensión-deformación es distinta para cada material; por lo tanto, las relaciones obtenidas en Elasticidad, deben de ser consideradas como ecuaciones de regresión estadística, **figura 28 b**, siendo los datos experimentales los que determinarán los valores de los parámetros que las definen, **figura 28 c**, (Tomazevic, 1990).

En este contexto el análisis de la resistencia de los muros se efectúa simplificando el problema y estudiando su comportamiento según direcciones perpendiculares: en el plano del muro y fuera de él.

4.2.1.3 Resistencia de muros en su plano

Cuando la albañilería está solicitada por fuerzas en su plano, se producen tres tipos de colapso, **figura 28 c**.

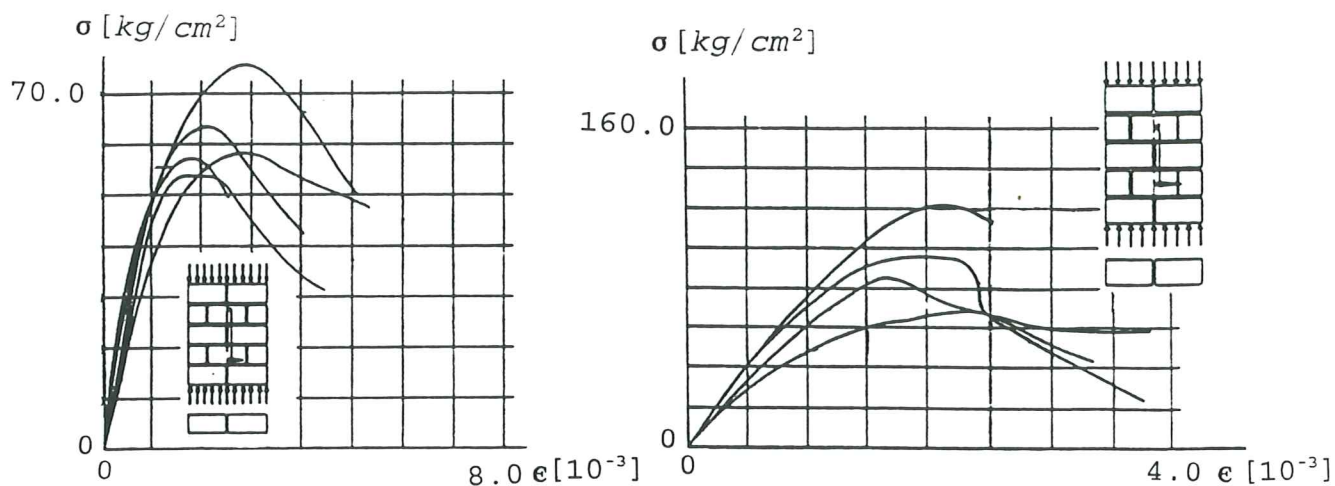
Colapso por deslizamiento y cortante, llamado colapso por fricción, caracterizando la tensión cortante en una junta de mortero horizontal.

Colapso por cortante, caracterizado por la rotura diagonal en el muro. Se produce cuando la tensión principal de tracción supera la resistencia de la mampostería.

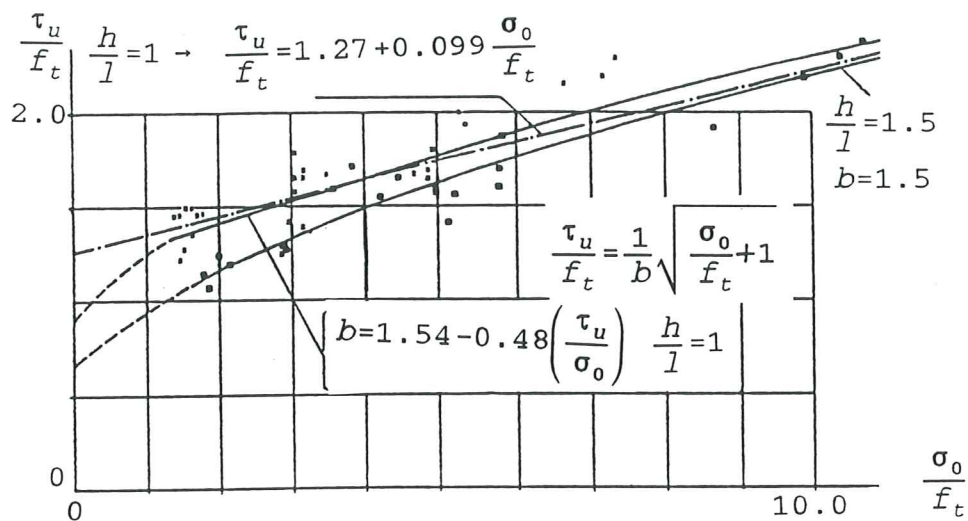
Colapso por flexión, caracterizado por la rotura de las unidades de albañilería en la zona comprimida.

En general los ensayos efectuados en muros de albañilería que fueron solicitados por una combinación de cargas horizontal y vertical muestran rotura por cortante.

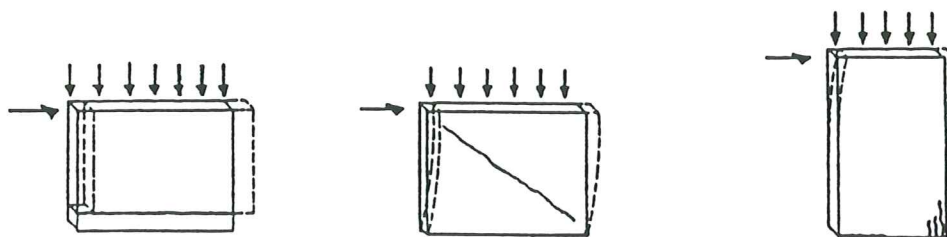
Para material elástico, homogéneo e isótropo, las tensiones principales vienen representadas por las siguientes expresiones (Turnsek y Cacovic, 1970):



a) Tensión deformación de la albañilería a compresión (Tomazevic & Zarnic, 1986)



b) Relación resultados teórico-experimentales de ensayos a cortante en muros de albañilería no reforzada (Turnsek y Sheppard, 1980)



c) Mecanismos de colapso de un muro (Tomazevic, 1990)

Figura 28. Ensayos de carga en el plano. Albañilería de ladrillo y bloques de hormigón.

$$\sigma_t = -0.5\sigma_0 + \sqrt{(0.5\sigma_0)^2 + (b\tau)^2}$$

$$\sigma_c = 0.5\sigma_0 + \sqrt{(0.5\sigma_0)^2 + (b\tau)^2}$$

En donde,

σ_c = tensión de compresión media en la sección horizontal

τ = tensión de cortante media en la sección horizontal

σ_t, σ_c = tensiones principales de tracción y compresión

b = (razón tensión de corte máxima) / (tensión de corte media)

$b = 1.5$ (altura ancho del muro > 1.5)

$b = 1.1$ (altura ancho del muro = 1.0)

Se define resistencia a tracción de la albañilería a la máxima tensión principal de tracción, en el momento de alcanzar la resistencia del muro:

$$f_t$$

Sustituyendo el valor de la resistencia a tracción en la primera expresión, se obtiene la tensión de corte media en la sección horizontal crítica cuando se produce el colapso por cortante (Turnsek y Cacovic, 1970, Turnsek y Sheppard 1980):

$$\tau_u = \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (8)$$

El cociente, f_t/b , es la resistencia al cortante media para una tensión de compresión media nula en la sección horizontal crítica.

$$\tau_k = \frac{f_t}{b}$$

En la **figura 28 b** se utilizó la expresión (8) como curva de regresión de los resultados de los ensayos efectuados en muros de albañilería en el ZRMK de Ljubljana. Las variables utilizadas son

las tensiones, la geometría del muro, y las magnitudes que determinan su resistencia.

4.2.1.4 Resistencia de los muros fuera del plano

La resistencia de los muros fuera de su plano, ha sido analizada entre otros por Yokel et al. (1971). Los resultados obtenidos confirmaron que las hipótesis clásicas de Resistencia de Materiales son suficientemente aproximadas para explicar su comportamiento mecánico.

En la **figura 29** se representan las curvas tensión-deformación para diversos especímenes de albañilería de ladrillo y bloques de hormigón, y la distribución de tensiones en la sección de muro bajo carga axial excéntrica.

Se puede observar que a medida que la excentricidad de la carga aumenta la sección desarrolla su resistencia a tracción en una cara del muro y a compresión en la otra. En el estado de rotura la distribución de tensiones toma la forma de la **figura 29 c**. Finalmente la **figura 29 e** muestra la distribución de tensiones cuando la rotura se produce por flexión pura; en este caso, la capacidad de resistencia depende enteramente de la resistencia a tracción de la albañilería.

Benedetti y Benzoni (1984) llegan a similares conclusiones. Dolce (1989) admite un modelo simplificado bajo la hipótesis elástica y sección enteramente reaccionante.

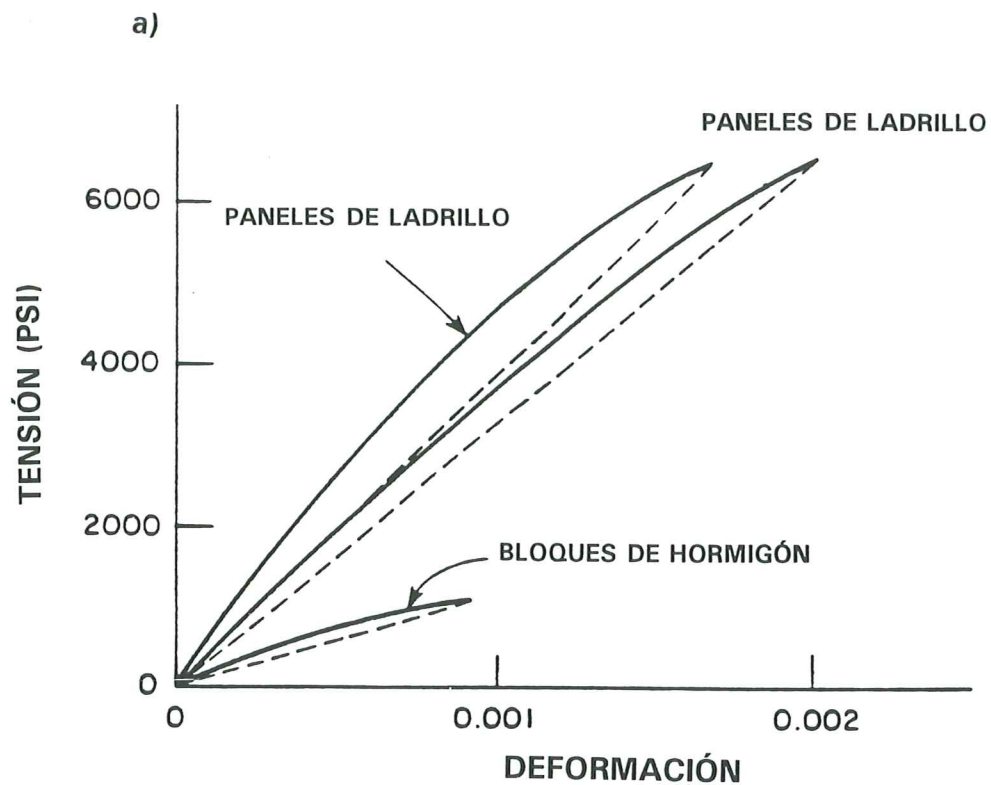
El Eurocódigo 6 (1989) admite el comportamiento elástico y establece además diversas relaciones entre la resistencia a tracción y cortante con el % de agua absorbida por los ladrillos, coincidiendo con el tratamiento que propone Edgell (1990), **figura 30**.

4.2.2 Modelo analítico de respuesta sísmica

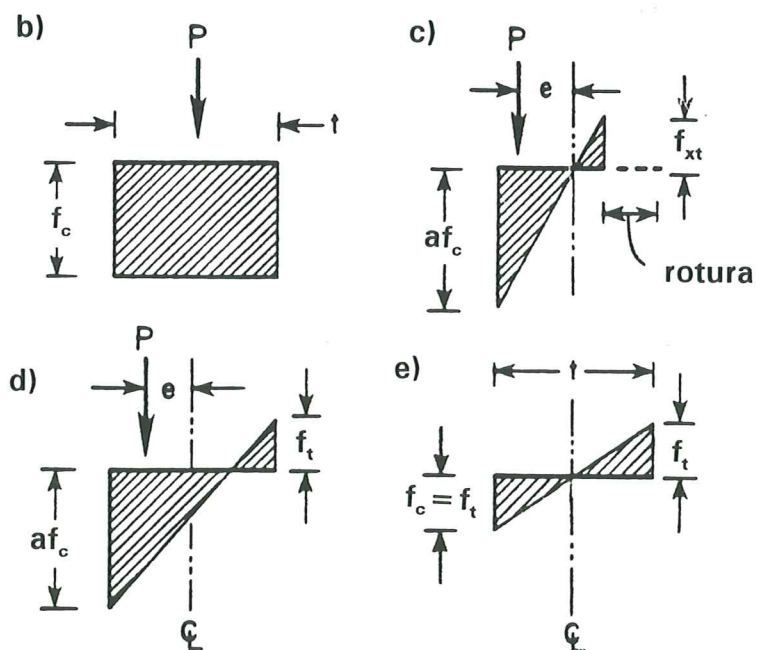
Diversas investigaciones efectuadas con muros de albañilería han permitido comprobar el comportamiento elástico muy frágil de la albañilería bajo tensión biaxial de tracción o de tracción compresión; solicitaciones que coinciden en general con el estado tensional desarrollado en los muros bajo carga sísmica (Dhanasekar, Peter, y Page, 1985; Benedetti y Benzoni, 1984).

Teniendo en cuenta los condicionantes que vienen impuestos por el comportamiento mecánico de este material, el modelo más usual para el análisis dinámico de las estructuras de albañilería es el elástico (Chiostri, Foraboschi y Vignolo, 1992; Karantoni y Fardis, 1992).

De acuerdo con estas hipótesis en el presente trabajo se ha adoptado el modelo elástico tradicional de elementos finitos que



Curvas tensión deformación



Distribución de tensiones en agotamiento.

Figura 29. Ensayos de carga fuera del plano. Albañilería de ladrillo y bloques de hormigón (Yokel y Dikers, 1971)

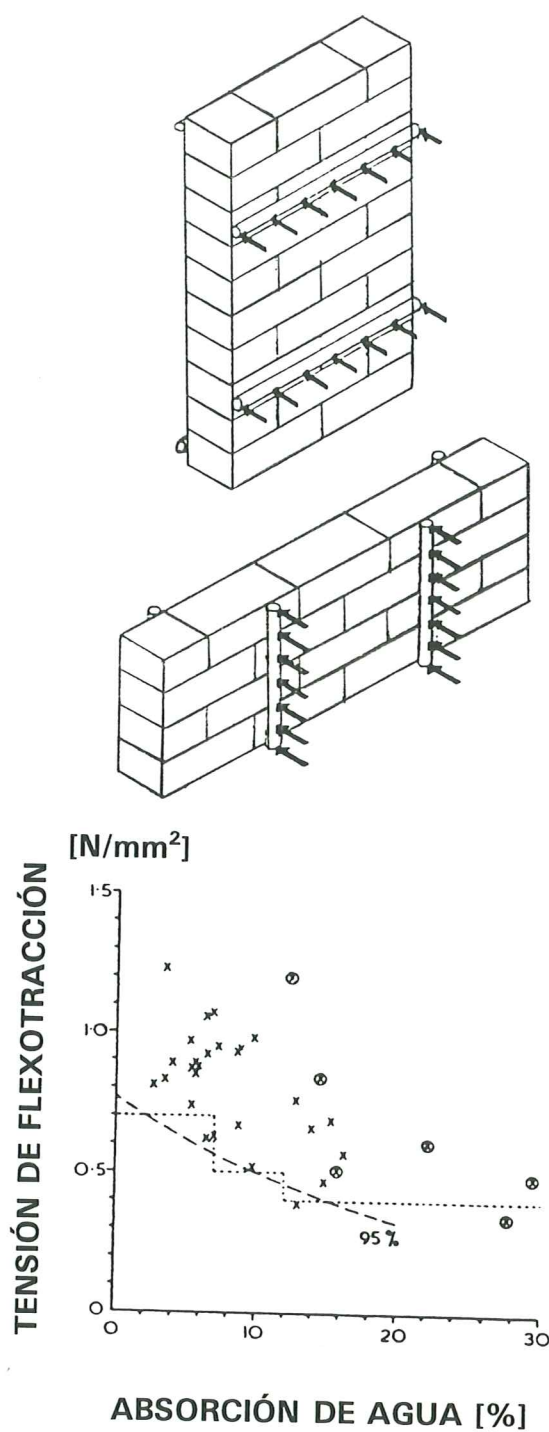


Figura 30. Tensión de flexotracción vs. absorción de agua (Edegell G. J., 1990)

utiliza el programa de análisis estructural SAP80 (Wilson, 1984). Los elementos finitos adoptados son del tipo lámina con comportamiento de membrana y placa, y el input sísmico el espectro de respuesta.

4.2.3 Procedimiento seguido

4.2.3.1 Características elásticas de los materiales

Las características mecánicas de los materiales se obtuvieron de los resultados de los ensayos efectuados sobre paneles fabricados con los materiales que componen la estructura del edificio, siguiendo las recomendaciones del Eurocódigo 6 (1989). El resto de los datos necesarios se tomaron de investigaciones sobre materiales similares.

La fabricación de los paneles de ladrillo (posteriormente ensayados en laboratorio) requiere conocer el tipo de mortero. Para ello ejecutaron ensayos de difracción de rayos X, químicos, y granulométricos. Cuando el árido y el aglomerante son calizos, los ensayos químicos no permiten diferenciar la cal que corresponde al aglomerante de la cal correspondiente al árido. Es obligado separar el aglomerante de la arena caliza en una fase anterior al ataque químico. Para este fin se utilizó el procedimiento siguiente:

1° Se extrae de los muros del edificio una muestra representativa de mortero de cal, que es machacada cuidadosamente con mazo de goma separando así la cal adherida al árido sin romperlo.

2° Una vez ejecutado el paso 1° la muestra se tamiza separando los distintos tamaños que la forman.

3° Si la porción de muestra retenida en cada tamiz todavía contiene cal adherida al árido, debe machacarse de nuevo hasta que toda la cal o un porcentaje muy elevado de la misma se haya separado de la arena.

5° Una vez que se ha separado la cal del árido, se lava toda la muestra con agua recogiendo en un papel de filtro el pase por el tamiz 0.08, quedando el árido retenido en este tamiz; el pase está formado por cal, polvo de árido, arcilla etc. que se recoge en un papel de filtro.

6° El residuo insoluble representa la proporción de sílice de la muestra original.

7° La diferencia entre el % retenido en el papel de filtro y % material insoluble es cal aglomerante y polvo de árido.

8° En general la cantidad de cal es muy superior a la de polvo del árido, por lo que la diferencia deducida en el punto 7° es una estimación adecuada del % de cal contenida en el mortero.

Conocido el tipo de mortero a utilizar, los ladrillos se recogen del edificio a estudiar o de otras obras próximas que sean de la misma época. La arena será la utilizada tradicionalmente; en general se recogerá de algún río o mina próximos a la obra.

Con estos materiales el albañil fabricará los paneles de ladrillo de acuerdo con la tradición de su oficio que serán

sometidos a ensayos de compresión para determinar la carga de rotura y el módulo elástico.

4.2.3.2 Análisis dinámico

Determinadas las características mecánicas de los materiales, el análisis dinámico de una construcción de albañilería, necesario para determinar su resistencia sísmica, requiere conocer ejecutar el proceso siguiente:

1° Es necesario elegir el input sísmico adecuado a las características del suelo y de la estructura. En este trabajo se adoptó el espectro de respuesta caracterizado por la dirección de las ondas sísmicas, el factor de escala, el amortiguamiento de la estructura, y el tipo de suelo.

2° Elegido el input sísmico se ejecuta el modelo numérico, en este caso el programa de computador SAP80, cuyos resultados representan el comportamiento del edificio frente a la carga sísmica.

3° De la respuesta se deduce la relación entre el daño observado y el predicho por el programa para cada input sísmico.

4° El proceso termina cuando el daño causado por el terremoto en el edificio coincide con el daño predicho por el programa. En este caso se obtienen dos resultados: a) el valor de la aceleración pico que produce el daño y b) la dirección de llegada del terremoto.

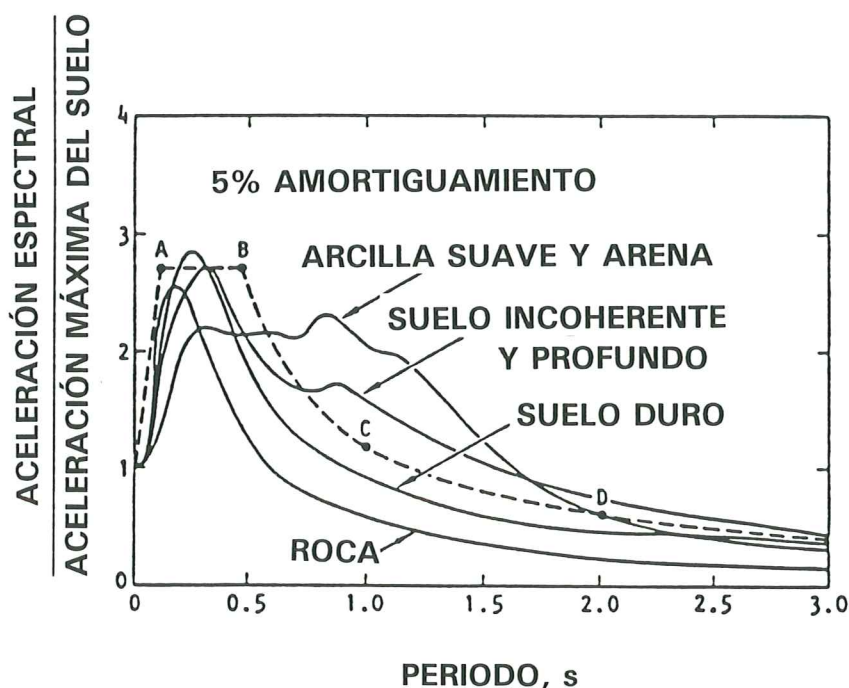


Figura 31. Espectro de respuesta (Seed e Idris, 1982)

4.4.3.3 Input sísmico

Dado que el edificio está cimentado sobre roca se elige el espectro de respuesta elástica de suelo rocoso, **figura 31** (Seed e Idriss, 1982). Se adoptó un valor conservador para el amortiguamiento del 5 %, de acuerdo con los valores propuestos para materiales similares que se resumen en el **cuadro 11**.

Cuadro 11

Mampostería y fábrica de ladrillo
Factor de amortiguamiento elástico

Referencia	Mamposteria de piedra	Fabrica de ladrillo
Benedetti y Benzoni (1984) Jacobsen (1959)	7.0 5.0-10.0	
Ghobarath y Baumber (1992) Colunga y Abrams (1992) Blondet et al. (1989) Jacobsen (1959)		5.0 5.0 5.0 5.0-10.0

4.4.3.4 Respuesta sísmica

La respuesta en tensiones se obtiene ejecutando el programa de computador para los distintos inputs elegidos.

Si la situación del foco es desconocida, se puede tantear la dirección de llegada de las ondas al punto en el que se sitúa la estructura, uniéndolo con cualquier otro, contenido en el área encerrada por la isosista de máxima intensidad. De esta forma se tienen en cuenta todas las posibles direcciones de llegada de las ondas sísmicas, bien entendido que las ondas S, que son las responsables de los daños, son perpendiculares a las direcciones así marcadas.

4.4.3.5 Relación daño observado-daño predicho

La albañilería presenta basicamente dos clases de rotura, rotura por flexión y por cortante.

La fisuración por flexión comienza cuando la tensión en la fibra más traccionada alcanza la resistencia a tracción del material, f_t , y el colapso por cortante se produce cuando la tensión de corte media en la sección horizontal es superior al valor de la tensión de corte crítica:

$$\tau_u$$

La relación entre el daño producido por el terremoto y el predicho por el modelo numérico se deduce al comparar las tensiones de flexión y cortante (obtenidas ejecutando el programa de computador) con los valores de la resistencia a tracción y cortante de material (Colunga y Abrams, 1992; Blondet, Meyes, Kelly, Villablanca y Klinger, 1989). Para ello es necesario calcular la "tensión de flexión neta", cuyo valor es la diferencia entre la tensión de flexotracción y la compresión causada por la gravedad (Colunga y Abrams, 1992). El estado de fisuración de un elemento, cuando la rotura procede de la flexión, se determina comparando el valor de la "tensión de flexión neta" con la resistencia a tracción de la fábrica f_t . Igualmente, el valor de la tensión de corte medio comparado con la tensión de cortante última, permite determinar el estado de fisuración de un elemento cuando la rotura procede del esfuerzo cortante.

Por otro lado las tensiones obtenidas para un espectro de respuesta son proporcionales al valor de la aceleración pico (Blondet et al., 1989); por lo tanto, fijada una dirección de llegada de las ondas sísmicas al edificio, la respuesta elástica es proporcional al valor de la aceleración pico y que el valor de la relación,

$$r = \frac{\text{Tensión de fisuración del material}}{\text{Tensión predicha por el modelo}},$$

debe de coincidir con el cociente

$$\frac{\text{Aceleración de fisuración}}{\text{Aceleración del input sísmico}}$$

Por consiguiente si multiplicamos el valor de r por la aceleración pico se deduce la aceleración que produce la fisuración del elemento de muro estudiado:

$$\text{Aceleración de fisuración} = r \times \text{Aceleración en el modelo}$$

El proceso termina cuando la tensión obtenida para el elemento de muro coincide con la tensión de fisuración del material; la aceleración así obtenida es la aceleración que induce la fisuración del elemento.

Efectuando este proceso para todos los elementos del edificio se puede determinar el valor mínimo de la aceleración que provoca la fisuración, este valor es un límite inferior de la aceleración pico; o dicho de otro modo, la aceleración pico del terremoto es al menos igual a este valor. La dirección del input sísmico correspondiente es, a su vez, una estimación de la dirección de llegada de las ondas sísmicas.

Capitulo V

RESISTENCIA SISMICA DE LA TORRE DE LA IGLESIA DE RESTABAL. OBSERVACIONES Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1 Características de los materiales

Los materiales utilizados en la construcción de los muros de carga son los siguientes:

Aparejo de ladrillo de mortero de cal.
Mampostería de mortero de cal

Los ladrillos que fueron utilizados para construir los paneles ensayados en laboratorio se recogieron del cementerio anejo al edificio de la iglesia. La composición del mortero se preparó de acuerdo con el análisis del mortero extraído de los muros de edificio, siguiendo para ello el proceso del apartado 4.2.3.1.

5.1.1 Características de los ladrillos

Las características de los ladrillos de arcilla que interesan en este trabajo son las siguientes:

Dimensiones y color.
Agua absorbida en 24 horas.
Resistencia a tracción.
Resistencia a compresión.

El color del ladrillo varía desde el rosa al ocre pálido, y sus dimensiones entre los valores:

Longitud	29.0 cm.
Ancho	12.0 - 12.5 cm.
Grueso	3.5 - 4.5 cm.

Se prepararon varias probetas de 12.0 cm x 4.0 cm x 4.0 cm (similares a las recomendadas por el Eurocódigo 6), cortandolas de tres ladrillos representativos del conjunto. Las probetas así obtenidas fueron ensayadas a flexotracción. Terminado el ensayo, se determinó el % de agua absorbida en 24 horas, por uno de los dos trozos que resultan del ensayo. Hecho esto, el trozo restante se ensayó a compresión simple. Los resultados más relevantes de estos ensayos se muestran en el **Cuadro 12** y se resumen en el **Cuadro 13**.

Cuadro 12

**Tensión de rotura (kg/cm²)
vs. % absorción de agua en 24 horas**

Probeta	Tensión de rotura a flexotracción	Tensión de rotura a compresión	Agua absorvida en 24 h
V-25	-	112.0	6.3
V-26	58.0	118.0	4.7
V-27	62.0	143.0	5.3
V-28	76.0	143.0	9.6
V-29	-	175.0	13.7
V-30	83.0	-	22.0
VI-31	46.0	106.0	5.6
VI-32	-	150.0	8.2
VI-33	61.0	144.0	8.8
VI-34	45.0	144.0	8.5
VI-35	63.0	181.0	14.1
VI-36	48.0	69.0	20.9
VII-37	-	-	-
VII-38	-	-	-
VII-39	112.0	250.0	19.2
VII-40	113.0	275.0	16.4
VII-41	-	237.0	21.0

Cuadro 13

**Tensión de rotura media (kg/cm²)
vs. absorción de agua**

Grupo de probetas	Tensión media a flexotracción	Tensión media a compresión	Agua absorvida en 24 h
V y VI	62.0	126.0	10.6
VII	112.0	262.0	17.8

V =ladrillos color rosa

VI =ladrillos color rosa

VII=ladrillos color ocre claro

5.1.2 Características del mortero

Estudios efectuados en la Escuela de Arquitectos Técnicos de la Universidad de Granada, muestran que el material aglomerante utilizado en algunas construcciones árabes contiene cal en ocasiones mezclada con yeso. Esto obligó a realizar ensayos de difracción de rayos X con el mortero del edificio de la iglesia de Restábal para determinar el contenido de yeso. El resultado de los ensayos fué claro: no existe yeso en el mortero ensayado siendo las proporciones de cada componente mineralógico aproximadamente las siguientes:

Dolomita	42 %
Calcita	38 %
SiO ₂	15 %
Arcilla	5 %

Confirmada la ausencia de yeso en el mortero se hace necesario determinar el % de cal que contiene. Para ello se efectuó el proceso indicado en el apartado 4.2.3.1 dterminando el pase por el tamiz 0.08 y el residuo insoluble; la diferencia antre ambos valores es igual a % de cal aglomerante:

$$19.65-8.6=11.05$$

Porcentaje que corresponde con una dosificación en volumen cal-arena 1:3, uual en toda la construcción tradicional de la zona.

Los resultados de los ensayos granulométricos se muestran en la **figura 32**, junto con la curva granulométrica de la arena de rio que se utilizó en la confección del mortero. La curva granulométrica 1, corresponde a la muestra de la arena actual y la curva 2 pertenece al mortero recogido en el muro del cementerio una vez descontada la cal aglomerante.

5.1.3 Fabricación y curado de los paneles de ladrillo

Se fabricaron tres paneles de albañilería, **fotografía 3 b)**, con ladrillos del tipo V y VI, **cuadros 12 y 13**, y mortero de cal y arena 1:3. El espesor de la junta de mortero fue en todos los casos 2.5 cm. En el **cuadro 14** se resumen las características geométricas de estos paneles.

Con el fin de evitar deformaciones y roturas de los paneles durante su manejo, se construyeron sobre una plancha de acero horizontal de 1 cm. de espesor previamente imprimada con gas oil.

Una vez fabricados se curaron junto con diez probetas del mismo mortero, siguiendo las recomendaciones del Eurocódigo 6, a una temperatura de 25 ° C y con una humedad del 50%.

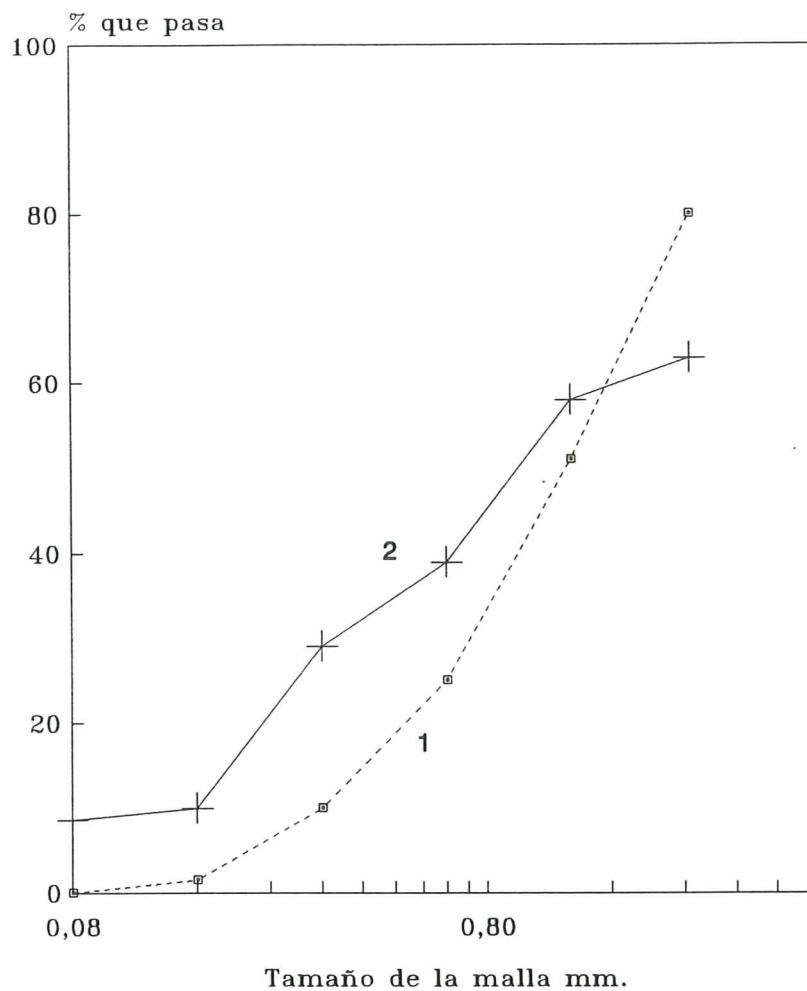


Figura 32. Granulometría arena de rio de Restábal

Cuadro 14

**Dimensiones (cm)
de los paneles de ladrillo**

N° de hiladas	5.0
Espesor del ladrillo	3.5-4.5
Espesor de las juntas	2.0-3.0
Longitud	56.2
Ancho	12.2
Area	683.0

5.2 Características mecánicas de los materiales

En este apartado se justifican las características mecánicas y resistentes de los materiales, de acuerdo con los ensayos efectuados y la información disponible sobre materiales similares

5.2.1 Ensayos de laboratorio

Pasados veintiocho días se refrentó la cara superior de los paneles con azufre fundido vertido en un pequeño encofrado de aluminio, para asegurar la horizontalidad y paralelismo de las caras horizontales del panel. Hecho esto, se colocaron en la prensa protegiendo las caras superior e inferior con una chapa de acero de 15 mm. de espesor con el fin de asegurar la transmisión uniforme de la carga en los ensayos. Las deformaciones se midieron en la zona central de cada panel con precisión de milésimas de milímetro. Las cargas aplicadas se leyeron en la prensa.

La duración del primer ensayo fue de 16 minutos y de 14 el segundo, observándose en ambos casos una rotura frágil. Los resultados de los dos ensayos (el panel del tercer ensayo, se rompió sin apenas carga) se muestran en la **figura 33**.

El valor medio del módulo de elasticidad secante a 1/3 de la carga de rotura, $E_{1/3}$, (Turnsek y Sheppard, 1980; Calvi y Magenes, 1991), es el siguiente:

$$E_{1/3}=41.000 \text{ kg/cm}^2$$

El Eurocódigo 6 recomienda un módulo de elasticidad igual a mil veces la carga de rotura a compresión, f_c :

$$E=1000f_c$$

En la misma fecha se ensayaron a compresión y flexotracción las probetas de mortero. Los valores medios de los ensayos se resumen en el **cuadro 15**, así como el valor del módulo de elasticidad adoptado para la fábrica de ladrillo de acuerdo con el Eurocódigo 6.

Cuadro 15

Fábrica de ladrillo, y mortero 1:3
Módulo de elasticidad, y resistencia a compresión

Característica	Valor medio kg/cm ²
Resistencia a compresión de la fábrica f_c	37.1
Módulo de elasticidad $E=1000f_c$	37100.0
Resistencia a compresión del mortero	10.5
Resistencia a tracción del mortero	5.5

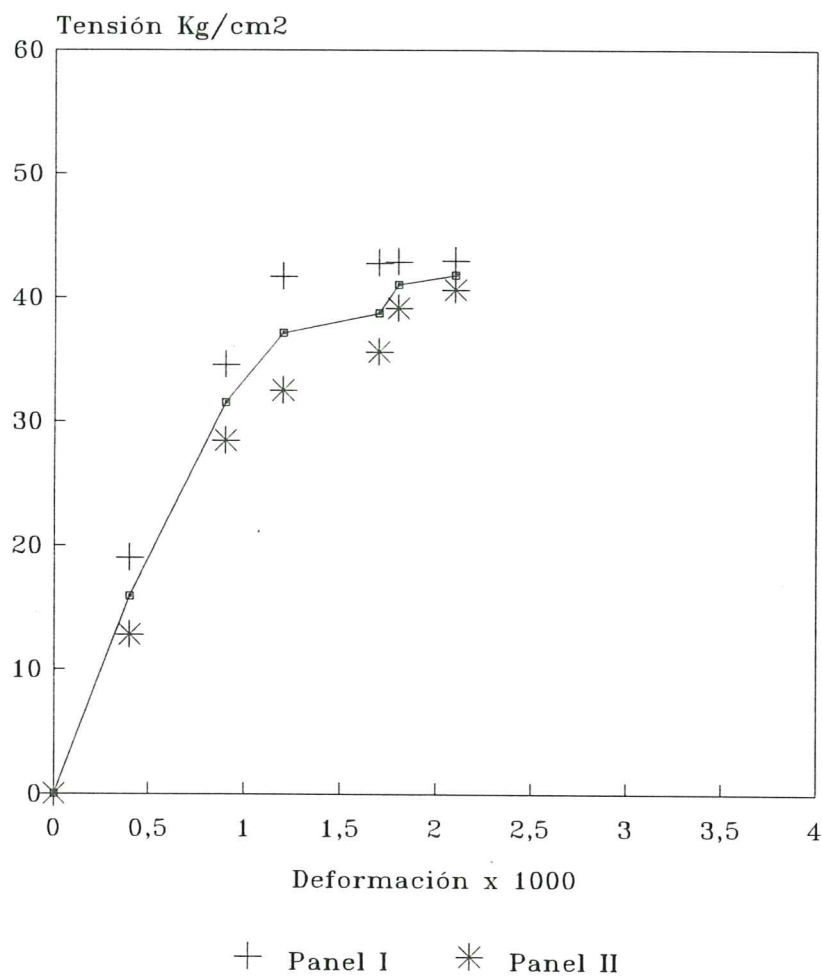


Figura 33. Ensayos de rotura a compresión. Paneles de ladrillo macizo y mortero de cal. Restabal.

3)



4)



Fotografía 3. Torre de la iglesia de Restábal.

Fotografía 4. Paneles de ladrillo de Restábal.

5.2.2 Características mecánicas de la fábrica de ladrillo

Módulo de elasticidad

De acuerdo con el Eurocódigo 6 el módulo de elasticidad de la fábrica ladrillo puede obtenerse de la expresión:

$$E=1000f_c$$

En donde f_c es la resistencia a compresión de la fábrica de ladrillo.

En este caso el valor medio del módulo de elasticidad resultó ser de 37100 kg/cm². En los cálculos posteriores se adoptó el valor redondeado:

$$E=37000 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de Poisson

Los datos del coeficiente de Poisson de materiales similares se resumen en el **cuadro 16**.

Cuadro 16

Coefficiente de Poisson para fábricas de ladrillo

Referencia	ν
Page (1978)	0.167
Atkinson et al. (1989)	0.16-0.22
Bernardini et al. (1978)	0.20-0.40
Blondet et al. (1989)	0.30
Sheppard (1985)	0.25
Yew Chaye Loo y Yan Yang (1991)	0.16

Se adoptó para el coeficiente de Poisson el valor medio

$$\nu=0.20$$

Densidad

El valor medio de la densidad medida en los paneles de ladrillo fué de

$$\gamma = 1.6 \text{ kg/cm}^3$$

Resistencia a tracción

La resistencia a tracción se estimó de las tres correlaciones que se citan más adelante, en función de los valores siguientes (obtenidos en ensayos de laboratorio):

Resistencia a compresión ladrillo	126.00 kg/cm ²
Absorción de agua en 24 horas	10.6 %
Resistencia a compresión del mortero	10.5 kg/cm ²

1ª) Drazen Anicic

Anicic (1984), para aquellos morteros cuya resistencia a compresión está comprendida entre 20 y 240 kg/cm², obtiene la resistencia a tracción, f_t , para muros de ladrillo macizo del **cuadro 17**, en función de la tensión vertical de compresión:

Cuadro 17

**Resistencia a tracción
fábrica de ladrillo**

$\sigma_0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$f_t \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
3.71	1.75
7.61	2.53

2ª) Eurocódigo 6

El Eurocódigo 6 permite estimar el valor de la resistencia característica a flexión en función de la absorción de agua. Para valores de la absorción entre el 7 y el 12 %, y morteros de las clases M10 y M5, la resistencia a flexotracción recomendada por esta norma es:

$$f_{xk} = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

3ª) Edgell

La **figura 30** es el resultado de las investigaciones de Edgell (1990). De ella se obtiene para una absorción de agua del 11 % un valor de la resistencia a flexotracción de

$$f_{xk}=4.0 \text{ kg/cm}^2$$

Como resumen de las tres correlaciones anteriores se adoptó un valor conservador de la resistencia a tracción de la fábrica de ladrillo de 2.5 kg/cm^2 :

$$f_t=2.5 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a compresión

La resistencia a compresión se deduce de los ensayos de compresión efectuados:

$$f_c=37.1 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia al cortante

Para determinar la resistencia a cortante se consideraron las tres correlaciones siguientes:

1ª) Eurocódigo 6

Para un mortero del tipo M10 este documento recomienda se adopte para la resistencia al cortante sin carga vertical el valor:

$$f_{vk0}=3.0 \text{ kg/cm}^2$$

Teniendo en cuenta que la resistencia al cortante depende de la carga vertical, el Eurocódigo recomienda se tome f_{vk} de la expresión

$$f_{vk}=f_{vk0}+0.4\sigma_0 \quad (9)$$

Ecuación que permite obtener la resistencia al cortante en función de la carga vertical. En el **cuadro 18** se han deducido los valores extremos de f_{vk} en función de la tensión vertical:

Cuadro 18

**Resistencia a cortante
fábrica de ladrillo**

σ_0 (kg/cm ²)	f_{vk} (kg/cm ²)
0.0	3.0
3.0	4.2

2ª) Mauro Dolce

Mauro Dolce (1989) para una resistencia a compresión del ladrillo menor o igual a 150 kg/cm² y cualquier clase de mortero recomienda se tome el valor

$$f_{vko} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo este valor en la ecuación (9) se obtienen los valores de la tensión de cortante del **cuadro 19**

Cuadro 19

**Resistencia a cortante
fábrica de ladrillo**

σ_0 (kg/cm ²)	f_{vk} (kg/cm ²)
0.0	2.0
3.0	3.2

3ª) Maximiliano Astroza

El profesor Maximiliano Astroza una vez analizadas las características de los ladrillos y mortero y los antecedentes de sus propias investigaciones en la Universidad Católica de Chile, tuvo la amabilidad de comunicar lo siguiente: "... creo que el mortero que ustedes han ensayado tendrá un efecto sobre la adhesión. Así la resistencia ante acciones sísmicas se podría estimar conservadoramente del orden de 2.5 kg/cm² (tensión

tangencial media en la sección transversal del muro). Este valor necesariamente se debe modificar, incrementándolo, por efecto de las tensiones normales que produzcan las cargas verticales."

Así pues tomando el valor recomendado por Astroza, 2.50 kg/cm² se obtienen los valores del **cuadro 20**.

Cuadro 20

**Resistencia a cortante
fábrica de ladrillo**

σ_0 (kg/cm ²)	f_{vk} (kg/cm ²)
0.0	2.5
3.0	3.7

Como resumen de las tres correlaciones se adoptó para la tensión tangencial media, f_{vk} , los valores deducidos de las recomendaciones de Astroza, que figuran en el **cuadro 20**.

5.2.3 Características mecánicas de la mampostería

La mampostería de relleno de los muros de la iglesia de Restábal, está fabricada con trozos de roca o gravas gruesas (entre 10 y 20 cm de diámetro máximo) aglomerados con mortero de cal y arena 1:3.

Módulo de Elasticidad

En el **cuadro 21** se resumen los valores de las magnitudes mecánicas más importantes obtenidas en investigaciones efectuadas sobre materiales similares:

(1) Material típico de una casa rural en Friuli (Italia). Los mampuestos tienen formas irregulares y están colocados toscamente con dos caras paralelas. El mortero es de cal y arena en la relación, 1:3, y de baja resistencia a compresión, 5 kg/cm². Se ensayó un modelo del edificio a escala 1:2 (Benedetti et al., 1984).

(2) Los mampuestos son de formas irregulares colocados toscamente con dos caras paralelas. La resistencia a compresión del mortero es baja, 8 kg/cm². Se hizo un ensayo sobre un modelo del edificio a escala 1:2 (Benedetti et al., 1984).

(3) Mampostería típica de la construcción de edificios en Florencia. Los datos corresponden a los resultados de los ensayos

efectuados con flat-jack en los muros del edificio (Chiostrini et al., 1992).

(4) Mampostería de piedra-ladrillo-mortero correspondiente a edificios de los siglos XVII y XVIII en Yugoslavia. La proporción piedra-ladrillo es aproximadamente 4:1. La mayoría de los bloques de arenisca tienen un tamaño máximo de 30 cm. El ladrillo fabricado a mano tiene una resistencia a compresión de 150 kg/cm². El mortero es una mezcla de cal, arcilla, arena y grava. Debido a la carbonatación durante muchos años, el mortero ha adquirido una resistencia muy elevada, en el rango 25-40 kg/cm². Se hicieron ensayos in situ y en laboratorio (Shepard, 1985).

(5) Mampostería de piedra local (arenisca, caliza, y conglomerado) y mortero de cal con una pequeña cantidad de cemento para acelerar la resistencia. Se hizo un ensayo sobre un modelo del edificio a escala 1:4 (Tomazevic, 1992).

Cuadro 21

Características mecánicas de la mampostería

Referencia	E	γ	f_t	f_{vk}	f_c	f_m
Benedetti et al (1)	4200-10500	1.4	1.3	0.87	9.0	5.0
Benedetti et al (2)		1.4	1.3	0.89		8.0
Chiostrini (3)						
Sheppard (4)			0.8			
Tomazevic (5)			1.5			

En donde,

E =módulo de elasticidad en ensayo a compresión (kg/cm²)

γ =densidad (kg/dm³)

f_{vk0} =resistencia al cortante media para $\sigma_0=0$

$f_t=1.5f_{vk0}$

f_c =resistencia a compresión de la albañilería

f_m =resistencia a compresión del mortero

Teniendo en cuenta la similitud entre los materiales, se adoptó para el módulo elástico de la mampostería el valor del **cuadro 21** de Tomazevic (1992):

$$E=10000 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de Poisson

La calidad de la mampostería de relleno de los muros es relativamente baja; se puede asimilar a un suelo granular. Los valores recomendados para este tipo de material (Rodriguez Ortiz, 1984) son los del **cuadro 22** siguiente:

Cuadro 22

Coefficiente de Poisson para suelo granular

Material	ν
Conglomerado	0.25
Arenas y gravas flojas	0.30
Material mal graduado	0.35

Teniendo en cuenta la similitud de los materiales se adoptó un coeficiente de Poisson variando en el rango 0.30-0.35.

Densidad

La densidad media obtenida de tres bloques de mampostería confeccionada con material similar al del edificio fue de 1.5 kg/dm^3 .

Resistencia a compresión

Por similitud de los materiales se adoptó el valor del **cuadro 21** de Tomazevic:

$$f_c=9.0 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a tracción

Teniendo en cuenta la similitud entre los materiales, se adoptó el valor del **cuadro 21** de Tomazevic:

$$f_t = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a cortante

Por idénticas razones se adoptó un valor de la resistencia a cortante redondeando a la unidad los obtenidos por Benedetti et al. (1984):

$$f_{vk0} = \tau_k = 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo este valor en la expresión (9) se obtienen los valores de la resistencia a coortante del **cuadro 23**:

Cuadro 23

**Resistencia a cortante
fábrica de mampostería**

$\sigma_0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$f_{vk} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
0.0	1.0
3.0	2.2

Capítulo VI

RESISTENCIA SISMICA DE LA TORRE DE LA IGLESIA DE RESTABAL. DATOS NECESARIOS Y PROCESO DE CALCULO

Fijadas las constantes mecánicas de los materiales, es necesario definir geométricamente la malla de elementos finitos, y sus características elásticas y resistentes, así como el input sísmico, representado en este caso por el espectro de respuesta.

Con estos datos variando la magnitud de la aceleración pico y la dirección de llegada de las ondas S, se obtiene en cada elemento de la malla una tabla de valores de las tensiones de flexión y de cortante (Colunga y Abrams, 1992; Blondet, Meyes, Kelly, Villablanca y Klinger, 1989). El estado de fisuración de un elemento de la malla se deduce, comparando el valor de la "tensión de flexión neta" con la resistencia a tracción cuando la rotura procede del esfuerzo de flexión. El valor de la tensión de corte comparado con la resistencia a cortante permite determinar el estado de fisuración de un elemento cuando la rotura procede del esfuerzo cortante.

El comportamiento dinámico de la torre de la iglesia de Restábal, cuya altura es varias veces el ancho, responde a un modelo con predominio de la flexión frente al cortante. Por consiguiente, la "tensión de flexión neta" es determinante en la fisuración del material de los muros. En efecto, las grietas dibujadas en la **figura 34**, que corresponde al alzado más dañado de la torre, se desarrollan en la dirección de su eje y perpendiculares al mismo; no aparecen grietas en forma de X típicas de la fisuración por esfuerzo cortante. El trabajo de la torre es similar al de una ménsula con predominio de los esfuerzos de flexión frente al resto de las sollicitaciones.

6.1 Características mecánicas de los materiales

Los datos mecánicos adoptados para los materiales que componen el edificio, que fueron justificados en el capítulo precedente se recogen en el **cuadro 24**

6.2 Situación de los materiales en el edificio

La **figura 35** muestra la planta del edificio de la iglesia de Restábal; en ella se puede apreciar que la torre del campanario está adosada sobre la fachada sur de la iglesia, y la casa rectoral sobre la fachada este.

---- Muros demolidos en una reciente restauración

Cotas en metros

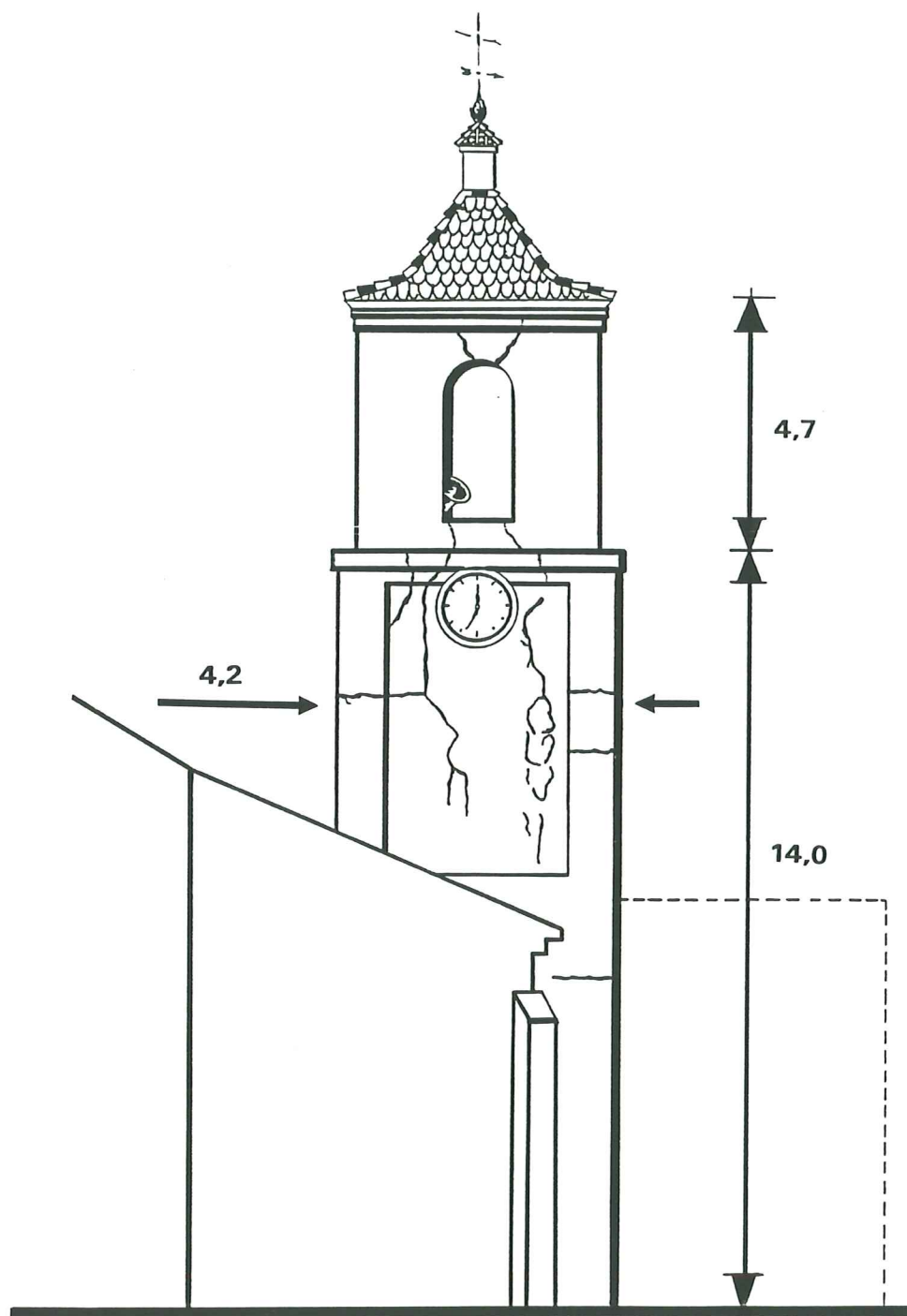


Figura 34. Alzado 1 de la torre de la iglesia de Restábal

Cuadro 24

**Iglesia de Restábal
Características mecánicas de los materiales**

Característica	Fábrica de ladrillo	Mampostería
Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	37000.0	10000.0
Coeficiente de Poisson	0.2	0.30-0.35
Densidad (kg/dm ³)	1.6	1.5
Resistencia a tracción (kg/cm ²)	2.5	1.5
Resistencia a compresión (kg/cm ²)	37.1	9.0
Resistencia a cortante (kg/cm ²)		
σ_0		
0.0	2.5	1.0
3.0	3.7	

Torre de la iglesia

Se distinguen en la estructura de la torre dos cuerpos con geometría y materiales de construcción diferentes, el cuerpo inferior y el superior.

Cuerpo inferior

Este cuerpo tiene una altura de 14 m. extiéndose desde los cimientos hasta el arranque del cuerpo superior. La fábrica de sus muros es de ladrillo y mampostería. La primera ocupa dos bandas verticales de 1.60 m de ancho y 14 m de altura, que recorren el cuerpo inferior de la torre en toda su longitud, limitando un espacio de ancho variable que va relleno con mampostería completando el muro. El espesor de las paredes y el tipo de material de cada uno de los muros de la torre, se indican en el **cuadro 25**.

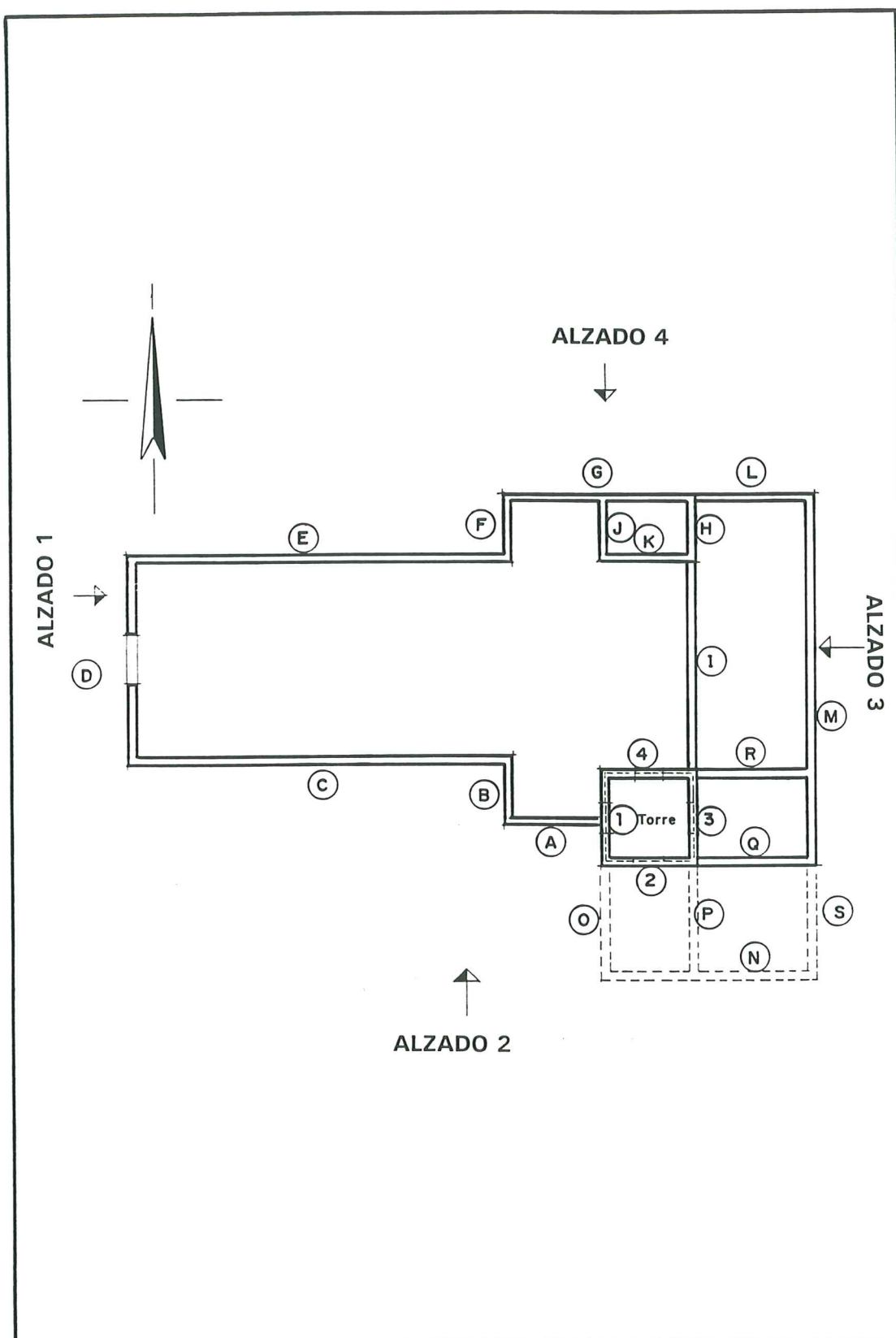


Figura 35. Planta de la iglesia de Restábal

Cuadro 25

**Dimensiones de los muros
Torre de la iglesia de Restábal**

Muro n°	Espesor (m)	Altura (m)	Tipo de fábrica
1	1.1	0.00-14.00	a
1	0.9	14.00-18.70	b
2	1.1	0.00-14.00	a
2	0.9	14.00-18.70	b
3	1.6	0.00- 9.17	a
3	1.1	9.17-14.00	a
3	0.9	14.00-18.70	b
4	2.2	0.00- 9.17	a
4	1.1	9.17-14.00	a
4	0.9	14.00-18.70	b

a= fábrica de ladrillo y mampostería
b= fábrica de ladrillo exclusivamente

Cuerpo superior de la torre

El cuerpo superior que tiene una altura de 4.95 m está construido de aparejo de ladrillo exclusivamente. El espesor de las paredes y el tipo de material, para cada uno de los muros de la torre, se indican en el **cuadro 25**.

Resto del edificio

Los muros que forman el edificio de la iglesia y casa rectoral, vienen indicados por las letras mayúsculas: A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, R, Q, **figura 35**. La línea discontinua corresponde a los muros que formaron parte de la casa rectoral y fueron demolidos muy recientemente, N, O, P, Q, S.

El material predominante en la iglesia y casa rectoral es la mampostería reforzada con fábrica de ladrillo en las esquinas. El espesor de todos los muros es aproximadamente de 1.10 m. salvo el muro J que tiene un espesor de 1.60 m.

6.3 Malla de elementos finitos adoptada

La malla de elementos finitos adoptada para los muros de la torre se indica en la **figura 36**. La del resto del edificio en las

Cotas en metros

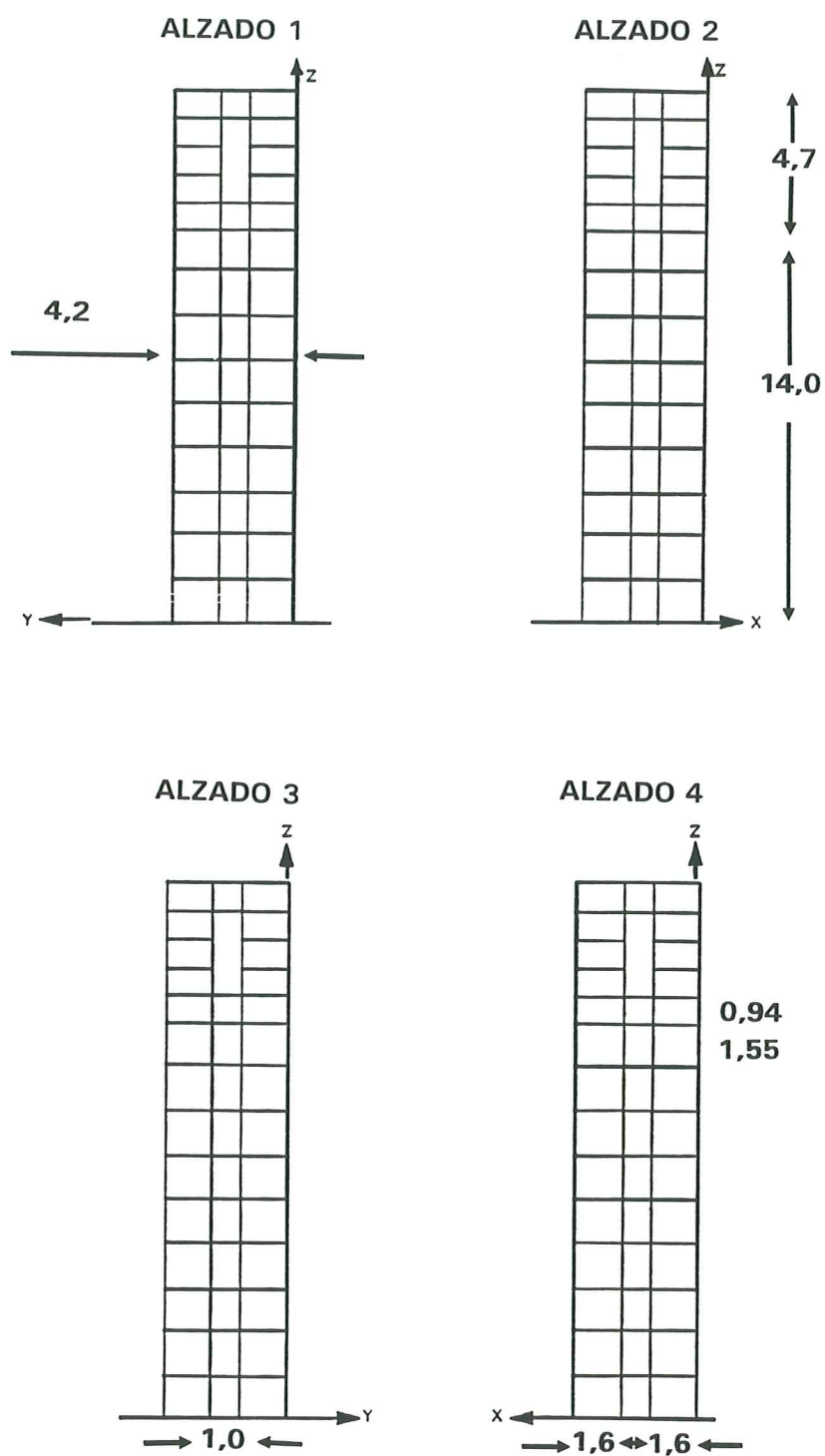


Figura 36. M.E.F. de la torre de la iglesia de Restábal

figuras 37 y 38. En dichas figuras aparecen con línea discontinua los elementos que formaron parte de la casa rectoral en la época del terremoto, y fueron demolidos recientemente con el fin de dar a la torre mayor realce.

Se utilizó el elemento lamina (con comportamiento de membrana y placa). El espesor y el material de cada elemento corresponde con los valores indicados en el **cuadro 23.**

El número de nudos de la malla es de 344 de los cuales se consideraron empotrados aquellos que definen la cimentación.

6.4 Espectro de respuesta

El espectro de respuesta utilizado fué el propuesto para suelo rocoso por Seed e Idriss (1982) con un factor de amortiguamiento del 5 %, **figura 31.**

---- Muros demolidos en una reciente restauración

Cotas en metros

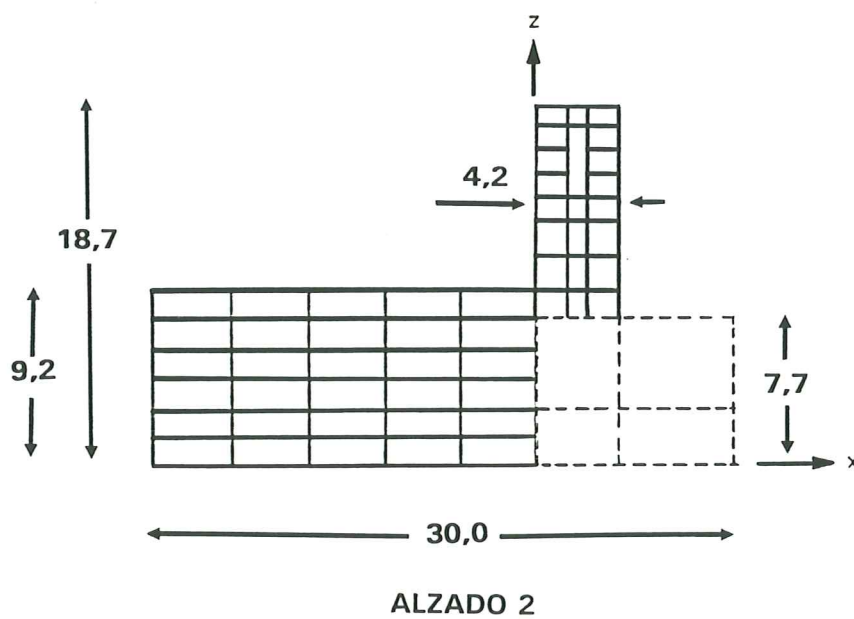
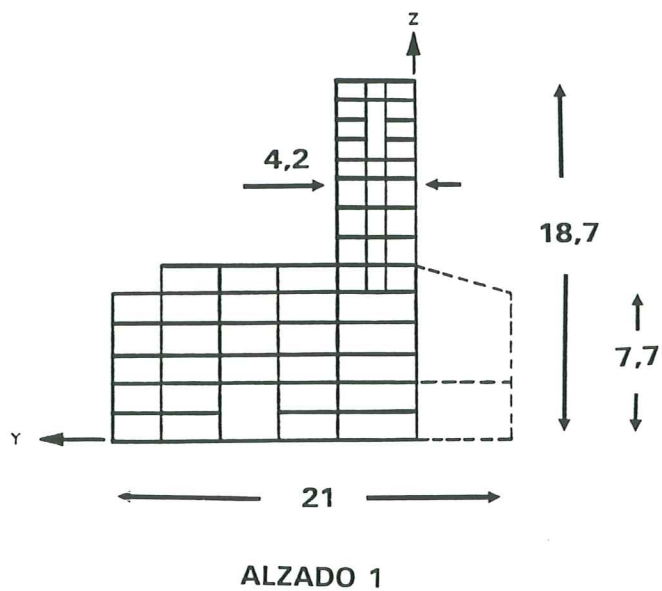
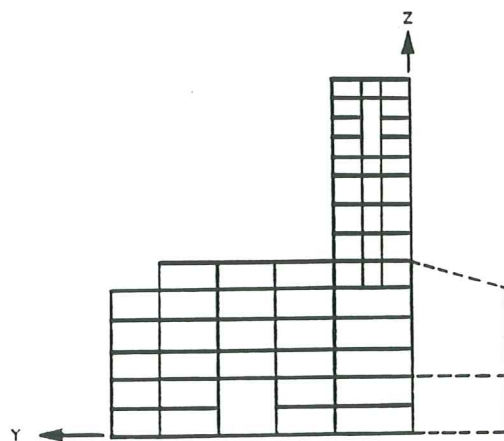
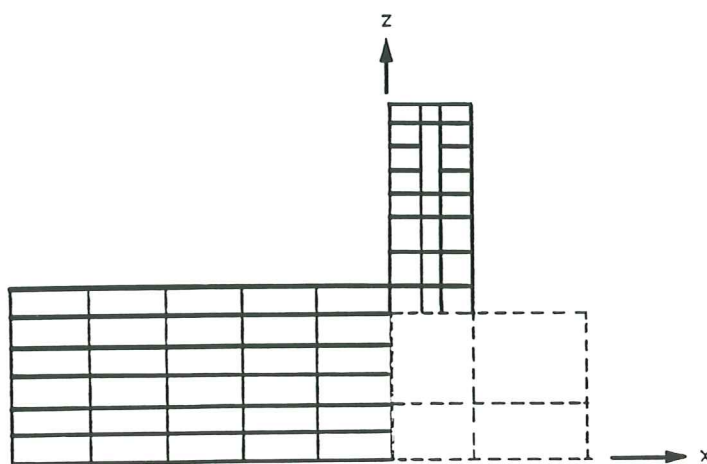


Figura 37. M.E. F. de la iglesia de Restábal.
Vistas 1 y 2.



ALZADO 3



ALZADO 4

Figura 38. M.E.F. de la iglesia de Restábal.
Vistas 3 y 4.

Capítulo VII

RESISTENCIA SISMICA DE LA TORRE DE LA IGLESIA DE RESTABAL. DISCUSION DE LOS RESULTADOS

Con los datos del capítulo anterior se ejecutó el programa SAP80 para distintos inputs sísmicos, evaluándose cinco valores propios cuyos periodos fueron de 0.275, 0.267, 0.157, 0.143, 0.133 segundos.

7.1 Aceleración de fisuración

Como hemos visto en el apartado 4.4.3.5 para cada dirección de llegada de las ondas S y un espectro de respuesta determinado, la respuesta de la estructura es proporcional al valor de la aceleración pico. Por consiguiente, la aceleración de fisuración de un elemento será

$$\text{Aceleración de fisuración} = r \times \text{Aceleración en el modelo}$$

En la cual r toma el valor:

$$\frac{\text{Tensión de fisuración del material}}{\text{Tensión predicha por el programa de computadora}}$$

Efectuando este cálculo para todos los elementos finitos del edificio se puede determinar el valor mínimo de la aceleración que provoca la fisuración. Este valor es un límite inferior de la aceleración pico, o dicho de otro modo, la aceleración pico del terremoto en el lugar estudiado es al menos igual a este valor. La dirección del input sísmico correspondiente es una estimación de la dirección de llegada de las ondas sísmicas.

Los esfuerzos cortantes obtenidos en los cimientos de la torre, en todos los casos de carga analizados, fueron muy pequeños. Así por ejemplo, la tensión cortante máxima para una aceleración pico de 0.2g fué de 0.1 Kg/cm², muy inferior a las admisibles para mampostería y fábrica de ladrillo, 2.2 y 3.7 kg/cm² respectivamente. De igual manera, las tensiones de torsión obtenidas para la misma aceleración resultaron inferiores a 0.6 Kg/cm² en todos los elementos de la torre, salvo en tres de ellos en los que se alcanzaron valores de 1.0, 1.2 y 2.1 kg/cm².

Si tenemos en cuenta que la aceleración en Restábal (deducida de las curvas de atenuación de Campbell y Fukushima para el epicentro propuesto por Muñoz y Udías) está entre 0.09g y 0.17g (valores inferiores a 0.2g), se concluye que el terremoto no causó tensiones de torsión y cortante importantes en la torre. Por tanto, la fisuración de la torre se debe principalmente al esfuerzo de flexión.

7.2 Aceleración de fisuración-ángulo de incidencia de las ondas S

La **figura 39** muestra las tangentes a la isosista IX trazadas desde Restábal. Una recta perpendicular a una de estas tangentes define una posible dirección de llegada de las ondas S. De la figura se deduce que la dirección del input sísmico puede variar entre, 75° y 100° , medidos a partir del Este.

En la **figura 40** obtenida con un coeficiente de Poisson de la mampostería de, 0.35, y un ángulo de incidencia de 75° , se indica en unidades de g (aceleración de la gravedad) los valores más significativos de la aceleración que producirían la fisuración de los elementos de la torre más solicitados a flexión (los valores de la aceleración que no aparecen en los elementos de la figura son superiores a los dibujados).

Del examen de la **figura 40** se deduce:

1º) El cuerpo inferior de la torre comienza a fisurarse por flexotracción, para los valores de la aceleración pico comprendidos entre los valores siguientes:

Alzado 1	0.08g	y	0.11g
Alzado 2	0.24g	y	0.30g
Alzado 3	0.04g	y	0.15g
Alzado 4	0.21g	y	0.26g

2º) El cuerpo superior se fisura con valores de la aceleración pico comprendidos entre los valores siguientes:

Alzado 1	0.03g	y	0.08g
Alzado 2	0.10g	y	0.21g
Alzado 3	0.06g	y	0.10g
Alzado 4	0.23g	y	0.40g

3º) Los muros de la torre tienen un comportamiento desigual, siendo el más resistente el muro 4 debido, sin duda, a su mayor espesor.

El proceso de cálculo para los ángulos de incidencia de las ondas S de 75° , 80° , 85° , 90° , y 100° , dió los resultados de las **figuras 41 y 42**. En ellas se muestra en función del coeficiente de Poisson de la mampostería la relación entre el ángulo de incidencia de las ondas S, y el rango de variación de la aceleración de fisuración de los muros 1 y 3, que fueron los más dañados por el terremoto. Del examen de estas figuras se deduce que la aceleración disminuye a medida que aumenta el ángulo manteniéndose constante a partir de 80° - 85° entre los valores del **cuadro 26**.

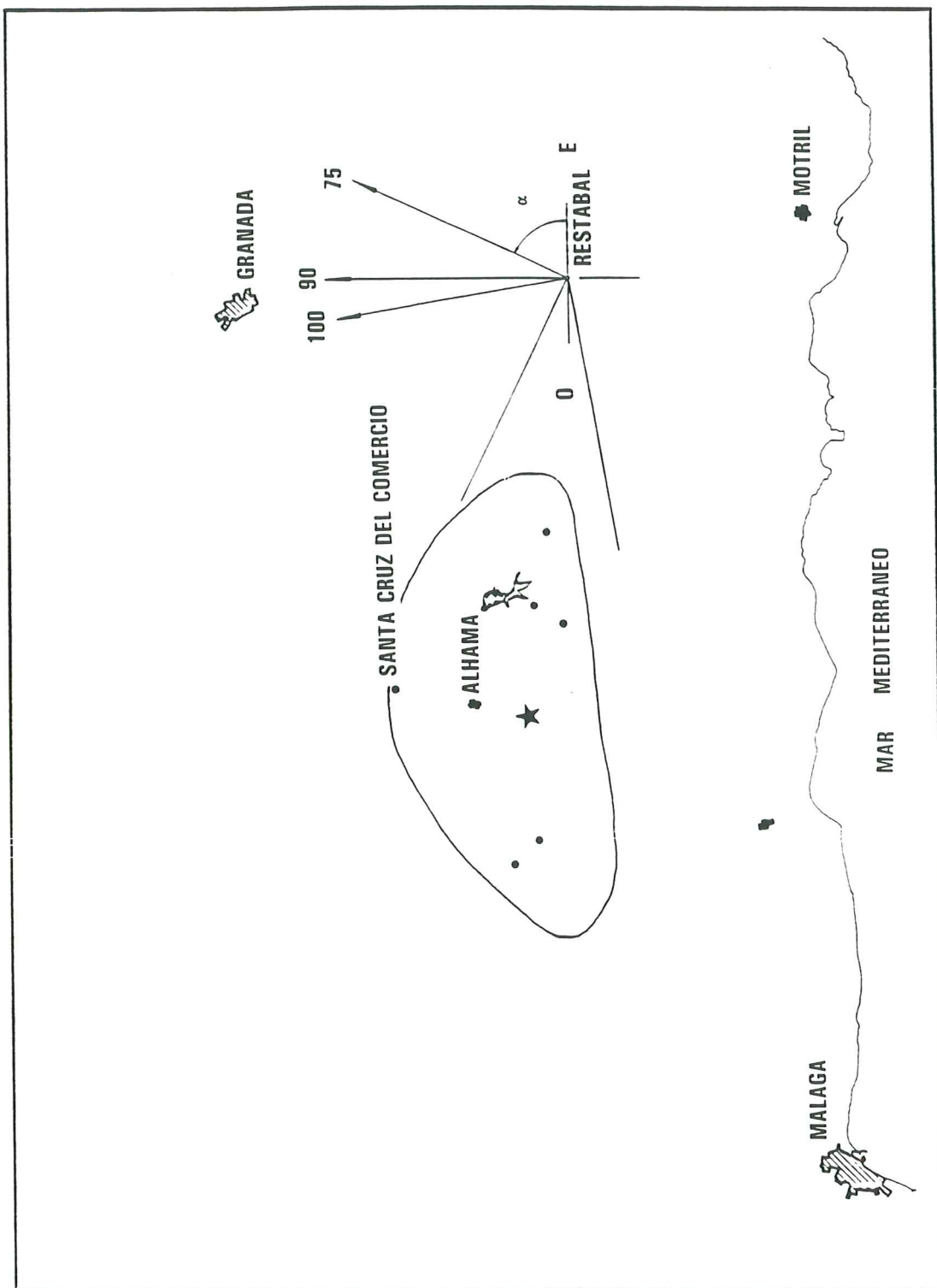


Figura 39. Angulo de incidencia de las ondas S.

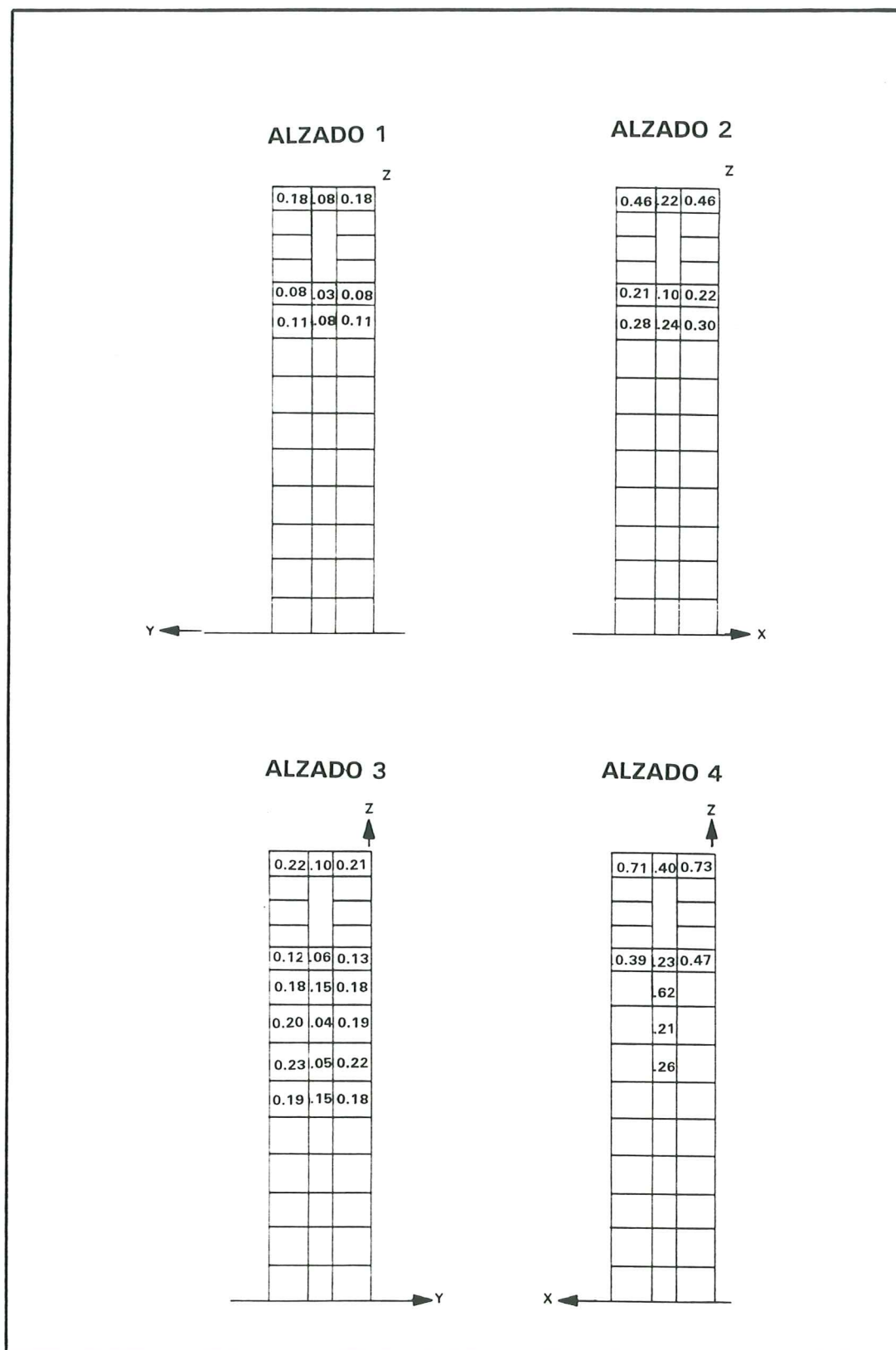


Figura 40. Aceleración de fisuración de los elementos de la torre.

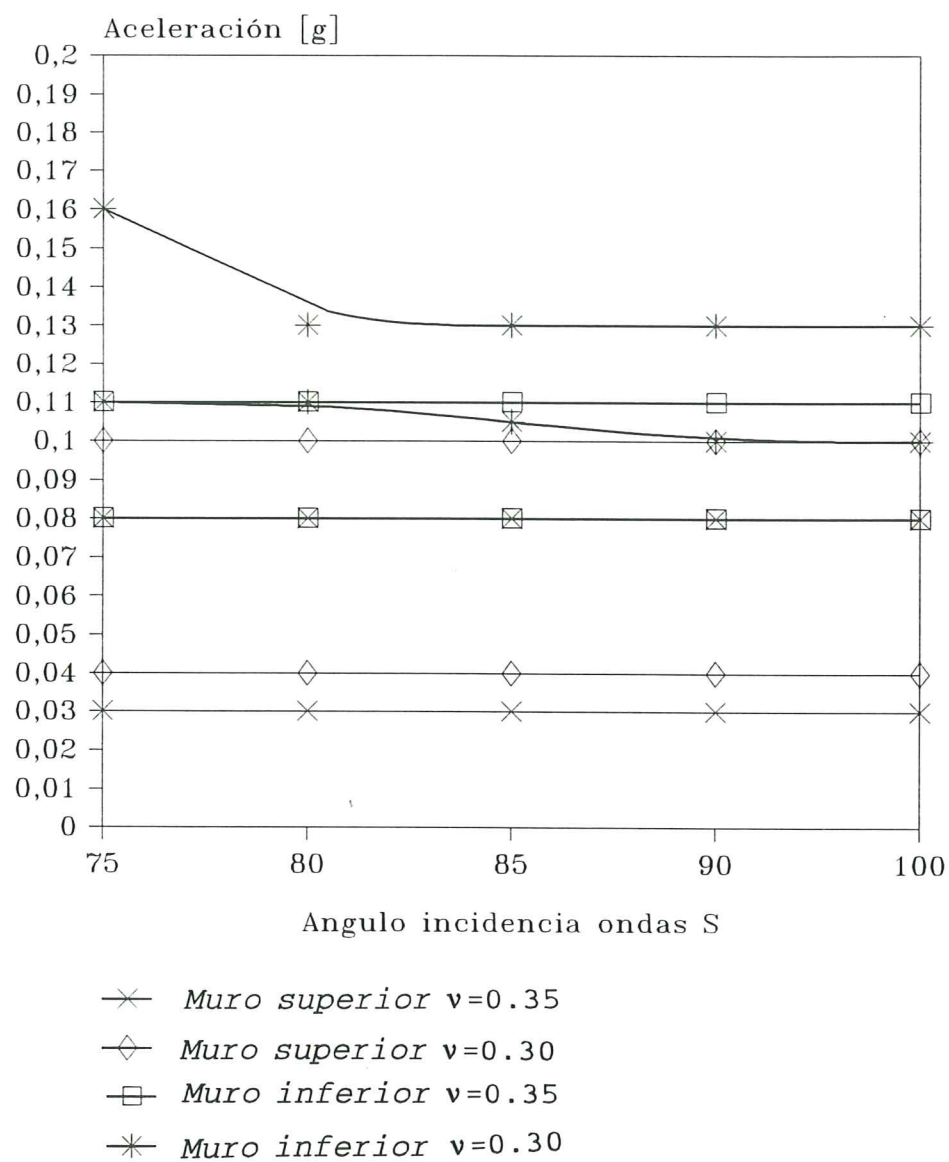


Figura 41. Aceleración de fisuración muro 1 vs. ángulo de incidencia ondas S. Iglesia de Restábal.

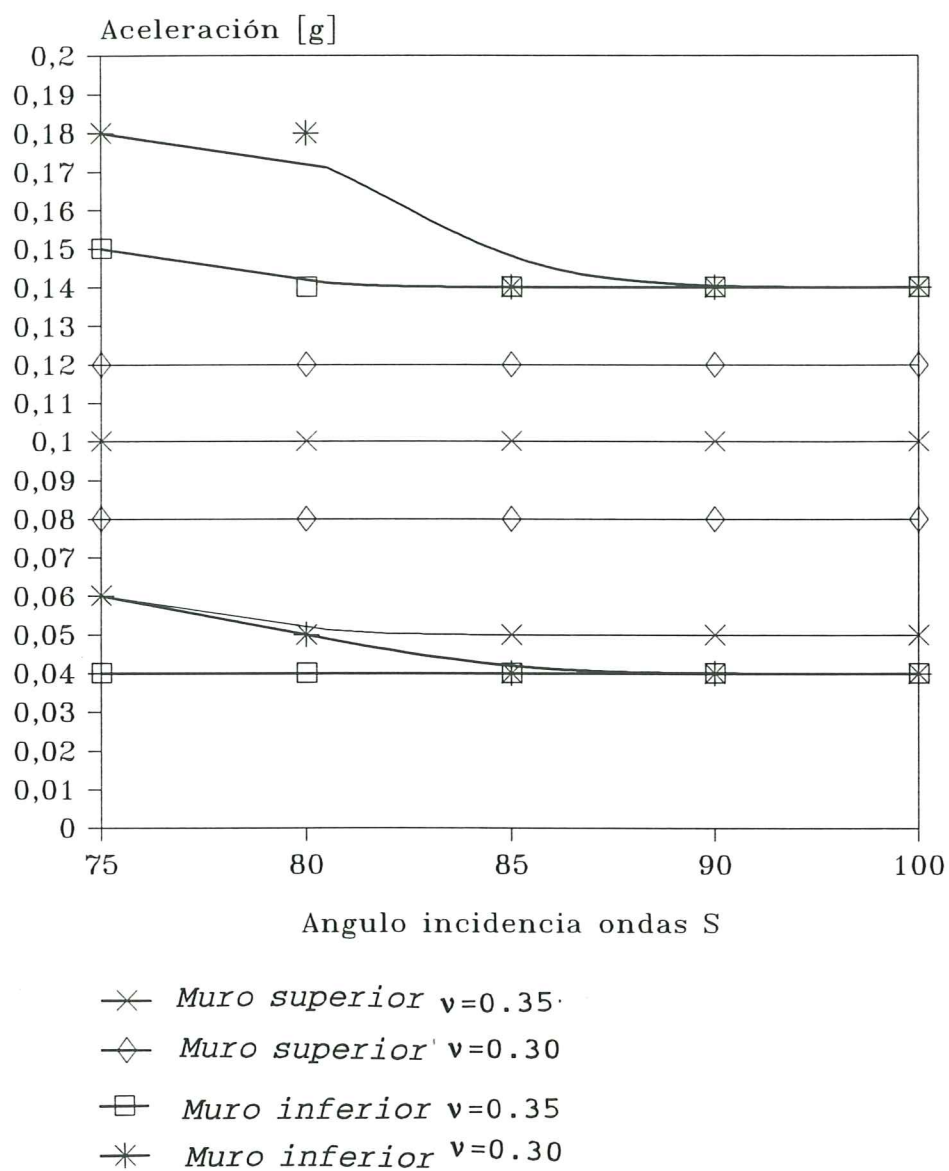


Figura 42. Aceleración de fisuración muro 3 vs. ángulo de incidencia ondas S. Iglesia de Restábal.

Cuadro 26

**Aceleración de fisuración
Torre de la iglesia de Restábal**

Cooeficiente de Poisson de la mampostería	$v=0.35$	$v=0.30$
Cuerpo superior		
Muro 1	0.03g-0.08g	0.04g-0.10g
Muro 3	0.05g-0.10g	0.08g-0.12g
Cuerpo inferior		
Muro 1	0.08g-0.11g	0.10g-0.13g
Muro 3	0.04g-0.14g	0.04g-0.14g

Por último, si tenemos en cuenta que el cuerpo inferior del muro 1 es el más dañado, se deduce que la aceleración en Restábal alcanzó al menos el valor que causa su fisuración:

$$v=0.35 \rightarrow 0.08g-0.11g$$

$$v=0.30 \rightarrow 0.10g-0.13g$$

7.3 Resumen y conclusiones

Se ha determinado la resistencia sísmica de la torre de la iglesia de Restábal, al contrastar el daño predicho utilizando el método de los elementos finitos con el causado por el terremoto de 25 de diciembre de 1884.

Los resultados obtenidos, adoptando el coeficiente de Poisson, 0.30, más adecuado al tipo de mampostería del edificio, permiten determinar el rango de variación de la aceleración que produce el comienzo de la fisuración de los muros de la torre:

$$0.10g-0.13g$$

Valores que están comprendidos dentro del posible campo de variación de la aceleración pico en Restábal, deducido aplicando la curvas de atenuación de la aceleración con la distancia de Campbell (1981) y Fukushima y Tanaka (1990) al terremoto de 25 de diciembre de 1884:

$0.09g-0.17g$

Por último decir que este método de estimación de la aceleración es susceptible de mejora con: a) el conocimiento más exacto de las leyes de atenuación de la aceleración con la distancia, y, b) el conocimiento más preciso del comportamiento de los materiales de las estructuras ante cargas sísmicas.

Bibliografía

- Anicic Drazen, 1984.
Tensile Strength of Masonry Walls as a Factor of Earthquake Resistance of Masonry Buildings.
Third International Symposium on Wall Structures, CIB-COBPBO, Warsaw, pp. 253-260.
- Astroza Maximiliano, 1992.
Comunicación personal.
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Chile.
- Atkinson R.H., Amadei B. P., Saeb S. y Sure S., 1989.
Response of Masonry Bed Joints in Direct Shear.
Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 9, pp 2276-2296, September.
- Benedetti D., Benzoni G. M., 1984.
A numerical model for seismic analysis of masonry buildings: Experimental correlations.
Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, pp. 817-831.
- Bernardini A., Modena C. y Vescovi U., 1978.
Ricerca sperimentale sui parametri di resistenza e deformabilità di murature in laterizio armato e alveolato.
Cunstruire, pp. Tst 1-16.
- Blondet J. M., Mayes R. L., Kelly T. E. Villablanca R. y Klinger Richard E., 1989.
Performance of Engineering Masonry in the Chilean Earthquake of March 3, 1985. Implications for U.S. Design Practice, pp 310.
- Calvi G. M. y Magenes G., 1991.
Experimental Evaluation of Seismic Strength of Old Masonry Structures.
Proceeding of the 9th. International Brick/Block Masonry Conference.
- Campbell, K.W., 1981.
Near-Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration, Bulletin of Seismological Society of America, 71:6, December, pp. 2039-2070.
- Chiostrini S., Foraboschi P., Vignoli A., 1992.
Structural analysis and damage evaluation of existing masonry buildings.
Proceeding of the Earthquake Engineering, Tenth World Conference , pp. 3481-3486, Madrid.
- Colunga A. y Abrams D. P., 1992.
Response of an unreinforced masonry building during de Loma Prieta earthquake.
Proceeding of Earthquake Engineering, Tenth World Conference , pp. 79-84, Madrid.

- Dhanasekar M., Peter W. K., and Page A. W., 1985.
 Biaxial stress-strain relations for brick masonry.
 Journal of Structural Engineering, ASCE, 111(5), 1085-1100
- Dolce Mauro, 1989.
 Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano de la pareti.
 Corso sul Consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, pp 20. Potenza.
- Edgell G.J., 1990.
 Test Methods for Masonry.
 British Ceramic Transactions and Journal, Vol. 89, Iss 4, pp. 146-149.
- Eurocódigo 6, 1989.
 Common Unified Rules for Unreinforced Masonry Structures.
 Commission of the European Communities, pp. 145. October.
- Fukushima Y., Tanaka T., 1990.
 "A New Attenuation Relation for Peak Horizontal Acceleration of Strong Earthquake Ground Motion in Japan".
 Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 80, August, pp. 757-783.
- Ghobarah A. y Baumber T., 1992.
 Seismic response and retrofit of industrial brick masonry chimeneys.
 Canadian Journal of Civil Engineering 19, pp. 117-128.
- Jacobsen, L. S., 1959.
 Frictional Effects in Composite Structures Subjected to Earthquake Vibrations, Stanford University, California.
- Karantoni F. V., Fardis M. N., 1992.
 Computed versus Observed Seismic Response and Damage of Masonry Buildings.
 Journal of Structural Engineering, vol. 118, No 7, July, pp. 1804-1821.
- López A., Martín A. y Mézcua J., 1980.
 Terremoto de Andalucía: Influencia en sus efectos de las condiciones del terreno y del tipo de construcción. El terremoto de Andalucía del 25 de diciembre de 1884, Instituto Geográfico Nacional, Madrid.
- Manfredi G., Mazzolani y Masi A., 1992.
 Review of existing in experimental testing of masonry structures subjected to horizontal loads.
 Proceeding of Earthquake Engineering, Tenth World Conference, pp. 3557-3562 Madrid.
- Page Adrian W., 1978.
 Finit Element Model for Masonry.
 Journal of the Structural Division. Proc. of American Society of Civil Engineering, Vol. 104, No. ST8, pp 1267-1285, August.

Rodriguez Ortíz J.M., 1984.
Curso Aplicado de Cimentaciones.
Colegio de Arquitectos, Madrid.

Seed H.B., y Idriss I.M., 1982.
Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes,
Earthquake Engineering Research Institute, C.A., pp 134.

Sheppard P.F., 1985.
In-situ Test of the Shear Strength and Deformability of an 18th.
Century Stone-and-Brick Masonry Wall. Proc. of VII Inter. Brick
Masonry, pp. 149-160, Melbourne.

Tomazevic Miha, 1990.
Masonry Structures in Seismic Areas. A State-Of-The-Art Report
Proceeding 9th European Conference on Earthquake Engineering.
Moscow, September 11-16, pp. 247-302.

Tomazevic M., Velechovsky T. y Weiss P., 1992.
The effect of interventions in the floor structural system on the
seismic resistance of historic stone-masonry buildings: An
experimental study.
Proceeding of the Earthquake Engineering, Tenth World Conference,
pp. 5321-5326 Madrid.

Turnsek V. y Sheppard P., 1980.
The shear and flexural resistance of masonry walls.
International Research Conference on Earthquake Engineering,
Skopje, , pp. 517-573.

Turnsek V. y Cacovic F., 1970.
Some experimental results on the strength of brick-masonry walls,
2th International Brick-masonry Conference , Stoke-on-Trent, pp.
149-156.

Wilson L. E., 1984.
Structural Analysis Programs. A series of Computer Programs for
the Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures pp
193. Computers & Structures inc. Berkeley, California.

Yew Chaye Loo y Yan Yang, 1991.
Cracking and Failure Analysis of Masonry Arch Bridges. Journal
of Structural Engineering, Vol. 117, no. 6, pp 1641-1659, June.

Yokel F. Y., y Dikkers R. D., 1971.
Strength of Load Bearing Masonry Walls.
Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE, No. ST5, pp
1593-1609, May.

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA

Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numericos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almasa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.