



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

Esta tesis doctoral contiene un índice que enlaza a cada uno de los capítulos de la misma.

Existen asimismo botones de retorno al índice al principio y final de cada uno de los capítulos.

[Ir directamente al índice](#)

Para una correcta visualización del texto es necesaria la versión de [Adobe Acrobat Reader 7.0](#) o posteriores

Aquesta tesi doctoral conté un índex que enllaça a cadascun dels capítols. Existeixen així mateix botons de retorn a l'índex al principi i final de cadascun dels capítols .

[Anar directament a l'índex](#)

Per a una correcta visualització del text és necessària la versió d' [Adobe Acrobat Reader 7.0](#) o posteriors.

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DEL MEDIO AMBIENTE

FACULTAD DE CIENCIAS

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

468

**ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA VEGA BAJA DEL RÍO
SEGURA: ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DEL SUELO**

JOSÉ DELGADO MARCHAL

Tesis doctoral. Memoria.

UNIVERSIDAD DE ALICANTE

1997



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DEL MEDIO AMBIENTE

FACULTAD DE CIENCIAS

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

**ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA VEGA BAJA DEL RÍO
SEGURA: ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DEL SUELO**

Vº Bº de los directores

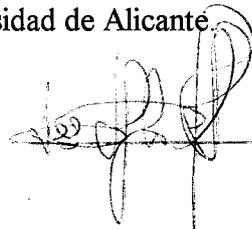


Fdo. D. Antonio Estévez Rubio

Fdo. D. Carlos López Casado



Memoria que presenta D. José Delgado Marchal para optar al grado de Doctor en Ciencias Geológicas por la Universidad de Alicante



Fdo. José Delgado Marchal

UNIVERSIDAD DE ALICANTE

1997



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

*A quien le resulte
interesante y obtenga provecho.*

ÍNDICE

	Pág.
ÍNDICE.	i
RESUMEN.	vii
AGRADECIMIENTOS.	ix
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.	1
1. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DEL ÁREA DE ESTUDIO.	6
1.1. Geografía humana del área de estudio.	7
2. OBJETIVOS.	10
3. ORGANIZACIÓN DE LA PRESENTE MEMORIA.	10
CAPÍTULO II: MARCO SISMOTECTÓNICO.	13
1. INTRODUCCIÓN.	15
2. LA CORDILLERA BÉTICA.	15
3. EL SECTOR ORIENTAL DE LA CORDILLERA BÉTICA.	17
3.1. Cuadro estructural regional.	18
3.2. Campo de esfuerzos. Hipótesis sobre la evolución geodinámica reciente del sector oriental de la Cordillera Bética.	19
4. SISMICIDAD.	24
4.1. Sismicidad del área de estudio.	25
4.1.1. Sismicidad espacial.	26
4.1.2. Sismicidad temporal.	30
5. SISMOTECTÓNICA DEL SECTOR ORIENTAL DE LA CORDILLERA BÉTICA.	32
5.1. Mecanismos focales.	32
5.2. Fallas activas.	35
5.2.1. Falla de Crevillente.	38

5.2.2. Falla del Bajo Segura.	38
5.2.3. Sistema de fallas de San Miguel de Salinas.	38
5.3. Fuentes sísmicas.	39
CAPÍTULO III: LA VEGA BAJA.	43
1. INTRODUCCIÓN.	45
2. GEOLOGÍA.	45
2.1. Estratigrafía.	45
2.1.1. El basamento de la cuenca.	45
2.1.2. El relleno sedimentario de la cuenca.	46
2.1.2.1. Mioceno Superior (Tortonense-Messiniense).	46
1. Tortonense inferior (MS-I).	46
2. Tortonense superior (MS-II).	49
3. Tortonense terminal - Messiniense (MS-III).	49
2.1.2.2. Plioceno inferior (P).	49
2.1.2.3. Plioceno - Cuaternario (P-Q).	51
2.2. Tectónica.	53
2.3. Evolución geodinámica reciente del Bajo Segura.	54
3. GEOTECNIA.	56
3.1. Niveles guía.	59
3.2. Caracterización geotécnica de los materiales de la Vega Baja.	63
3.2.1. Unidad Superficial.	63
3.2.1.1. Arcillas.	63
3.2.1.2. Limos.	68
3.2.1.3. Arenas.	70
3.2.2. Unidad de Arcillas Blandas.	71
3.2.3. Unidad Intermedia.	72
3.2.3.1. Arcillas.	73
3.2.3.2. Arenas y limos.	73
3.2.4. Unidad Profunda.	76
3.2.4.1. Margas.	76
3.2.4.2. Materiales detríticos: arenas densas, areniscas, calcarenitas y conglomerados.	77
3.2.5. Propiedades geotécnicas de los materiales del borde N de la Vega.	78
3.2.5.1. Arcillas.	79
3.2.5.2. Limos.	79
3.2.5.3. Arenas y gravas.	79
3.2.6. Presión de preconsolidación de las formaciones arcillosas.	80
3.2.7. Resumen de las propiedades de los materiales.	81

3.3. Velocidad de propagación de ondas en los materiales de la Vega.	83
3.4. El nivel freático en la Vega Baja.	85
4. ESTRUCTURA DE LA VEGA BAJA.	87
4.1. El basamento de la cuenca.	88
4.1.1. Prospección gravimétrica y eléctrica. Sondeos mecánicos profundos.	88
4.1.2. Prospección sísmica.	90
4.1.3. Morfología del basamento.	94
4.2. El relleno sedimentario antiguo: Neógeno.	95
4.3. El cuaternario reciente.	95
4.4. Estructura de la Vega Baja.	97
CAPÍTULO IV: ZONIFICACIÓN SÍSMICA. ESTADO DE LA CUESTIÓN.	101
1. INTRODUCCIÓN.	103
2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA. CONCEPTOS.	103
2.1. La Valoración Técnica: el entorno de la amenaza sísmica (hazard environment).	104
2.2. El entorno socio-económico (built environment).	106
2.3. El entorno administrativo (policy environment).	106
2.4. Grados de zonificación. Microzonificación sísmica.	106
2.5. Sobre el uso del término <i>Zonificación Sísmica</i> en esta memoria.	108
3. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO.	109
4. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LOS EFECTOS DE SITIO.	110
4.1. Los efectos de sitio.	111
4.2. Métodos empíricos instrumentales.	116
4.2.1. Método de las razones espectrales (Método Clásico).	116
4.2.2. Método de Inversión Generalizada de las razones espectrales.	119
4.2.3. Métodos no dependientes de estaciones de referencia.	120
4.2.4. Ondas coda.	122
4.2.5. Análisis espectral de ruido sísmico ambiental.	124
4.3. Métodos empíricos indirectos.	126
4.4. Métodos numéricos.	134
4.4.1. Criterios para la selección de registros de entrada.	135
4.4.2. Geometría, naturaleza y geotecnia de las formaciones geológicas.	137
4.4.3. Algoritmos de cálculo.	138
4.4.4. Validación de resultados.	140
5. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN.	141
5.1. Factores que determinan la capacidad de licuefacción.	142
5.1.1. Factores sísmicos.	142
5.1.2. Propiedades geotécnicas del suelo.	143
5.1.3. Factores del entorno.	144

5.2. Efectos de la licuefacción.	145
5.3. Susceptibilidad, Oportunidad y Potencialidad a la licuefacción.	147
5.4. Zonificación sísmica de la Susceptibilidad y Oportunidad a la licuefacción.	148
5.4.1. Criterios históricos.	148
5.4.2. Criterios geológicos.	149
5.4.3. Criterios geotécnicos.	154
5.4.3.1. Métodos de evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción basados en el ensayo SPT.	154
5.4.3.2. Métodos de evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción basados en el ensayo CPT.	158
5.4.3.3. Métodos de evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción basados en la velocidad de cizalla.	158
5.4.4. Métodos para el estudio de la Oportunidad y Potencialidad de licuefacción.	159
CAPÍTULO V: METODOLOGÍA.	163
1. METODOLOGÍA PARA LA ZONIFICACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN DE LA VEGA BAJA.	165
1.1. Determinación de la carga sísmica.	166
1.1.1. Localización y tamaño de los terremotos.	166
1.1.2. Carga cíclica L.	170
1.2. Capacidad de licuefacción del suelo.	170
1.2.1. Estratigrafía y sedimentología de la Vega.	170
1.2.2. Propiedades mecánicas del suelo. Esfuerzo cíclico máximo R.	172
1.3. Profundidad del nivel freático. Hidrogeología de la región.	175
1.4. Análisis de la susceptibilidad a la licuefacción.	175
2. METODOLOGÍA PARA LA ZONIFICACIÓN DE LA RESPUESTA DEL SUELO DE LA VEGA BAJA.	180
2.1. Selección de registros de entrada.	183
2.1.1. Localización y tamaño de los terremotos a modelizar.	183
2.1.2. Características del movimiento del suelo.	184
2.2. Geometría y geotecnia de las formaciones superficiales.	191
2.2.1. Estratigrafía y estructura de la Vega Baja.	191
2.2.2. Propiedades mecánicas del suelo.	191
2.2.3. Módulos dinámicas del suelo.	192
2.2.3.1. Módulo de cizalla en la arena.	194
2.2.3.2. Módulo de cizalla en la arcilla.	195
2.2.3.3. Análisis de la aplicabilidad de las relaciones experimentales.	196
2.2.3.4. Variación del módulo de cizalla con la deformación.	201
2.3. Selección de algoritmos de cálculo.	201

2.3.1. <i>SHAKE91</i>	201
2.3.1.1. Fundamento matemático.	202
2.3.1.2. Ecuaciones constitutivas: El modelo lineal-equivalente.	204
2.3.1.3. Otros módulos.	205
2.3.1.4. Registros en roca.	206
2.3.2. <i>CHARSOIL</i>	207
2.3.2.1. Fundamento matemático.	208
2.3.2.2. Ecuaciones constitutivas: El modelo de Ramberg-Osgood.	209
2.3.2.3. Otros módulos.	211
2.3.3. <i>LASS III</i>	211
2.3.3.1. Fundamento matemático.	211
2.3.3.2. Ecuaciones constitutivas: Modelo elasto-plástico.	213
2.3.3.3. Otros módulos.	214
2.3.4. <i>NONLI-2D</i>	215
2.3.4.1. Fundamento matemático.	216
2.3.4.2. Ecuaciones constitutivas: El modelo de Iwan.	217
2.3.4.3. Resolución y estabilidad.	219
2.3.4.4. Discretización y asignación de propiedades geotécnicas en el modelo 2D de la Vega.	220
2.3.4.5. Condiciones de contorno.	222
2.3.5. Criterios para la aplicación de los programas de modelización de la repuesta del suelo.	223
2.4. Modelización de la respuesta del suelo (fases de procesamiento y resultados).	224
2.5. Validación de resultados: el método de Nakamura.	225
VI. RESULTADOS.	227
1. INTRODUCCIÓN.	229
2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN.	229
2.1. El índice de Licuefacción Potencial Normalizado NP_L	229
2.2. Aceleración mínima.	233
2.3. Criterios no cuantitativos para la caracterización de la susceptibilidad a la licuefacción.	237
2.4. Susceptibilidad a la licuefacción en la Vega Baja.	240
3. CARACTERÍSTICAS DEL MOVIMIENTO DEL SUELO DEDUCIDAS A PARTIR DEL MÉTODO DE NAKAMURA.	242
4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL SUELO.	243
4.1. Función de Transferencia (FT).	244
4.1.1. Validación de los métodos numéricos para el sondeo P1.	247
4.1.2. Distribución espacial de la Función de Transferencia en la Vega.	249
4.2. Espectro de Respuesta.	255

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: análisis de la respuesta del suelo.

4.2.1. Espectro elástico de diseño.	257
4.2.2. Variación espacial de la amplitud del Espectro de Respuesta.	260
4.3. Aceleración máxima del movimiento del suelo.	268
4.3.1. Variación espacial de la aceleración máxima.	269
4.4. Variabilidad del movimiento del suelo en función de los parámetros geotécnicos.	269
4.5. Relación entre la respuesta del suelo y los daños del terremoto de Torrevieja de 1829. .	274
5. APLICACIÓN DE RESULTADOS: ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA VEGA BAJA. ..	276
VII. CONCLUSIONES.	279
REFERENCIAS.	285

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se ha realizado una zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura, prestando especial atención al análisis de la respuesta del suelo mediante la modelización numérica del movimiento del suelo.

La zona de estudio, la Vega Baja, se sitúa al S de la provincia de Alicante y se ha visto afectada históricamente por diversos terremotos destructivos, siendo el más notable el ocurrido en 1829, con intensidad epicentral de grado X (MSK), que la destruyó casi totalmente. Esta actividad sísmica está relacionada con la existencia de fallas activas en el seno de la propia Vega Baja (fallas de San Miguel y del Bajo Segura) así como en sus inmediaciones. La actividad sísmica que afecta a la Vega Baja procede también de focos originados en áreas adyacentes a la Vega así como los eventos procedentes del N de África, que por su gran magnitud no llegan a atenuarse con la distancia.

El análisis de las propiedades geotécnicas de los sedimentos presentes en la Vega ha permitido identificar hasta cuatro unidades en su seno. La primera de ellas, la más superficial, está compuesta por una alternancia de sedimentos arenosos, poco a nada compactados, y arcillosos. La segunda, situada bajo la anterior, es de naturaleza arcillosa y se encuentra en un estado muy blando. Bajo esta unidad se sitúa la tercera, o Unidad Intermedia, compuesta por arcillas firmes con arenas y limos. Estas tres unidades se sitúan sobre un conjunto muy variado de materiales, que tienen en común encontrarse en un estado notablemente más denso que las tres unidades suprayacentes. En ocasiones estos materiales más profundos, o Unidad Profunda, se encuentran cementados, lo que les confiere unas propiedades (resistencia al corte) mucho mejores que las de los sedimentos superficiales. Esta mayor resistencia al corte, así como mayor densidad y parámetros relacionados (índice de vacíos y humedad natural), hace que el contraste de propiedades entre la Unidad Profunda y las tres superficiales sea tan importante que permita considerar a aquella como el substrato geotécnico de los sedimentos superficiales.

A partir de las columnas de sondeos utilizadas se determinó que las tres unidades más superficiales se disponen solapándose sobre la más profunda. La estructura de la Vega es la de un paleovalle, excavado o preexistente en los materiales de la Unidad Profunda, que se ha rellenado rápidamente en fechas recientes, muy posiblemente en relación con la variación eustática habida tras la última glaciación. El espesor de este relleno es pequeño (35 m como máximo) en relación con su extensión lateral (más de 10 km). Como consecuencia la estructura en capas resultante es apropiada para su modelización mediante programas en una (1D) y dos (2D) dimensiones.

La zonificación sísmica realizada considera por separado el problema de la licuefacción de sedimentos arenosos y de la respuesta del suelo. Para el análisis de susceptibilidad a la licuefacción se ha partido de la información geotécnica y se ha definido el Índice de Licuefacción Potencial normalizado (NP_L), el cual estima la susceptibilidad promedio del suelo en función de su contenido

en arena así como de su grado de compactación. A partir de tal índice y de unos valores de aceleración del suelo se han identificado tres zonas con diferente grado de susceptibilidad, resultando que la susceptibilidad general de la Vega es moderada.

Los resultados procedentes de la geotecnia se han completado mediante criterios geológicos e históricos (licuefacción en terremotos pasados y paleolicuefacción). La extrapolación de los resultados en función de ambos criterios ha confirmado la división previa de la Vega en tres zonas de diferente susceptibilidad. La zona de Susceptibilidad Alta se sitúa en la proximidad al canal actual del río y en su desembocadura, así como una pequeña zona entre Catral-Dolres-Almoradí, y se caracteriza por una capacidad de licuefacción alta, lo que permite estimar que puede licuar incluso para terremotos de magnitud moderada. Para el resto de las zonas, la menor susceptibilidad hace que no sea previsible que el fenómeno adquiera gran extensión a no ser que el terremoto sea de magnitud muy alta.

La respuesta del suelo se ha analizado a partir del uso de programas en una y dos dimensiones y considerando tres parámetros del movimiento del suelo: función de transferencia, espectro de respuesta y aceleración máxima. A partir de estos tres parámetros se ha puesto en evidencia que la respuesta del suelo en la Vega Baja está controlada fundamentalmente por fenómenos de propagación 1D de ondas. En este contexto, el espesor de la columna de suelo y su velocidad de cizalla promedio son los parámetros clave para comprender la variación de su respuesta. Tal variación es compleja y depende, además, de las características de la señal incidente.

El análisis realizado ha permitido dividir la Vega en tres zonas, aproximadamente concéntricas, con diferente respuesta: la zona del interior de la Vega se caracteriza por excitarse con los períodos largos del movimiento del suelo. Por ello esta zona magnifica la señal de eventos procedentes de fuentes lejanas o de fuentes cercanas pero magnitud alta. La zona más externa de la Vega es antagónica de la anterior, por cuanto se excita con los períodos cortos, siendo totalmente transparente para señales procedentes de focos lejanos (amplitudes bajas en períodos cortos). Entre ambas zonas se sitúa otra intermedia. Estas zonas no tienen una relación clara con las del análisis de susceptibilidad.

Los validez de los resultados de la modelización del movimiento del suelo se ha puesto de manifiesto por su concordancia con los datos experimentales allí donde existen. Del análisis de variabilidad de resultados en función de los parámetros geotécnicos y de su comparación con los experimentales, se ha estimado que el rango de variación de los mismos es del 35%.

El análisis comparativo de la distribución de daños del terremoto de Torreveja de 1829 ($I_0 = X$) ha puesto de manifiesto que no se puede correlacionar tal distribución con las zonas identificadas. Este hecho es debido a la alta vulnerabilidad de las edificaciones de la época, así como a la falta de concordancia entre el período de vibración de dichas construcciones con el del suelo. La tendencia actual a construir edificios cada vez más altos está produciendo un acercamiento cada vez mayor del período de vibración de los edificios al del suelo, de manera que es previsible que la interacción suelo-estructura adquiera gran importancia en terremotos en el futuro, de forma similar a lo observado en el terremoto de Michoacán de 1985.

AGRADECIMIENTOS

Desde estas líneas quisiera expresar mi más sincero agradecimiento a todas aquellas personas que de forma directa han contribuido para que la presente tesis arribe a buen fin. Han sido muchas, tal vez una multitud, y por ello quisiera recibir la comprensión de aquel cuyo nombre sea inadvertidamente olvidado.

Como no podía ser de otra forma, he de comenzar agradeciendo a mis dos directores, Antonio y Carlos, su enorme paciencia conmigo, sus sabios consejos y útiles comentarios que, no cabe duda, han ayudado mucho a mejorar esta tesis. A Carlos quisiera también expresar mi reconocimiento por ser mi introductor y maestro en el complejo mundo de la sismología.

Por su ayuda desinteresada, he de agradecer la total colaboración que he encontrado en D. Artemio Cuenca (C.O.P.U.T.) y D. César Doménech (I.T.C., S.A.), quienes aportaron gran parte de los datos geotécnicos que se han utilizado en esta tesis y ayudaron a subsanar mis muchas lagunas en geotecnia. A las empresas CONTROLEX S.A. e I.T.C. S.A., que pusieron a mi completa disposición su base de datos geotécnicos.

El I.G.N. no tuvo inconveniente en cederme los acelerogramas correspondientes a registros de estaciones en la provincia de Alicante y de los terremotos de Adra (Almería, 1993). Quiero expresar mi agradecimiento a D. Emilio Carreño y a D. Agustín Suárez, de dicho organismo, que con gran diligencia me cedieron tales datos.

A D. Rafael Blázquez (U.P.M.) y D. Vicente Cuéllar (CEDEX), que siempre estuvieron disponibles para mis dudas en geotecnia y en la modelización del movimiento del suelo.

Una buena amiga, Sara Figueres (I.C.C.), tuvo la paciencia de responder a todas las preguntas que pude hacerle acerca de los programas SHAKE y CHARSOIL, y ello pese a estar finalizando su tesis en aquellas fechas.

Al profesor W.D.L.Finn (U.B.C.), quien me ayudó a profundizar en el comportamiento dinámico de suelos, en el concepto de zonificación y en los requisitos metodológicos que implica su estudio. Asimismo, al profesor C.Ventura (U.B.C.) que me introdujo en el mundo de la respuesta de estructuras.

El profesor Guillermo Bernabeu, del Dpto. de Ingeniería de Sistemas y Comunicaciones, que me permitió el uso de una de las estaciones de trabajo de dicho departamento para ejecutar el programa NONLI-2D.

A TODOS mis compañeros del departamento de Ciencias de la Tierra, de la Universidad de Alicante, que me animaron constantemente durante la realización de la tesis. Perdonad que no os mencione a todos, pero entonces la lista resultaría interminable. Una mención especial quisiera hacer de los profesores y amigos D. José Antonio Pina y D. Miguel Rodríguez, cuya ayuda en las últimas

fechas de este trabajo permitieron su finalización. A José Miguel Andreu y Carlos Lancis, que juntos hemos vivido durante el último año nuestras respectivas tesis, los momentos de euforia y de desánimo.

A mis compañeros de la Red de Sismología, Enrique Aparicio, por su constante apoyo y ánimo, y a P. Jáuregui.

Desde estas líneas quiero destacar la incondicional ayuda que he encontrado en mi compañero José Giner, a quien debo haber recalado en esta universidad y en quien he encontrado un paciente amigo y sabio consejero.

A Pedro Alfaro (U.J.) y Jesús Soria (U.A.), con quienes tuve verdaderas discusiones acerca de la geología del Bajo Segura. Jesús también me ha ayudado mucho en la delineación de varias de las figuras presentadas en la memoria final de esta tesis, mientras que Pedro me cedió gentilmente los resultados de una campaña de penetraciones ligeras realizadas en la Vega Baja.

A Lucien Macone, inestimable amigo, que siempre me ha ayudado en las campañas de campo (fue la fuente de energía en las campañas de sísmica) y en cualquier ensayo de laboratorio que tuviera que realizar.

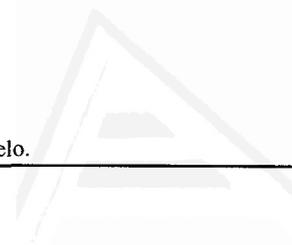
Quisiera finalizar dedicando este trabajo a esa maravillosa persona que durante tanto tiempo ha sabido pacientemente esperar, animar, ayudar, comprender ... mientras se realizaba la presente tesis, sobre todo en los difíciles momentos finales. A tí, Belén.

La presente investigación se ha beneficiado de la financiación de la Consellería de Educación y Ciencia (Generalitat Valenciana), en forma de una beca F.P.I., del proyecto PETRI-PTR-94-0046 y de la Excm. Diputación Provincial de Alicante mediante su convenio de colaboración con la Universidad de Alicante.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

**CAPÍTULO I:
INTRODUCCIÓN**

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

Las comarcas del sur de la provincia de Alicante se han visto históricamente sometidas a los daños ocasionados por terremotos. El caso más dramático en esta historia sísmica lo constituye el denominado “Terremoto de Torrevieja”, ocurrido el día 21 de marzo de 1829. Como consecuencia del mismo hubo casi 400 muertos y más de 350 heridos, varios pueblos totalmente destruidos (Torrevieja, Benejúzar, Formentera, Almoradí y Guardamar), en numerosos otros infinidad de casas quedaron total o parcialmente destruidas (casi 3000 casas totalmente y unas 2400 parcialmente destruidas sólo en la Vega del río Segura) y se cortaron las comunicaciones entre las riveras del río Segura por colapso de puentes. La gravedad de estos daños y la persistencia de los temblores hizo huir a gran parte de la población de la comarca, que emigró en búsqueda de zonas menos dañadas y de mejores perspectivas económicas (Rodríguez de la Torre, 1984).

La ocurrencia de sismos destructivos no es un hecho aislado en la historia de la comarca. Las crónicas históricas y más recientemente la prensa escrita han permitido estudiar numerosos terremotos y evaluar su intensidad epicentral. En este sentido es de destacar que se ha documentado eventos que ocurrieron en fechas tan tempranas como el año 1048, $I_0 \approx$ VIII-IX (Martínez Guevara y Fernández, 1986). Otros autores llegan incluso a ofrecer un catálogo de los terremotos destructivos ocurridos (Bisbal, 1984; Mezcua y Martínez Solares, 1983; Rodríguez de la Torre, 1980; entre otros). A la luz de la información aportada por todos ellos se comprueba que el fenómeno sísmico es una constante en la historia de esta región.

El análisis sedimentológico de testigos de sondeos realizados en la Vega del río Segura así como de afloramientos en los márgenes de la misma, ha puesto de manifiesto la existencia de estructuras de deformación en sedimentos recientes. Dichas estructuras se han interpretado como debidas a la licuefacción de lechos de arena tras terremotos de magnitud moderada a grande (Alfaro, 1995; Alfaro *et al.*, 1995). Este fenómeno también ha sido descrito en terremotos ocurridos en períodos históricos, así fue ciertamente muy extendido durante el terremoto de 1829, afectando a una superficie de más de 7 km², y menos frecuente durante el terremoto de 1919 en Jacarilla ($I_0 =$ VIII, $m_b=5.2$; Kindelán y Gorostíza, 1920).

Estos hechos confirman lo anteriormente expuesto, es decir, la convivencia que esta región tiene con el fenómeno sísmico desde la antigüedad y además ponen de relieve que dicha sismicidad ha sido de magnitud moderada a alta, necesaria para que ocurra licuefacción.

Esta comarca es, por otra parte, una de las más ricas de la provincia de Alicante. La ocurrencia de terremotos ha supuesto siempre un gran quebranto en su economía. En la actualidad la posible incidencia del fenómeno sísmico en la economía de la comarca puede ser aún más catastrófica que en

el pasado dado su gran desarrollo. Este hecho la convierte en una de las zonas con mayor riesgo sísmico de España. Si atendemos a la definición que la UNESCO (1980) hace del riesgo sísmico:

$$RIESGO \acute{S}ISMICO = PELIGROSIDAD \times VULNERABILIDAD \times COSTE$$

La *Peligrosidad sísmica* es una medida en términos de probabilidad de que ciertos parámetros, como la intensidad del movimiento del suelo o la aceleración pico, se puedan exceder en un período de tiempo dado o en un cierto tiempo de exposición. La *Vulnerabilidad* es el grado de pérdida de un elemento expuesto a riesgo como resultado de la ocurrencia de un terremoto de determinado tamaño. Es pues una medida de la resistencia de las estructuras. El *Coste* es una valoración económica del gasto que representa sustituir o reemplazar los elementos vulnerables dañados durante la ocurrencia de un terremoto.

La dificultad que plantea la estimación e integración de los tres elementos de la ecuación del riesgo ha motivado que en muchas ocasiones el riesgo se estime en función de la peligrosidad sísmica de la región. El cálculo de la peligrosidad sísmica implica el uso de leyes de atenuación del movimiento del suelo a partir de una fuente. Tales leyes son isótropas, es decir, la variación del movimiento del suelo es únicamente función de la distancia a la fuente.

Los terremotos catastróficos ocurridos en los últimos 15 años (Michoacán-1985, Loma Prieta-1989, Kobe-1995) han puesto de manifiesto que el movimiento del suelo varía, en ocasiones drásticamente, en función de la naturaleza, propiedades mecánicas o topografía del sitio y, consecuentemente, los daños ocasionados también: a igual distancia de la fuente en determinados puntos la aceleración, velocidad y/o desplazamiento máximo del suelo fue mucho mayor en unos puntos que en otros. En ocasiones puntos próximos a la fuente han sufrido menos daños que otros alejados; así Acapulco sufrió menos daños que México D.F. en el terremoto de Michoacán pese a encontrarse casi 150 km más próximo a la fuente.

Existen evidencias de que durante el terremoto de 1829 se produjeron variaciones en la severidad de los daños para puntos muy próximos entre sí: Algorfa (I = VIII) sufrió menos daño que Almoradí (I = X) pese a encontrarse más cerca de la fuente. Otra manifestación de este hecho es que la mayoría de los mapas de isosistas de los terremotos que han afectado a esta región tienen morfologías alargadas según el eje del valle del río Segura, independientemente de la localización del foco.

Este fenómeno, conocido como *efecto de sitio*, es difícil de incorporar en las leyes de atenuación dada su complejidad, pero es a todas luces necesario tenerlo presente en la estimación del riesgo sísmico de una región. La existencia de datos que confirman que este fenómeno se ha producido en la comarca de la Vega Baja es la justificación del presente trabajo, en el que se realiza un análisis del efecto de sitio y una zonificación sísmica con vistas a caracterizar cuantitativamente el comportamiento del suelo en el valle del río Segura. El uso potencial de esta zonificación en planes de ordenación urbana y de gestión y uso del suelo constituye otro hecho que ha motivado este trabajo.

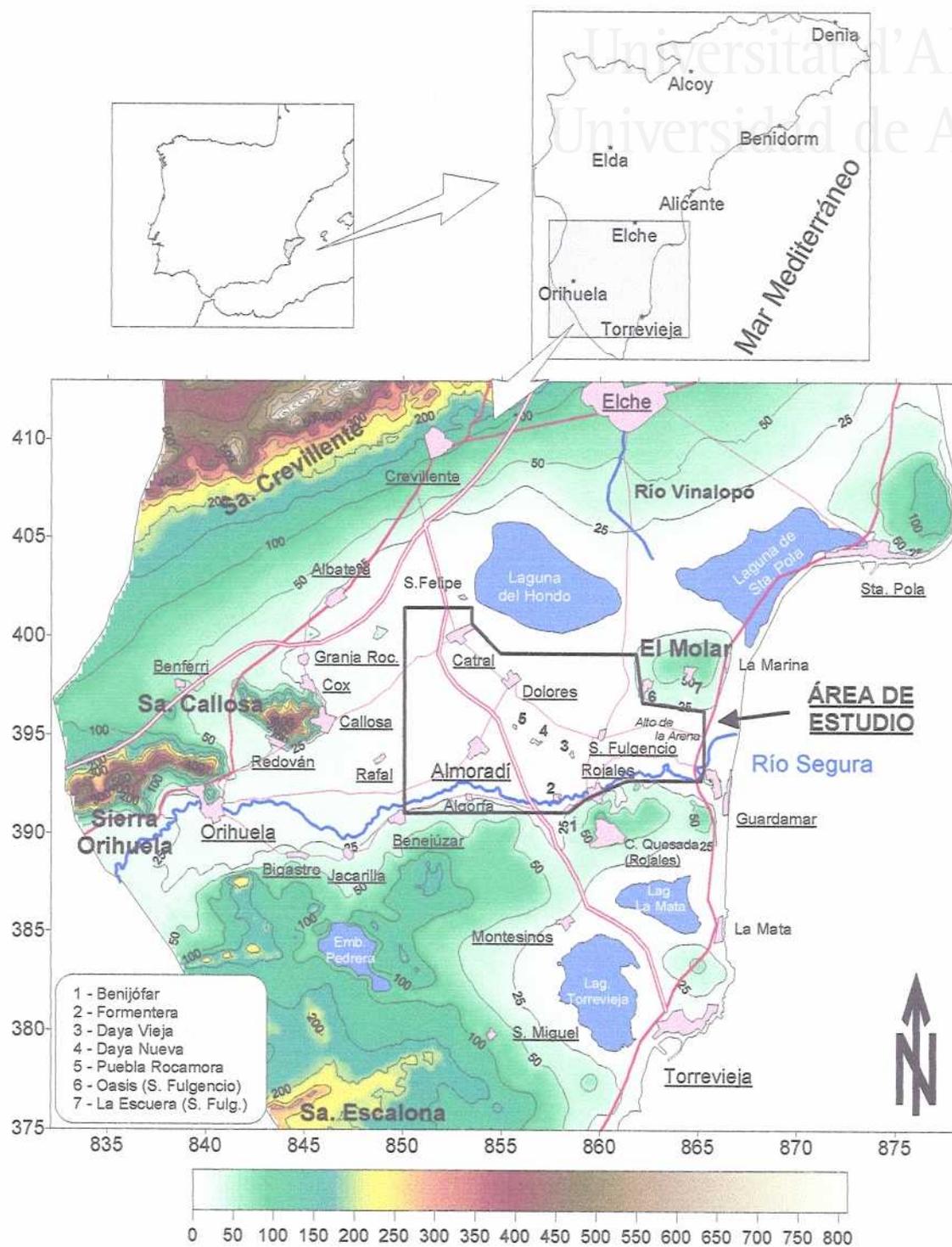


Figura 1.1. Localización geográfica del área estudiada.

1. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DEL ÁREA DE ESTUDIO.

El presente trabajo se centra en una zona situada en el sur de la provincia de Alicante (fig. 1.1) y abarca una superficie aproximada de 100 km². Dicha área está situada dentro de los siguientes límites geográficos:

Extremo SW: Longitud: 0° 50.0' W Latitud: 38° 04.0' N

Extremo NE: Longitud: 0° 40.0' W Latitud: 38° 11.0' N

Recibe distintas denominaciones según se considere desde el punto de vista geográfico-administrativo o geológico. En el primer caso la región estudiada es parte de la comarca de la Vega Baja, con una pequeña porción que pertenece a la comarca del Bajo Vinalopó, mientras que desde el punto de vista geológico toda ella es parte de la denominada cuenca del Bajo Segura. A lo largo de esta memoria aparecerá a menudo el término “la Vega Baja” (del río Segura) o sencillamente “la Vega”, para referirnos a la zona topográficamente más deprimida del valle del río Segura entre las sierras de Callosa y del Molar.

Esta área presenta un fuerte contraste paisajístico: la Vega es un área llana, con cotas entre 0 y 12 m rodeada completamente por relieves. Hacia el N la topografía asciende, suavemente primero y bruscamente después, hasta las estribaciones de las sierras de Abanilla (Zulún, 624 m, en la provincia de Murcia) y de Crevillente (Crevillente, 835 m). Al W se encuentran los relieves de las sierras de Orihuela (643 m), Callosa (568 m) y otros cerros de menor altura en las proximidades de Albuera. A N y S de este último conjunto de relieves existen sendos valles por donde discurren los ríos Chicamo (N) y Segura (S).

El límite S de la Vega está constituido por una sucesión de relieves alomados de menor cota que los anteriores (Escalona, 347 m) y que tienen una naturaleza e historia geológica diferente a la de los relieves situados al N. Al E se encuentra la sierra del Molar (76 m) que restringe la comunicación de la Vega con el mar a dos estrechos pasos situados a N y S del mismo. En el del N se encuentran las salinas de Santa Pola y en el del S es por donde el río Segura desemboca al mar.

La hidrografía de la región tiene al río Segura como principal elemento, siendo el único curso permanente. Este río atraviesa la región de W a E sobre el borde S de su llanura de inundación. Su cauce se encuentra elevado con respecto a la misma hasta las proximidades de Rojales, lo cual agrava los efectos de las periódicas inundaciones que este río ha causado.

Más al N se encuentra el río Vinalopó, el cual pierde su caudal por infiltración en el abanico aluvial que ha construido, desapareciendo antes de llegar al mar. Existen además numerosas ramblas y barrancos cuyo régimen de aguas es estacional, transportando agua únicamente en épocas de lluvias. La región está densamente atravesada por canales que sangran el río Segura para el regadío de la fértil huerta que es la Vega.

1.1. Geografía humana del área de estudio.

El área estudiada se caracteriza por un hábitat disperso, con abundancia de pequeños núcleos de población muy próximos unos a otros. En este medio destacan las poblaciones de mayor tamaño, como Orihuela o Elche, fruto de su carácter administrativo o industrial. En el pasado reciente los núcleos costeros han visto como su población se multiplicaba gracias al impulso de la floreciente industria turística.

La comarca de la Vega Baja tiene una población de derecho de 180.156 individuos (13.94% del total de la provincia de Alicante; IVE, 1991) mientras que la del Bajo Vinalopó es de 225.713 habitantes (17.47%). Los principales núcleos urbanos son los de Elche (188.262 habitantes), Orihuela (49.475), Torrevieja (25.014) y Crevillente (22.694).

En la zona de estudio los núcleos urbanos son todos de pequeño tamaño, siendo el mayor Almoradí, con 15,536 habitantes; el resto de municipios es de tamaño inferior a los 10,000 habitantes. El crecimiento de la población en esta zona ha sido irregular, sin embargo desde fechas recientes diversos autores han señalado un crecimiento constante de la misma (Canales *et al.*, 1995; Norman y Ródenas, 1993). Las causas de ello son múltiples: expectativas de crecimiento debido a la entrada en funcionamiento del trasvase Tajo-Segura, mejora en la productividad agrícola por incremento de la superficie de regadío, desarrollo industrial y, sobre todo, gran desarrollo turístico del área litoral y prelitoral (Guardamar, San Fulgencio, Rojales, Benijófar...).

La distribución de los núcleos de población en la Vega está condicionada por la del fértil suelo de regadío de la huerta y la topografía: las periódicas inundaciones del río Segura han obligado a aprovechar los relieves para el asentamiento urbano. No fue hasta el siglo XVIII cuando se colonizaron las áreas topográficamente más bajas de la Vega por obra de las "Pías Fundaciones" creadas por el Cardenal Belluga (Canales y Vera, 1985). En tal época se fundaron los pueblos de Dolores, San Fulgencio y San Felipe Neri con el fin de convertir los antiguos marjales en suelo de regadío. El resto de los núcleos urbanos se sitúan sobre los márgenes de la huerta, en los relieves que la rodean (Algorfa, Callosa...) con objeto de ocupar la menor superficie posible de suelo de regadío y de evitar inundaciones, o sobre las motas que delimitan el cauce del río Segura, constituyendo auténticos pueblos barrera frente a las inundaciones (p.e. Rojales y Formentera). Finalmente, existen otros pueblos en el interior de la huerta que se sitúan sobre relieves (imperceptibles) que aseguran una defensa frente a los desbordamientos del río. El caso más notable es Almoradí, que se asienta sobre una minúscula elevación de 12 metros, suficientes para evitar muchas inundaciones.

La morfología urbana está condicionada por lo anteriormente expuesto: aquellos pueblos que han crecido sobre relieves tienen un callejero adaptado a las curvas de nivel de la ladera. El crecimiento reciente de estos pueblos se ha hecho, sin embargo, a costa de invadir su espacio de huerta. En el caso de los pueblos barrera, el crecimiento ha sido longitudinal a lo largo del cauce, ocupando bien una o las dos márgenes del río.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

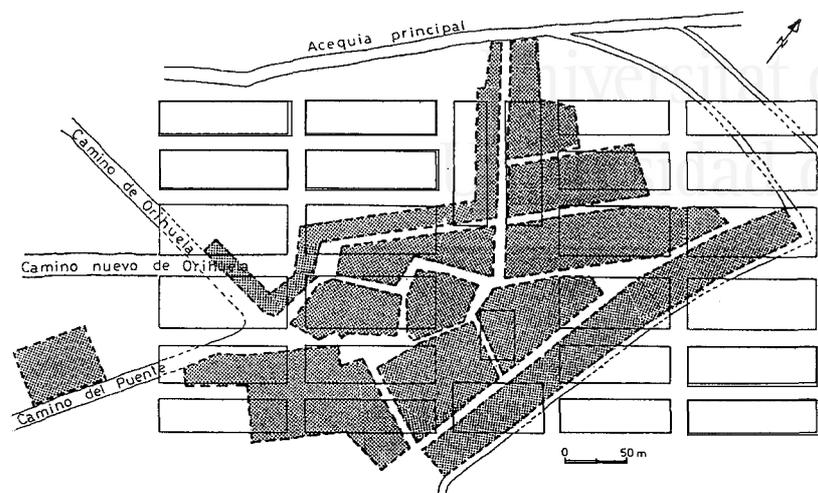


Figura 1.2: Planta de la reconstrucción de Almoradí tras el terremoto de 1829. En sombreado aparece la planta previa al mismo (Canales, 1984).

Existe un gran número de poblaciones cuya planta obedece a un plano ortogonal. En ocasiones ello se debe a su reciente fundación mas la mayoría de las ocasiones se debe a la reconstrucción que tuvo lugar tras el terremoto de 1829. En efecto, tras este terremoto, Almoradí, Benejúzar, Guardamar y Torrevieja fueron totalmente reedificados mientras que Rojasles, Formentera, Benijófar, Daya Nueva y otros más fueron parcialmente reconstruidos. Este diseño hipodámico, con calles amplias, altura de edificación uniforme (siempre 1 planta) e introducción de fuerte trabado entre los principales elementos estructurales de las casas, fue concebido según palabras del ingeniero encargado del diseño y reconstrucción de ellas (Larramendi, 1829) “*con carácter antisísmico a fin de dotar a la comarca de edificios capaces de resistir los continuos terremotos que la asolaban*“. En esta planimetría juega un importante papel la plaza mayor debido a la presencia de los edificios administrativos y religiosos (Canales *et al.*, 1995). El resto de la población se dispone alrededor de ella. La figura 1.2 presenta el casco antiguo de Almoradí superpuesto al de la reconstrucción. Se comprueba que se substituyó un plano anárquico, de calles estrechas, por otro regular de calles amplias (Canales, 1984). En la actualidad nos encontramos ante un proceso de substitución de este tipo de construcción por otro de 3 ó más plantas. Este hecho es común en todo el país: el mayor margen de beneficios obtenidos de un edificio de varias plantas favorece un crecimiento en la vertical sobre la horizontal.

El desarrollo turístico ha propiciado un fuerte crecimiento urbanístico en los municipios costeros. La falta de suelo urbanizable así como su alto coste ha favorecido que en los últimos años este proceso se extienda a municipios del prelitoral. En la zona de estudio San Fulgencio, Rojasles y Benijófar han sido los mayores beneficiarios de este crecimiento del prelitoral. El Anuario Estadístico de la Generalidad Valenciana (IVE, 1991) detalla el número de casas construidas en los períodos previo a 1900, 1900-40, 1941-50, 1951-60, 1961-70, 1971-80 y 1980. La figura 1.3 representa los histogramas de frecuencias relativas de cada período en Almoradí (interior de la Vega), San Fulgencio (prelitoral) y Torrevieja (núcleo turístico). Se pone de manifiesto el enorme crecimiento que han tenido

los municipios con importancia turística (Torrevieja y San Fulgencio), con más de la mitad de sus edificios construidos en la década de los 60-70 frente a los del interior donde los edificios antiguos (pre-1950) suponen más del 40% del total. La distribución de edificios en Almoradí es extensible a la de cualquier población en el interior de la zona de estudio (Dolores, Catral, etc.).

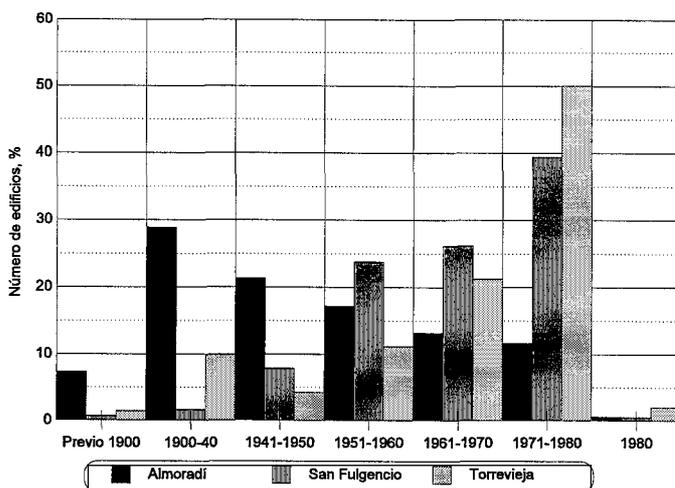


Figura 1.3: Distribución porcentual del número de edificios construidos en el tiempo en poblaciones de la zona de estudio (Almoradí y San Fulgencio) y áreas adyacentes (Torrevieja).

Por lo que respecta a la actividad económica de la zona de estudio, la principal es la agricultura (huerta y cítricos) cuya contribución a la producción agrícola de la provincia en 1991 representó el 31.2% del total provincial (aproximadamente 25.000 millones; Canales *et al.*, 1993). Paradójicamente, este importante sector agrario no ha cristalizado en una también importante industria agroalimentaria, siendo lo más frecuente la canalización de la producción hacia Murcia, donde se la transforma (Canales *et al.*, 1995).

La industria presenta una evolución al alza, incrementando su peso específico en el conjunto de la economía de la comarca y de la provincia (Cividades y Hernández, 1993). Por orden de importancia destacan la industria maderera (muebles), la agroalimentaria, la textil y la del calzado, ésta última subordinada al polo de Elche. El sector de la construcción está íntimamente ligado al desarrollo turístico, de manera que el mayor número de empresas y el mayor volumen de obras se realiza en la franja costera. Por último, otro sector productivo cuya importancia crece día a día en la zona de estudio es el de servicios y turismo. La saturación de la oferta de Torrevieja, principal núcleo turístico de la zona, su progresivo encarecimiento así como el agotamiento de la fórmula “sol y playa” está desplazando el turismo a pueblos de segunda línea y del interior con una oferta renovada (Canales *et al.*, 1995).

2. OBJETIVOS.

Los objetivos planteados en el presente trabajo son:

- 1.- Determinación de la susceptibilidad a la licuefacción del relleno aluvial de la Vega Baja.
- 2.- Caracterización del movimiento del suelo en la Vega Baja a partir tanto de registros de movimientos débiles del suelo (ruido sísmico) como de la modelización de movimientos débiles y fuertes del mismo. Comportamiento lineal/no lineal del suelo.
- 3.- Variación espacial de la respuesta del suelo. Determinación de los parámetros que controlan dicha variación espacial.
- 4.- Elaboración de cartografía temática: mapas de respuesta y de susceptibilidad.

Aun cuando en los objetivos planteados se considera tanto la respuesta del suelo como el fenómeno de la licuefacción de lechos de arena, hay que señalar que el mayor énfasis se ha puesto en la parte correspondiente al análisis de la respuesta del suelo.

3. ORGANIZACIÓN DE LA PRESENTE MEMORIA.

La presente memoria se ha organizado en seis capítulos además de esta introducción. En el capítulo segundo se describe el marco sismotectónico de la región en la que se sitúa la Vega Baja, la actividad neotectónica del extremo oriental de la Cordillera Bética, la sismicidad en dicha región así como la relación entre sismicidad y los principales accidentes tectónicos. La información presentada en este capítulo será la base para la posterior definición de los eventos de diseño en nuestro análisis.

El capítulo tercero se centra específicamente en la Vega Baja, tanto desde un punto de vista geológico como geotécnico. En una primera parte se hace una descripción desde el punto de vista geológico del relleno de la cuenca del Bajo Segura, prestando una mayor atención a las unidades y materiales aflorantes en la Vega. La segunda parte de este capítulo se centra en el problema de la caracterización geotécnica de los materiales descritos previamente. Finalmente la tercera parte del capítulo se centra en determinar en base a los datos disponibles la estructura de la cuenca y de la parte a utilizar en la modelización del movimiento del suelo. En este capítulo y el anterior se presenta, en definitiva, los datos de partida de la presente tesis. Sin embargo, éstos no son utilizables de forma directa para alcanzar los objetivos planteados.

El capítulo cuarto constituye una revisión de las técnicas utilizadas en zonificación sísmica así como de las metodologías utilizadas para tal fin.

El capítulo quinto está dedicado a la descripción de la metodología utilizada para realizar la

zonificación de la Vega. En él se describen los programas utilizados para la modelización del movimiento del suelo. Dado que la zonificación requiere mucha información que no es fácilmente obtenible de estudios estándar (de sismicidad, geología, geotecnia, etc.), en dicho capítulo se desarrolla la metodología para obtener dichos datos a partir de los presentados en los capítulos segundo y tercero. Asimismo se hace una breve descripción de los programas utilizados en la modelización numérica del movimiento del suelo.

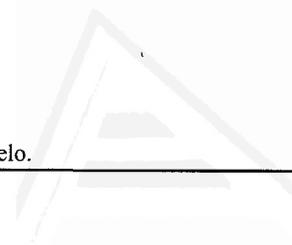
En el capítulo sexto se presentan los resultados obtenidos. En la primera parte de este capítulo se presenta los resultados concernientes a la licuefacción en forma de mapas. La segunda parte está dedicada a la respuesta del suelo y en ella se confronta los resultados ofrecidos por la modelización con los datos empíricos obtenidos de una campaña de ruido sísmico.

Finalmente, en el capítulo séptimo se detallan las conclusiones a las que se ha llegado con el presente trabajo acerca de la función de transferencia del aluvial del río Segura y su incidencia en la modificación de la señal, el espectro de respuesta de dicho aluvial, la variación espacial de la amplificación, la susceptibilidad a la licuefacción de la arena presente en el aluvial y la distribución espacial de dicha susceptibilidad.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

**CAPÍTULO II:
MARCO SISMOTECTÓNICO**

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

1. INTRODUCCIÓN.

La sismicidad en el sudeste peninsular es fruto de una compleja situación geodinámica consecuencia de la existencia de diversos bloques corticales cuyo movimiento es la causa fuente de dicha sismicidad.

Al abordar la sismotectónica y el marco geodinámico de la zona de interés de este trabajo es necesario ampliar el área de estudio, puesto que no se puede comprender la situación geodinámica actual en el Bajo Segura sin tener presente el cuadro regional en el que se enmarca; de otra parte, la propia naturaleza del fenómeno de interés, la propagación y modificación de la vibración en el suelo, hace que se deba extender el estudio de la sismicidad hasta abarcar aquellas otras comarcas o regiones cuya propia actividad sísmica pueda tener influencia en el Bajo Segura.

Al objeto de conocer el marco sismotectónico de la región, se hace a continuación una revisión de las principales hipótesis sobre la evolución geodinámica reciente, base que servirá para una mejor comprensión de la situación de esfuerzos actual. Para ello primero se identificarán las principales direcciones de fracturación y manifestaciones de deformación presentes en la región; posteriormente se describirán las hipótesis emitidas sobre la evolución reciente (etapa neotectónica) de esta región así como del campo de esfuerzos actuante durante la etapa neotectónica. Este marco es la base para comprender las causas, distribución y características de la sismicidad actual.

2. LA CORDILLERA BÉTICA.

La cordillera Bética, de la cual forma parte el área de estudio, se extiende desde el golfo de Cádiz hasta el N de la provincia de Alicante y el archipiélago balear. En total tiene una longitud máxima de 600 km. Queda limitada al S por el mar de Alborán y al N la Meseta Castellana (antepaís) y el Sistema Ibérico. El límite E lo constituye el mar Mediterráneo (fig. 2.1). Esta cordillera, junto con el Rif en el N de África, se sitúa en el límite entre las placas Ibérica y Africana.

Cuando se considera la Cordillera Bética a grandes rasgos, se suelen diferenciar tres dominios con significación propia en base a criterios paleogeográficos y estructurales (fig. 2.1). El primero de los dominios lo constituyen las **Zonas Internas**. Se encuentran en el S y E de la cordillera, entre Estepona (Málaga) y la isla de Tabarca (Alicante). Está constituido por materiales que han sufrido una intensa deformación. Se distinguen tres complejos: Nevado-Filábride, Alpujárride y Maláguide, que se superponen tectónicamente en el orden mencionado. Estos complejos son un conjunto de mantos apilados constituidos por materiales de edad Paleozoica y Triásica, metamorfizados con grado variable. El Maláguide comprende también materiales más recientes y no presenta evidencias notables de metamorfismo (Fontboté y Vera, 1983).

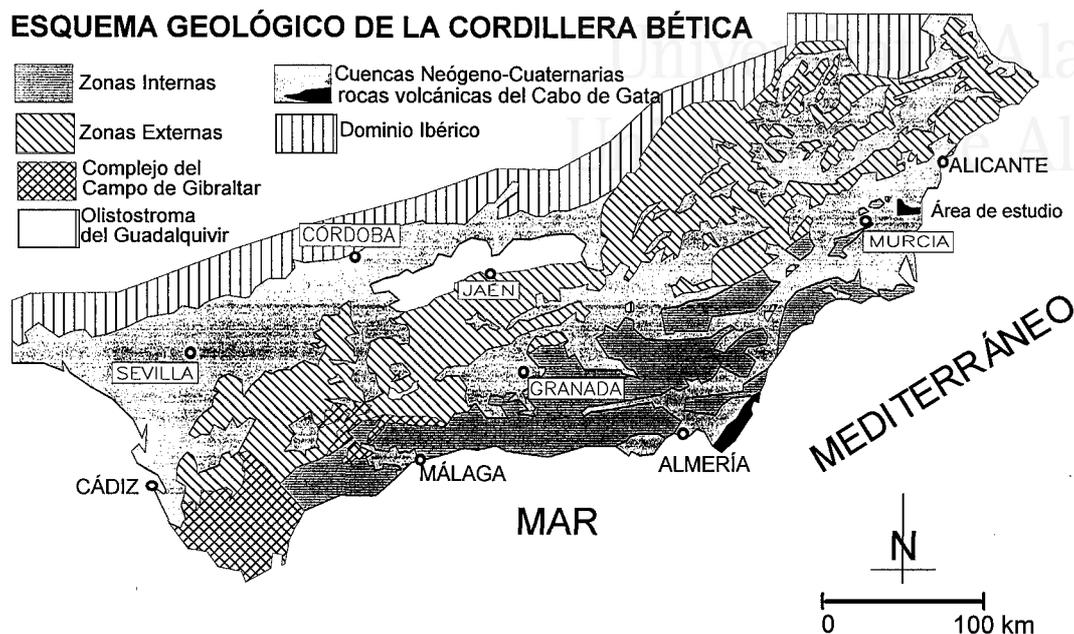


Figura 2.1. Esquema geológico de la Cordillera Bética (Alfaro, 1995).

Las **Zonas Externas** constituyen el segundo de los dominios. Están situadas al norte de las anteriores y separadas de ellas por importantes accidentes de salto en dirección. Están formadas por materiales sedimentarios depositados en el paleomargen ibérico desde el Triásico hasta el Aquitaniense. Actualmente se encuentran plegados y afectados por cabalgamientos. Paleogeográficamente se han diferenciado dos dominios principales: el *Prebético*, de facies más someras y carácter autóctono-parautóctono, y el *Subbético*, de facies pelágicas más profundas y carácter alóctono (Fontboté y Vera, 1983; García Hernández *et al.*, 1980).

Otro de los dominios es el **Complejo del Campo de Gibraltar**. Tiene afloramientos discontinuos en varios puntos de la cordillera. Está constituido por facies flysch de edad Cretácico-Mioceno inferior depositadas entre el paleomargen africano y el de las Zonas Internas. Sus unidades poseen siempre carácter alóctono (Martín Algarra, 1987).

Finalmente, el último dominio es la **Depresión del Guadalquivir** o antifosa formada al final de la etapa orogénica que levantó la cordillera y se encuentra rellena por materiales postorogénicos.

Además de los anteriores dominios, existen numerosas cuencas intramontañosas que se formaron tras el cese del pulso orogénico que levantó y estructuró la cordillera, fundamentalmente a partir del Tortoniense (Sanz de Galdeano, 1990). Están rellenas por potentes series sedimentarias. Su formación y relleno está muchas veces controlado por la actividad tectónica en la zona. Una de estas cuencas es la del Bajo Segura.

3. EL SECTOR ORIENTAL DE LA CORDILLERA BÉTICA.

En el sector oriental de la cordillera, las Zonas Internas se encuentran afectadas por una intensa fracturación que las fragmenta en una serie de bloques. Sobre estos bloques se ha formado una serie de cuencas de reducidas dimensiones rellenas por materiales del Neógeno. Este conjunto se sitúa en una amplia zona de cizalla, de dirección general NE-SW, que conforma la denominada Zona Transcurrente de Trans-Alborán (Larouzière *et al.*, 1987; fig. 2.2). Esta extensa zona de cizalla ha evolucionado desde el Mioceno superior hasta la actualidad en el seno de un marco compresivo de dirección general N-S derivado de la colisión entre las placas Europea y Africana.

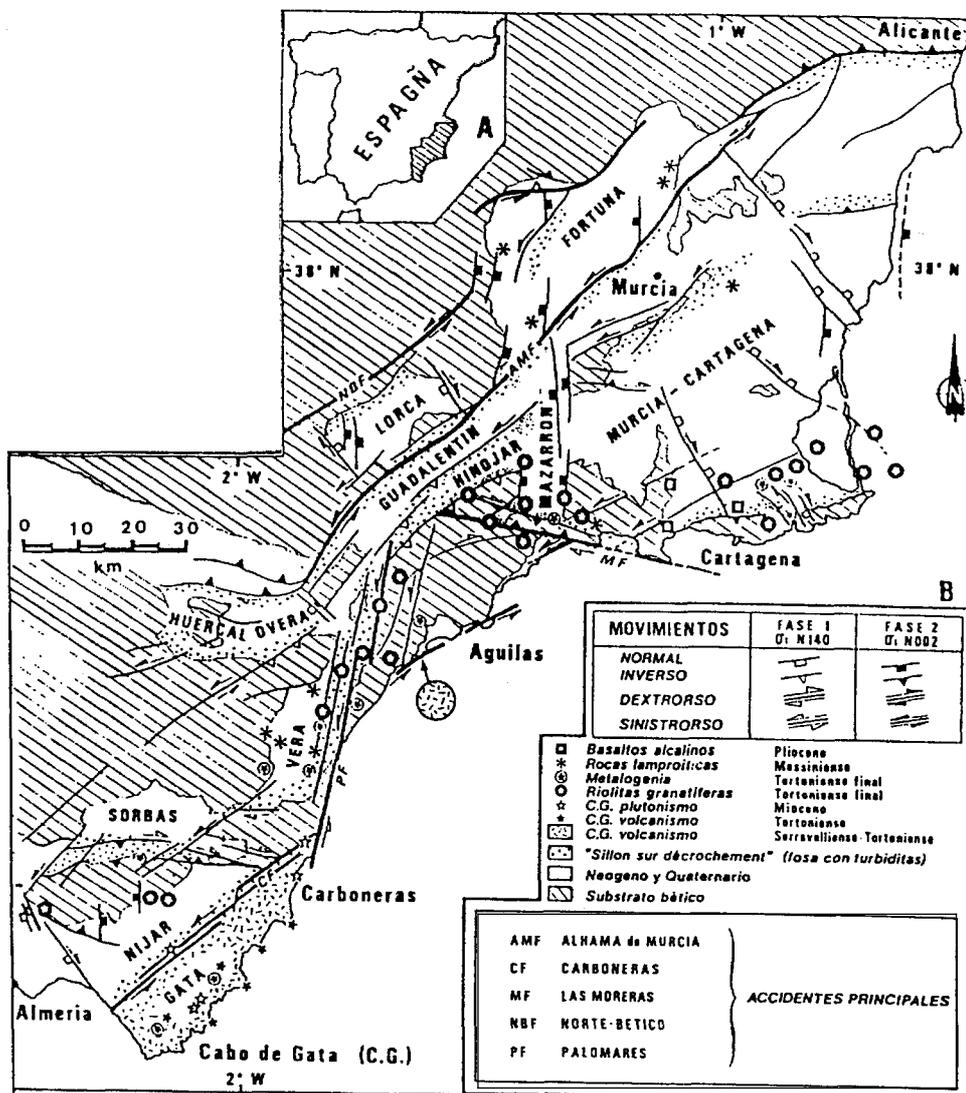


Figura 2.2. Esquema tectónico del sector oriental de la Cordillera Bética (según Ott d'Estevou *et al.*, 1988).

El efecto de esta zona de cizalla ha sido la deformación de las Zonas Internas hasta la morfología sigmoidal que actualmente se observa, la formación de cuencas cuya evolución está íntimamente controlada por los pulsos de actividad en dicha zona de cizalla y la ocurrencia de una importante actividad volcánica en todo el sector (Montenat *et al.*, 1987a, b).

Datos de refracción sísmica (Banda, 1976; Banda y Ansorge, 1980; Zeyen *et al.*, 1985) han demostrado que todo este sector se encuentra en una zona de corteza continental anómalamente delgada.

3.1. Cuadro estructural regional.

En este área se detectan los tres principales sistemas de fracturas presentes en la cordillera (Sanz de Galdeano, 1983). De ellos el principal elemento estructural está constituido por las fallas de dirección NE-SW, el cual determina la morfología general de la zona de cizalla: fallas de Palomares, Alhama (o Guadalentín), Crevillente, Bajo Segura... El movimiento principal detectado es el de salto en dirección sinistorsor (Bousquet, 1979; Montenat *et al.*, 1987a, b; Sanz de Galdeano, 1983); sin embargo también se ha detectado que en determinados momentos de su historia han tenido movimientos de componente inversa o incluso dextra. Este carácter polifásico está en relación con la disposición de los planos de falla con respecto a la orientación regional del campo de esfuerzos y la variación en el tiempo de la orientación de este último.

Otro conjunto de fracturas de gran importancia en el sector es el de dirección NW-SE (N120E a N140E); son menos frecuentes y tienen dimensiones menores que las anteriores. Exhiben un comportamiento de desgarre dextro o de falla normal que, como en el caso anterior, es función de la orientación del campo regional de esfuerzos en el tiempo (Montenat *et al.*, 1987a, b). Finalmente, el tercer sistema de fracturas es de dirección N-S a N10-35E y ha actuado fundamentalmente como falla normal. Estas fallas son de dimensiones y abundancia aún menor que las anteriores.

Simultáneamente a la acción de los anteriores sistemas de fallas ha existido también una deformación dúctil de los materiales del neógeno y del cuaternario. El principal rasgo común a la mayoría de los pliegues presentes en el sector es su carácter de sintectónicos y estar asociados a fallas, por lo que presentan una orientación subparalela a los principales accidentes. Los sinclinales constituyen áreas de acumulación de sedimentos (cuencas tipo surco). El carácter sintectónico de la deformación se manifiesta por la formación de discordancias progresivas en los márgenes de dichos sinclinales.

Muchas de las principales fallas son heredadas de épocas anteriores de estructuración de la cordillera. En concreto el sistema NE-SW a E-W se presenta afectando al basamento de las cuencas intramontañosas con deformaciones mucho más intensas que las manifestadas por el relleno de dichas cuencas. Los otros dos sistemas, en cambio, se han formado en el transcurso de la evolución neógena más reciente del sector (Sanz de Galdeano, 1983; Montenat *et al.*, 1987a, b).

3.2. Campo de esfuerzos. Hipótesis sobre la evolución geodinámica reciente del sector oriental de la Cordillera Bética.

Diversos autores han contribuido al conocimiento de la evolución geodinámica de la región y han propuesto hipótesis o modelos evolutivos.

A escala regional, Sanz de Galdeano (1990) y Sanz de Galdeano y Vera (1991) señalan que desde el Tortoniense y hasta la actualidad (etapa neotectónica) la cordillera Bética ha sufrido una compresión cuya dirección de máximo acortamiento habría variado desde la orientación WNW-ESE/NW-SE, existente durante la fase de estructuración de la cordillera, hasta la dirección NNW-SSE que actualmente se detecta.

Diversos autores franceses (Coppier *et al.*, 1989; Larouzière *et al.*, 1987, 1988; Montenat *et al.*, 1987a, b, 1990; Ott d'Estevou *et al.*, 1988; entre otros) proponen un modelo geodinámico para el sector oriental de la cordillera basado en la indentación de un bloque rígido sobre otro más plástico y fragmentado en numerosos bloques de menor tamaño y comportamiento autónomo (fig. 2.3). Como consecuencia de esta indentación se produciría una migración y escape de las zonas deformadas del bloque más plástico. El movimiento del bloque rígido se realizó a favor de importantes accidentes de desgarre, los cuales definen la mencionada Zona Transcurrente o de Desgarre de Trans-Alborán. En este contexto compresivo se formaron cuencas de tipo surco en desgarre (sillon sur décrochement; fig. 2.4), de breve duración en el tiempo, morfología alargada según los principales accidentes presentes y cuya evolución está fuertemente controlada por los pulsos de actividad de estas fallas.

En este proceso se distinguen diversas etapas ligadas a la variación de la orientación del campo de esfuerzos (Coppier *et al.*, 1989; Larouzière *et al.*, 1987): en una primera etapa (hasta el Tortoniense superior) se produjo una deriva del bloque rígido hacia el NW (dirección de acortamiento NW-SE) y expulsión lateral de unidades del otro bloque. En una segunda etapa (Tortoniense superior-Plioceno inferior) se produjo una rotación del campo de esfuerzos, con compresión máxima en la dirección N-S y consecuente migración del bloque hacia el N.

Finalmente, desde el Plioceno medio y hasta la actualidad el campo de esfuerzos se orienta con compresión según la dirección NNW-SSE. Esta rotación del campo de esfuerzos sería el origen del mencionado carácter polifásico de las fallas del sector.

Silva *et al.* (1993) proponen un modelo similar al anterior (aunque difieren en la edad de ocurrencia de las diferentes fases) para explicar la evolución del corredor de desgarre: como consecuencia de la indentación de un bloque rígido se produciría el escape de otros hacia el E así como su rotación horaria a lo largo de los sistemas de fallas de Alhama, Crevillente y del Bajo Segura. Goy y Zazo (1989), Goy *et al.* (1990), Somoza (1989), así como los anteriores autores, defienden la existencia de una situación compresiva desde el Plioceno Superior-Pleistoceno inferior. Dos episodios

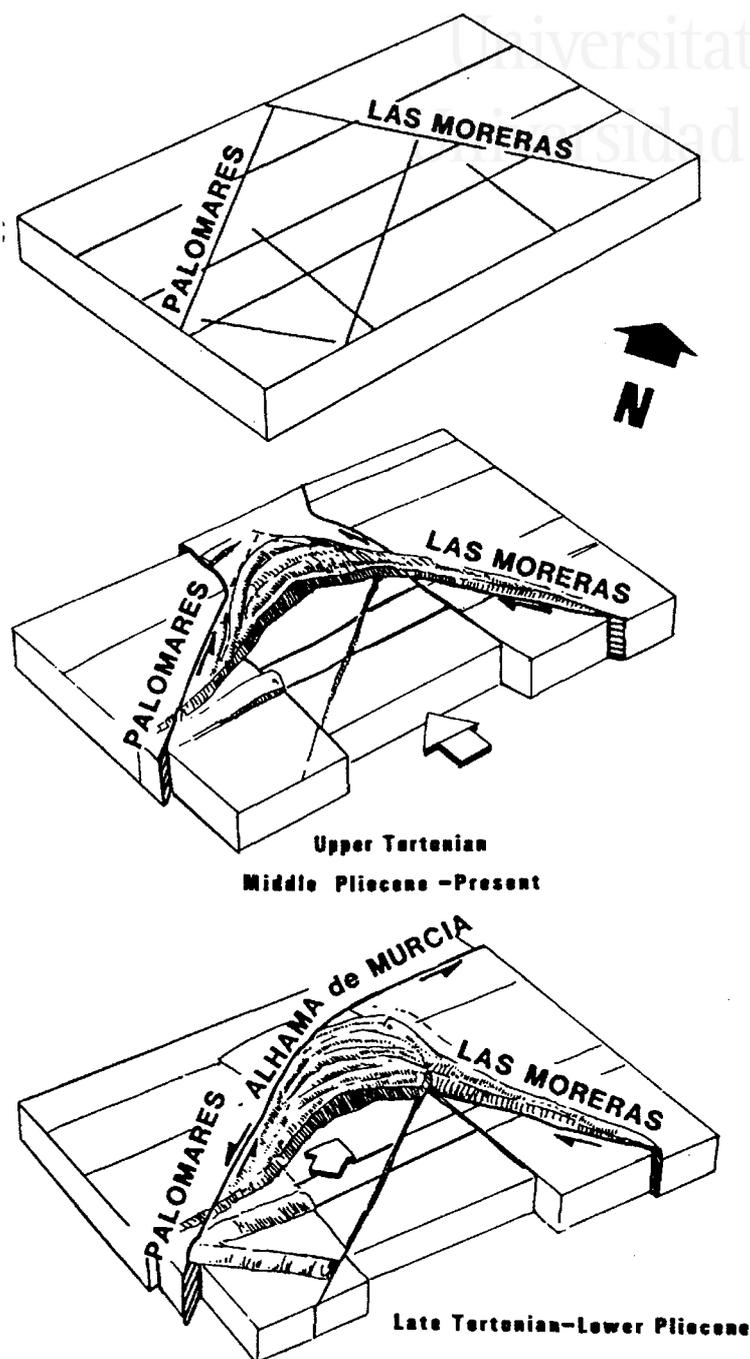


Figura 2.3. Modelo evolutivo, desde el Mioceno superior hasta la actualidad, propuesto por Coppier *et al.* (1989) para el sector oriental de la cordillera.

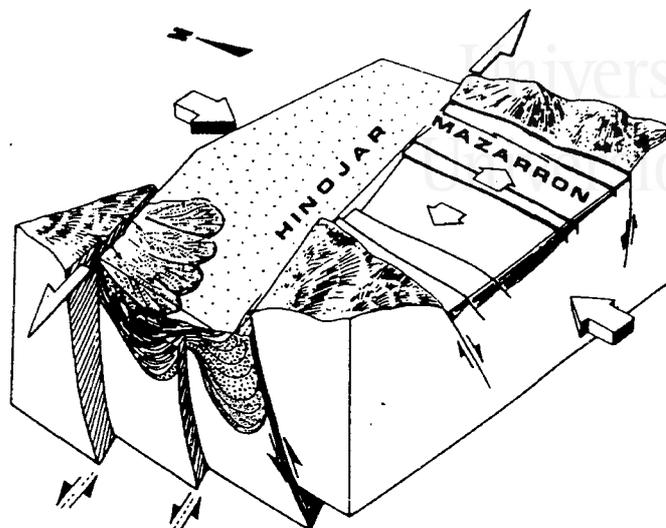


Figura 2.4. Bloque diagrama mostrando la morfología de cuencas de tipo surco en el corredor de desgarre (Ott d'Estevou *et al.*, 1988).

serían los responsables de la estructuración y geomorfología actual de la región. El primero de ellos tendría lugar en el límite Plioceno-Pleistoceno como consecuencia de la rotación de la dirección de máxima compresión desde N170E hasta N150E, causando un importante levantamiento diferencial a lo largo de ambos márgenes del corredor de desgarre y la inversión de las cuencas del Neógeno superior, que se elevan con respecto a nuevos surcos subsidentes. En el Pleistoceno inferior-medio una nueva rotación del campo de esfuerzos, desde N150 a N170E, acentuó el levantamiento de los relieves neógenos sobre los surcos cuaternarios, dando lugar a la formación de áreas subsidentes y levantadas de dirección E-W y a un levantamiento generalizado de las cuencas de este área, con la consecuente regresión marina.

Estévez *et al.* (1986) determinan la existencia de períodos de compresión de dirección E-W y N-S durante el Plioceno superior y el Pleistoceno, aunque según estos autores desde el Tortoniense hasta la actualidad habría predominado una situación de distensión. La sucesión de etapas compresivas y distensivas corresponderían a momentos de aceleración y desaceleración del acercamiento entre África e Iberia y a movimientos de éstas en dirección E-W.

Navarro Hervás y Rodríguez Estrella (1986), Almoguera y Rodríguez Estrella (1986) y Rodríguez Estrella y Lillo (1986) han estudiado la neotectónica del corredor de desgarre en diversos puntos de las provincias de Almería y Murcia. Estos autores señalan que durante el Plioceno y Pleistoceno inferior ha tenido lugar una compresión de dirección N-S y que en el cuaternario más reciente esta orientación ha rotado a E-W. Más recientemente, Rodríguez Estrella (1993) admite que las deformaciones observadas en el área de Lorca, debidas según hipótesis anteriores a un campo de esfuerzos E-W, son también explicables por medio de una compresión de dirección NNW-SSE considerando la cinemática de bloques en el corredor de desgarre.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

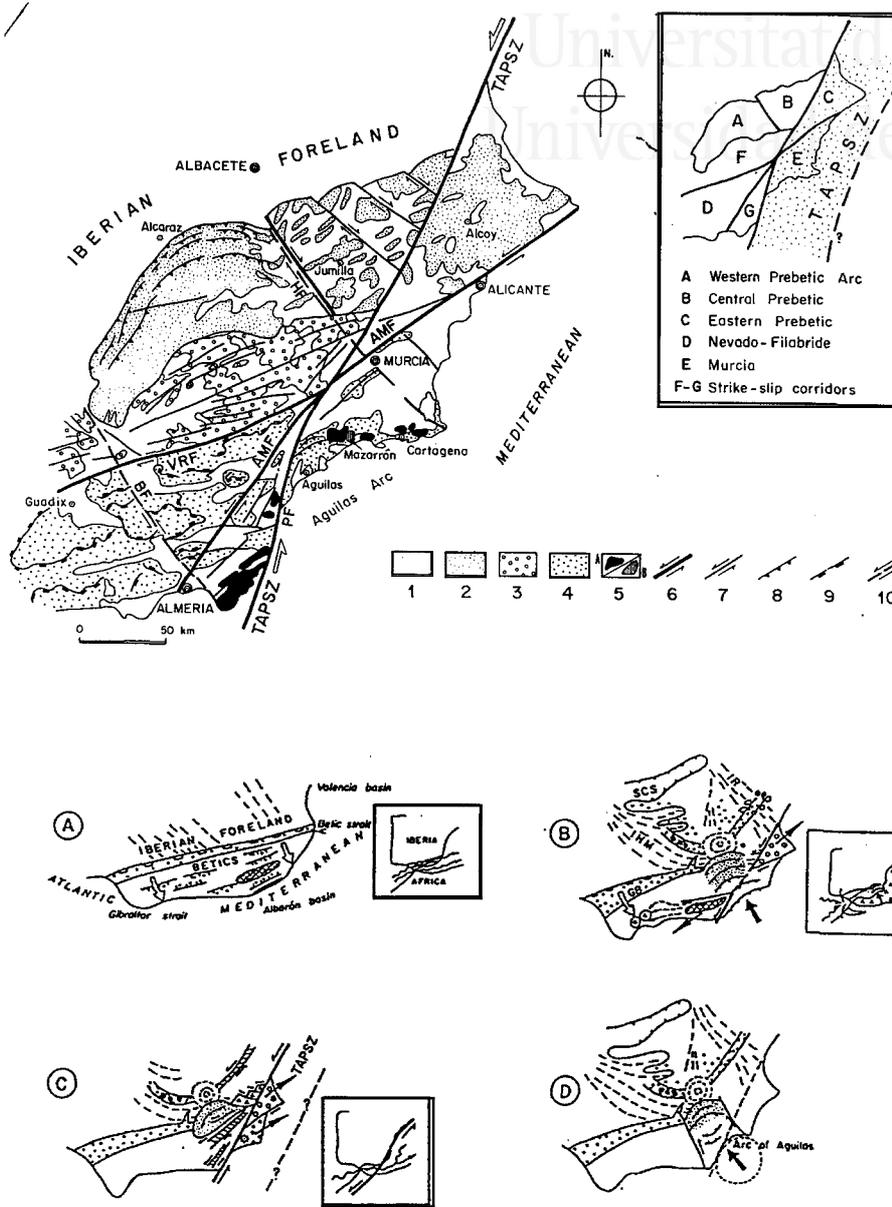


Figura 2.5. Parte superior: Morfología de la TAPSZ de acuerdo con el esquema tectónico propuesto por Doblas *et al.* (1991). Parte inferior: modelo evolutivo. A) Mioceno medio-superior; B) Tortoniense superior-Messiniense; C) y D) Plioceno y actualidad.

Doblas *et al.* (1991) proponen un modelo geodinámico desde el Messiniense hasta la actualidad en el que el Corredor de Desgarre Cortical, al que denominan Zona de Desgarre de Trans-Alborán-Palomares (TAPSZ), se prolonga hasta la provincia de Valencia, atravesando el Prebético (fig.

2.5). En este modelo se sucederían períodos de concentración de esfuerzos, asociados a un frenado del movimiento en la TAPSZ y a procesos de indentación hacia el NW, con períodos de disipación de esfuerzos, resultado del movimiento transcurrente a lo largo de la TAPSZ y escape lateral de bloques en forma de cuña. En un primer escenario (Messiniense) tendría lugar una compresión e indentación NW-SE, durante el cual se produciría un movimiento de escape del bloque que incluye el Prebético de Alicante hacia el NE. Durante el Plioceno se producirían movimientos de escape del bloque de Murcia a lo largo de la TAPSZ. En un último período la TAPSZ vuelve a quedar bloqueada dentro del contexto de convergencia N-S entre África y Europa.

Martínez Díaz y Hernández Enrile (1991, 1992a, b) han determinado a partir de criterios macro y mesoscópicos hasta seis modificaciones en la orientación del campo de esfuerzos desde el Tortonense hasta la actualidad en el sector Lorca-Totana. Durante este período identifican dos campos de esfuerzos compresivos con unas direcciones de máximo acortamiento NNW-SSE y NNE-SSW. Estos campos parecen haberse sucedido de forma compleja en el tiempo y consideran que la causa de esta alternancia se relaciona con una tectónica de grandes bloques y con la acción desviadora que produce la falla de Palomares (dirección NNE-SSW) sobre el campo regional de esfuerzos, de dirección general NNE-SSW.

Díaz del Río (1991) ha estudiado la plataforma continental de las provincias de Murcia y sur de Alicante. A partir de perfiles sísmicos ha determinado la existencia de dos fases tectónicas: la primera comprende desde el Tortonense hasta el Pleistoceno inferior y está dominada por procesos distensivos; la segunda fase es compresiva y abarcaría desde el Pleistoceno inferior hasta la actualidad.

De Ruig (1992), en su estudio del Prebético de Alicante, señala que en tal sector ha persistido una etapa de distensión desde el Tortonense hasta el Plioceno, donde las estructuras compresivas de períodos anteriores son cortadas por fallas normales de esta edad. Sin embargo, las Zonas Internas situadas al S parecen caracterizarse por una compresión de dirección N-S coetánea a dicha extensión. El contacto entre ambos dominios se efectuaría a lo largo del borde N de la zona de desgarre de Trans-Alborán. La existencia de una fuerte anomalía térmica en el sector (Van der Beek y Cloething, 1992), una corteza adelgazada y la tupida red de fallas de desgarre profundas existente en el sector pueden haber facilitado el comportamiento independiente de ambos dominios corticales.

Van der Beek y Cloething (1992) relacionan la formación de cuencas dentro del marco compresivo general con un evento térmico asociado a la apertura del mar de Alborán y del surco de Valencia. Este proceso favorece la pérdida de rigidez de la corteza y manto superior y la formación de las cuencas por adelgazamiento cortical.

Baena y Barranco (1993), en su estudio de la neotectónica y sismotectónica de la región de Murcia, identifican dos fases compresivas en la zona del Corredor de Desgarre: la primera de dirección NW-SE a NNW-SSE, durante el Mioceno superior y Plioceno inferior, y la segunda de dirección N-S desde el Plioceno superior hasta la actualidad; perpendicularmente a estas direcciones (aproximadamente E-W) existía tensión. A estos campos se sobreimpone además el efecto de un

importante levantamiento que desde el Tortonense superior se ha producido en la cordillera, el cual produce un efecto de extensión radial. En este contexto (compresión-extensión perpendicular-levantamiento) señalan que son las fallas de dirección NE-SW y NW-SE las que muestran una mayor actividad, siendo su régimen de movimiento complejo debido a la acción de los diversos campos.

Más recientemente, Alfaro (1995) ha estudiado la neotectónica del Bajo Segura. A partir de datos de campo y de geofísica concluye que la situación geodinámica durante el Plioceno superior y Cuaternario es compresiva, en la que la dirección de máximo acortamiento se dispone horizontal y con orientación N-S/NNW-SSE, localmente NE-SW. La inflexión que el corredor de desgarre hace en este sector determina que los movimientos de salto en dirección sean de menor importancia que los verticales (fallas inversas).

Como se desprende de la anterior exposición, la estructuración que actualmente se observa en el sector oriental de la cordillera es fruto de una compleja historia, en donde coexiste un marco de compresión general (según la mayoría de los autores) con procesos de adelgazamiento y calentamiento cortical. La densa red de fracturas, muchas de ellas de alcance cortical, individualiza una serie de bloques con comportamiento y evolución semiindependiente unos de otros, lo que explicaría la coexistencia de rasgos distensivos y compresivos en bloques adyacentes (Prebético y Zonas Internas). En determinados momentos de la historia geológica de la región los accidentes de mayor envergadura (Palomares, Alhama, Crevillente...) habrían actuado desviando localmente el campo regional observado en toda la cordillera.

4. SISMICIDAD.

La sismicidad del área Íbero-Magrebí está asociada al límite entre las placas africana y euroasiática. La sismicidad en este límite de placas se distribuye sobre una amplia región (fig. 2.6), con una distribución no uniforme de los focos, con áreas de mayor actividad frente a otras prácticamente asísmicas.

En la península Ibérica la actividad sísmica es moderada, en forma de abundantes sismos de baja magnitud ($m_b \leq 5.0$). Sin embargo, este hecho no implica que no se hayan producido terremotos destructivos, sino que éstos ocurren muy separados en el tiempo, más que la duración de la época instrumental en la zona, de forma que siempre han ocurrido en épocas históricas (Buforn *et al.*, 1995).

En la cordillera Bética gran parte de la sismicidad se localiza al S de una línea imaginaria de dirección ENE-WSW que pasaría por la depresión del río Guadalquivir hasta Alicante (Buforn *et al.*, 1995). La zona sísmicamente más activa se sitúa al S de dicha línea y especialmente coincidiendo con la distribución de las Zonas Internas de la cordillera (López Casado *et al.*, 1995; Sanz de Galdeano *et al.*, 1995).

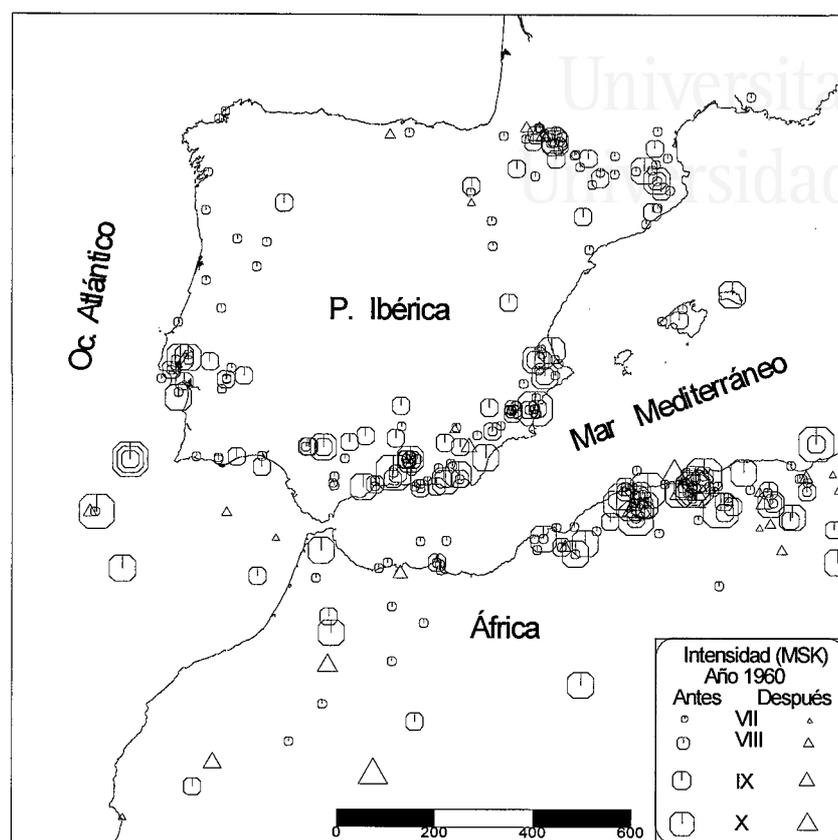


Figura 2.6. Sismicidad del área Íbero-Mogrebí. Datos de sismicidad de esta figura y siguientes extraídos de Mezcua y Martínez Solares (1983), actualizado hasta 1995.

4.1. Sismicidad del área de estudio.

La sismicidad del sudeste peninsular ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación. En ellos se ha tratado la sismicidad histórica, la microsismicidad, la completitud de los catálogos sísmicos o la peligrosidad sísmica (Bisbal, 1984; Galbis, 1932, 1940; Giner, 1996; López Casado y Puentes, 1986; López Casado *et al.*, 1987, 1992, 1995; Martínez Guevara y Fernández, 1986; Mézcua, 1985; Mézcua y Martínez Solares, 1983; Muñoz y Udías, 1991; Peinado *et al.*, 1992; Rey Pastor, 1944, 1948, 1951; Rodríguez de la Torre, 1980, 1984; Rueda *et al.*, 1992; entre otros). El análisis que a continuación se realiza pone de manifiesto las principales características de esta sismicidad y su relación con el corredor de desgarre.

4.1.1. Sismicidad espacial.

El sudeste peninsular cuenta con una dilatada historia sísmica. Su temprano poblamiento y, en consecuencia, la antigüedad de las fuentes históricas ha permitido la elaboración de un catálogo sísmico que se inicia en el siglo IV a.C. (Mézcuá y Martínez Solares, 1983). No obstante es a partir del siglo XVI cuando la información disponible es suficientemente precisa y permite una localización aproximada del foco (área pleistostista) y la estimación de su tamaño (intensidad). Como se tratará más adelante, no fue hasta la primera mitad del presente siglo cuando se comenzó a localizar los eventos en base a datos instrumentales.

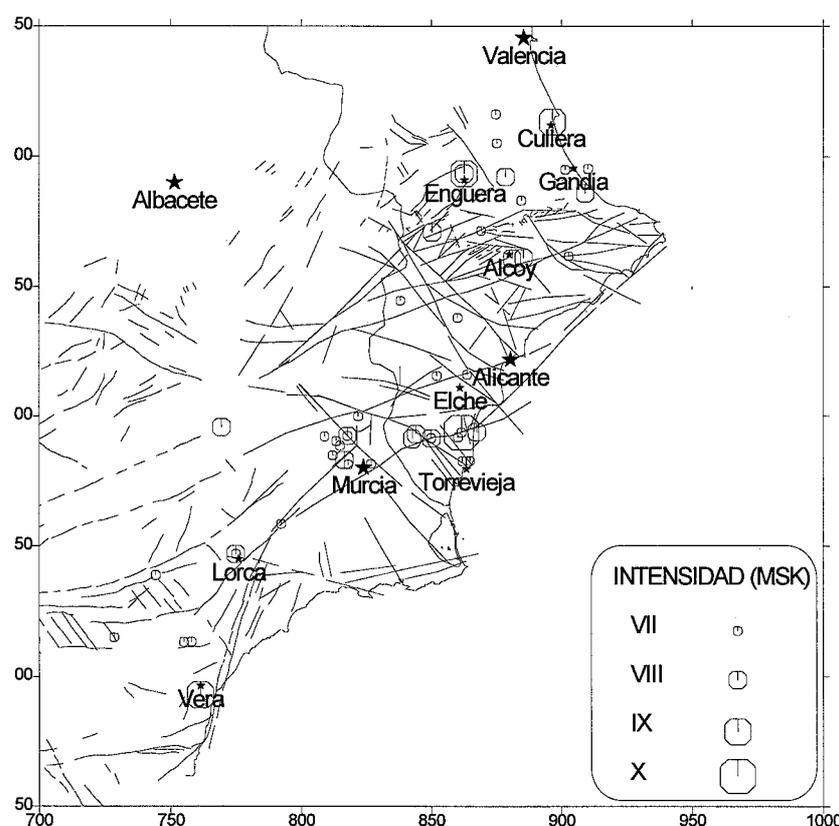


Figura 2.7. Sismicidad de la zona de estudio - Análisis en intensidades. Representados los terremotos de intensidad epicentral mayor o igual que VII en un radio de 150 km alrededor del área de estudio. La cartografía de fallas de esta figura y siguientes procede de los trabajos de Estévez *et al.* (1986) y Sanz de Galdeano y López Casado (1988).

La distribución espacial de los focos aparece en la figura 2.7. En ella aparecen aquellos terremotos de intensidad epicentral mayor o igual que VII en un radio de 150 km alrededor de la zona de estudio. En la tabla 2.1 se han especificado aquellos de intensidad epicentral \geq VIII. La localización

precisa de estos focos está sujeta a un margen de error que en algunos casos puede alcanzar varias decenas de kilómetros, sobre todo para los eventos más antiguos. No obstante las localizaciones presentadas en la figura son válidas para conocer el ámbito geográfico de ocurrencia de los focos.

LOCALIDAD	AÑO	FECHA	INT.	LONGITUD	LATITUD
Tabernes	1396	18 de Diciembre	IX	0° - 15.0W	39° - 10.0
Orihuela	1482	10 de Octubre	IX	0° - 55.0W	38° - 5.0
Orihuela	1484		VIII	0° - 55.0W	38° - 5.0
Vera	1518	9 de Noviembre	IX	1° - 52.0W	37° - 13.0
Játiva	1519	Noviembre	VIII	0° - 28.0W	38° - 59.0
Guardamar	1523		VIII	0° - 38.0W	38° - 6.0
Concentaina	1547	29 de Agosto	VIII	0° - 48.0W	38° - 48.0
Lorca	1579	30 de Enero	VIII	1° - 42.0W	37° - 42.0
Oliva	1598	26 de Diciembre	VIII	0° - 7.0W	38° - 55.0
Alcoy	1620	2 de Diciembre	VIII	0° - 27.0W	38° - 42.0
Alcoy	1644	26 de Junio	VIII	0° - 24.0W	38° - 42.0
Orihuela	1673	15 de Enero	VIII	0° - 54.0W	38° - 6.0
Lorca	1674	28 de Agosto	VIII	1° - 42.0W	37° - 42.0
Enguera	1748	23 de Marzo	IX	0° - 39.0W	39° - 0.0
Enguera	1748	2 de Abril	VIII	0° - 39.0W	39° - 0.0
Torre Vieja	1829	21 de Marzo	X	0° - 42.0W	38° - 0.0
Cotillas	1911	21 de Marzo	VIII	1° - 13.0W	38° - 1.0
Lorquí	1911	3 de Abril	VIII	1° - 12.0W	38° - 6.0
Jacarilla	1919	10 de Septiembre	VIII	0° - 50.0W	38° - 5.0
Cehegín	1948	23 de Junio	VIII	1° - 45.5W	38° - 8.5

Tabla 2.1. Terremotos con intensidad epicentral mayor o igual que VIII en un radio de 150 km alrededor de la zona de estudio (datos extraídos de Giner, 1996).

Varios son los puntos a destacar de esta figura: 1) Existe una buena correlación entre la distribución de focos y los principales accidentes del corredor de desgarre definido por autores franceses, 2) la sismicidad muestra una clara tendencia al agrupamiento en unas pocas localizaciones geográficas, y 3) en el sector N de la provincia de Alicante (Prebético) la sismicidad se presenta más difusa que al S y la tendencia al agrupamiento no es tan evidente.

Agrupamiento	X	IX	VIII	VII	M
Vera	-	1	-	2	4.8
Lorca	-	-	3	3	4.4
Murcia	-	-	3	2	5.0
Torre Vieja	1	1	4	8	5.2
Elche	-	-	-	4	4.7
Alcoy	-	-	3	3	4.5
Enguera	-	1	1	3	4.5
Gandía	-	1	1	2	< 4.5

Tabla 2.2. Terremotos de intensidad mayor o igual que VII ocurridos en los agrupamientos identificados en la zona de estudio (Giner, 1996). La columna "M" representa la magnitud máxima registrada durante el período instrumental.

Esta tendencia al agrupamiento ha sido señalada por López Casado *et al.* (1995) y utilizada por Giner (1996) como punto de partida para la definición de fuentes sísmicas en la región. Según este autor, en el área se identifican los agrupamientos de Vera, Lorca, Murcia, Torrevieja, Alcoy y Játiva-Enguera.

En la figura 2.7 es evidente que la zona más activa del sudeste peninsular, expresada como la que ha generado mayor número de terremotos de intensidad mayor o igual que VII, es precisamente la de Torrevieja/Bajo Segura. En la tabla 2.2 se recoge la sismicidad por número de eventos en cada uno de los agrupamientos definidos por Giner (1996). El agrupamiento de Torrevieja incluye el único evento de intensidad X y una gran proporción de los eventos de intensidad VII y VIII reflejados en tal tabla. Del resto de los agrupamientos son destacables también los de Lorca, Alcoy, Enguera y Gandía.

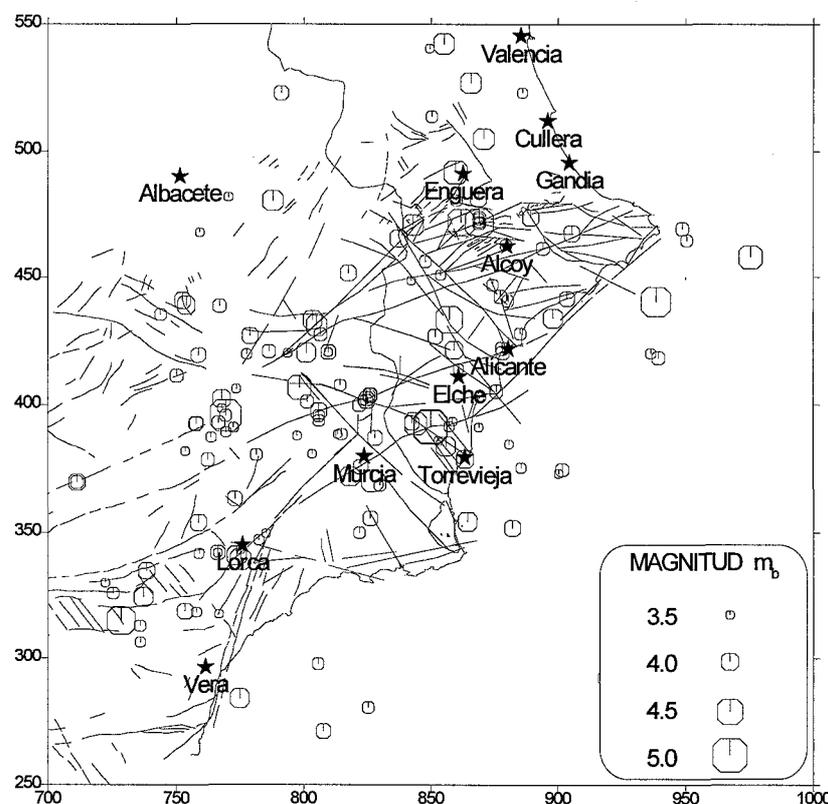


Figura 2.8. Sismicidad del área de estudio - Análisis en magnitudes. Representados los terremotos de magnitud mayor o igual que 3.5 ocurridos en un área de 150 km alrededor de la zona de estudio.

La figura 2.7 está basada en datos mayoritariamente históricos, cuya localización epicentral está sujeta a graves errores en algunos casos. Por ello, con objeto de estudiar la correlación de los

anteriores agrupamientos con la sismicidad más reciente, en la figura 2.8 se ha representado la distribución de los terremotos ocurridos en el presente siglo cuya magnitud es mayor o igual que 3.5. Es patente que los agrupamientos antes mencionados se mantienen aunque ahora no son tan fácilmente identificables. En este período es nuevamente la zona de Torrevieja la que ha sufrido la sismicidad de mayor magnitud. También es de destacar la sismicidad en la zona de Murcia y Alcoy-Enguera.

Como era de esperar, en este período la plataforma continental cubierta por el Mediterráneo se presenta como un área sísmicamente activa, hecho que pasaba desapercibido en la figura 2.7, con terremotos de magnitud media-baja. No es descartable que cierta sismicidad histórica próxima a la costa tuviera su fuente en el mar.

Las anteriores figuras ponen de manifiesto que los terremotos de mayor tamaño en la región presenta una distribución espacial que se correlaciona perfectamente con el marco tectónico anteriormente presentado. Más adelante se volverá a tratar la relación entre sismicidad y los principales accidentes tectónicos de la región.

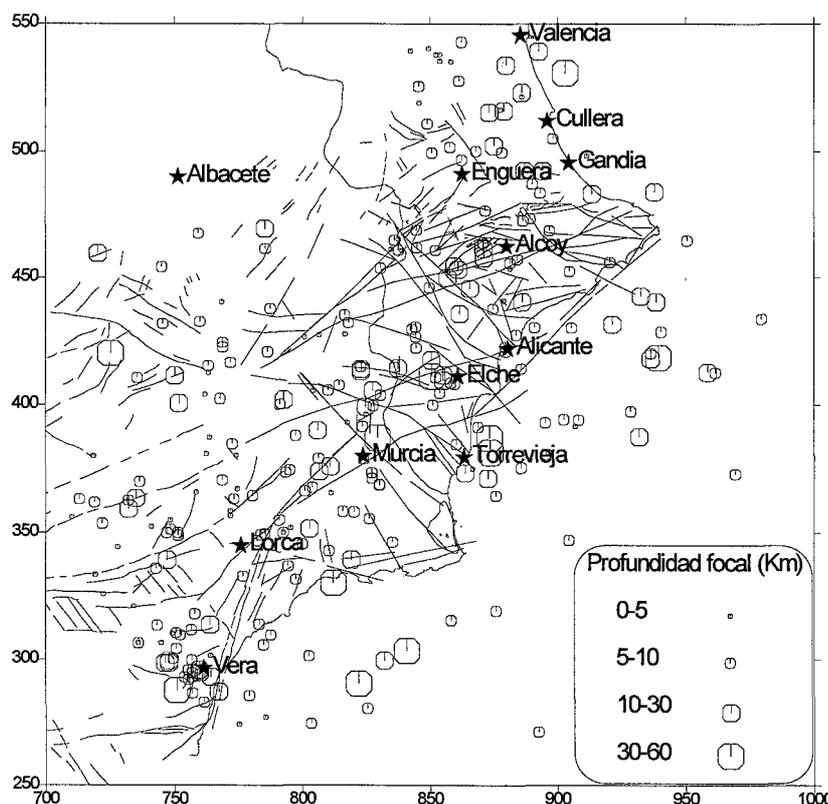


Figura 2.9. Sismicidad del área de estudio - Análisis de la profundidad focal. Representados los terremotos con profundidad asignada que han ocurrido desde 1980 hasta 1995.

Por lo que respecta a la profundidad hipocentral, hay un factor limitante muy importante: con diferencia este parámetro es el dato peor determinado del foco. Por otra parte, si a ello se suma la brevedad del período instrumental, escasamente 40 años, se comprueba que la información disponible es muy limitada y de poca calidad. Asimismo, que la Red de Alerta Sísmica del I.G.N. no haya reducido el error de localización a menos de 5 km hasta la década pasada (Giner, 1996), hace que el período con datos de calidad aceptable sea de escasamente 15 años.

En la figura 2.9 aparecen representados aquellos terremotos con profundidad conocida que han ocurrido desde 1980 hasta la actualidad. Casi dos tercios de la sismicidad de este período es superficial (0-10 km) y el 96% posee profundidades focales menores que 30 km. Gran parte de los focos profundos (30-60 km) se localiza en la proximidad del límite del bloque rígido del corredor de desgarre (Coppier *et al.*, 1989; Silva *et al.*, 1993) con las zonas externas e internas de la cordillera: fallas de Palomares, de Alhama de Murcia y de Crevillente. El resto se encuentra en el interior de dicho bloque y tan sólo dos focos se sitúan lejos del mismo. Este hecho parece indicar que existe una actividad profunda relacionada con el juego de estos accidentes, lo cual está en consonancia con el carácter profundo señalado por otros autores (p.e. Larouzière *et al.*, 1988).

4.1.2. Sismicidad temporal.

Al tratar la sismicidad espacial ya se ha dejado entrever que la historia sísmica de la región se acostumbra a dividir en varios períodos, histórico e instrumental, según haya sido la naturaleza de los datos que han permitido localizar al foco y caracterizar su tamaño. Giner (1996) considera además un tercer período, época antigua, que comprende aquella sismicidad ocurrida desde el primer evento del que se tiene conocimiento hasta el primer terremoto con mapa de isosistas (Tabernes, 1396). El comienzo del período instrumental tiene lugar en el momento en que las localizaciones se realizan en base a datos procedentes de registros de sismógrafos. Sin embargo, dado que en los primeros momentos la cobertura de la red instrumental era imperfecta, numerosos autores consideran que el período instrumental propiamente dicho no comienza hasta entrada la segunda mitad de este siglo (años 60).

Durante el período histórico ocurrieron los terremotos de mayor intensidad de la historia de la región (tabla 2.1): 4 terremotos de intensidad epicentral de grado IX y uno de grado X. Ninguno de ellos ha tenido lugar en los últimos 150 años, siendo el último terremoto destructivo acaecido en la Vega el de Jacarilla de 1919 ($I_0 = VIII$).

La sismicidad durante el período instrumental está caracterizada por su baja magnitud y casi ausencia de terremotos destructivos (tabla 2.3), con sólo tres terremotos de magnitud superior a 5.0, aunque dos de ellos pertenecen a la misma serie sísmica. Este contraste en el grado de actividad de un período y otro ha sido advertido por varios autores (López Casado *et al.*, 1987; Giner, 1996; entre otros). Este hecho es muy evidente en el caso del Bajo Segura: nos encontramos en un período de calma sísmica y la energía liberada en esta segunda mitad de siglo es de 10 a 100 veces menor que la

liberada en la primera mitad ó 100 a 1000 veces menor que la del período sísmico de 1829 (López Casado *et al.*, 1987).

LOCALIDAD	AÑO	FECHA	LONGITUD	LATITUD	I	M
Jacarilla	1919	10 de Septiembre	0° - 50.0W	38° - 5.0	VIII	5.2
Jacarilla	1919	10 de Septiembre	0° - 50.0W	38° - 5.0	VII	5.1
Cieza	1936	13 de Junio	1° - 25.0W	38° - 14.0	IV	4.5
Mogente	1937	30 de Diciembre	0° - 40.0W	38° - 48.2	V	4.7
Enguera	1938	12 de Diciembre	0° - 41.0W	38° - 59.0	V	4.5
Onteniente	1945	1 de Julio	0° - 35.0W	38° - 48.0	VII	4.8
Cehegín	1948	23 de Junio	1° - 45.5W	38° - 8.5	VIII	5.0
Elda	1958	5 de Febrero	0° - 44.1W	8° - 27.5	VI	4.7
Portaola	1972	16 de Marzo	2° - 14.7W	37° - 25.2	VII	4.8
Mediterráneo	1975	28 de Julio	0° - 38.4E	38° - 38.3	III	4.5
Mediterráneo	1981	5 de Marzo	0° - 12.9E	38° - 29.6	V	4.9
Mazarrón	1996	2 de Septiembre	1° - 30.4W	37° - 32.5	V	4.5

Tabla 2.3. Terremotos en un radio de 150 km alrededor de la zona de estudio ocurridos durante la época instrumental y cuya magnitud m_b ha sido mayor o igual que 4.5.

Un hecho característico es la ocurrencia de series sísmicas de gran duración en el tiempo (Rodríguez de la Torre, 1984; López Casado *et al.*, 1992; Peinado *et al.*, 1992; Giner, 1996). Esto es especialmente notable cuando los terremotos son de gran tamaño y en tal caso vienen acompañados de varios eventos de tamaño moderado o incluso grande. El mejor ejemplo de este comportamiento lo constituye la serie del terremoto de Torrevieja de 1829, que comenzó en septiembre de 1828 y finalizó en junio de 1829. Durante este tiempo la zona de estudio sufrió un terremoto de intensidad X, dos de grado VII y otros dos de grado VI (Mezcua y Martínez Solares, 1983), aunque otros autores consideran que hubo terremotos de mayor tamaño en base a la documentación histórica disponible (Rodríguez de la Torre, 1984; López Casado *et al.*, 1992).

Giner (1996) ha estudiado este hecho desde un punto de vista cuantitativo a partir de un análisis de cluster. La tabla 2.4 presenta parte de sus resultados acerca del agrupamiento espacio-temporal de la sismicidad. El dato de partida fue el catálogo elaborado por Mezcua y Martínez Solares (1983), por lo que no aparecen registrados los sismos de 1482 y 1484 de Orihuela identificados por Bisbal (1984). Se comprueba que aun cuando hay series de pequeña duración, una semana o días, es más frecuente que ésta sea superior al mes, llegando en ocasiones a perdurar durante varios meses (Torrevieja, 1829, 1909; Jacarilla, 1919; Cotillas, 1911). Esta gran duración de las series, así como que incluyan varios terremotos de intensidad moderada a alta, es de extrema importancia ya que la continua deformación de las estructuras constructivas puede ser causa de una fatiga de los materiales con las componen, de manera que éstas vean reducida su resistencia tras sucesivos eventos en un breve lapso de tiempo.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
TORREVIEJA	1829	321	861.615	393.664	10	.0	50.	520.	24	100
ENGUERA	1748	323	862.598	493.573	9	.0	47.	280.	4	17
JACARILLA	1919	910	849.993	391.434	8	5.2	52.	360.	22	252
OLIVA	1598	1226	909.090	486.049	8	.0	44.	120.	2	6
ALCOY	1620	1202	881.102	460.934	8	.0	44.	360.	7	51
ALCOY	1644	626	885.445	461.092	8	.0	44.	200.	3	11
LORCA	1674	828	774.978	346.858	8	.0	44.	200.	3	20
COTILLAS	1911	321	816.602	383.039	8	.0	44.	520.	72	455
ONTENIENTE	1945	701	869.135	471.605	7	4.8	48.	80.	6	55
PORTALOA	1972	316	727.591	314.874	7	4.8	48.	80.	3	3
LORQUI	1930	903	814.987	388.543	7	3.7	41.	80.	4	18
GANDIA	1724	913	910.162	495.340	7	.0	41.	100.	2	23
TORREVIEJA	1802	118	861.987	382.578	7	.0	41.	200.	3	3
TORREVIEJA	1837	1031	861.987	382.578	7	.0	41.	40.	2	3
HUERCAL-OVERA	1863	610	758.017	313.206	7	.0	41.	200.	7	58
TORREVIEJA	1867	203	861.987	382.578	7	.0	41.	80.	3	13
CARLET	1872	519	874.778	516.192	7	.0	41.	400.	8	5
ARCHENA	1883	108	809.043	392.080	7	.0	41.	200.	6	75
VILLANUEVA CASTELLON	1883	611	875.174	505.109	7	.0	41.	280.	4	48
MURCIA	1902	505	818.115	381.231	7	.0	41.	120.	2	4
TOTANA	1907	416	792.333	358.361	7	.0	41.	40.	2	6
OJOS	1908	929	809.043	392.080	7	.0	41.	120.	3	31
TORREVIEJA	1909	701	864.911	382.676	7	.0	41.	360.	23	189
HUESCAR	1913	1125	701.406	354.810	7	.0	41.	120.	2	1
TORRES DE COTILLAS	1917	128	812.165	384.767	7	.0	41.	100.	2	62
ELDA	1958	205	857.379	433.291	6	4.7	47.	200.	5	81
MEDITERRANEO	1981	305	939.710	440.341	5	4.9	49.	120.	2	1

Tabla 2.4. Terremotos principales ($I_0 \geq VII$ ó $m_b \geq 4.5$) en la zona de estudio y áreas adyacentes (radio 150 km) a partir del análisis cluster. (1) Localidad. (2) (3) Año y día. (4) (5) Coordenadas epicentro. (6) Intensidad. (7) Magnitud. (8) (9) Dimensiones del cluster (km y días) al iniciar la búsqueda de eventos asociados. (10) Número de eventos que componen el cluster. (11) Duración temporal final (días).

5. SISMOTECTÓNICA DEL SECTOR ORIENTAL DE LA CORDILLERA BÉTICA.

Los apartados anteriores han servido de antecedente para conocer el marco sismotectónico del sector oriental de la cordillera. En el apartado II.3 se ha hecho una revisión de la aportación de numerosos autores al conocimiento de la situación de esfuerzos durante la etapa neotectónica así como los principales modelos propuestos para explicar la evolución del sector hasta su actual configuración. A continuación la atención se centrará en estudiar el estado de esfuerzos en la situación actual y la relación entre la tectónica y la sismicidad de la región.

5.1. Mecanismos focales.

Hasta la fecha son pocos los mecanismos focales calculados en el área. Éstos, además, corresponden a terremotos de magnitud baja, por lo que las soluciones que ofrecen pueden a veces reflejar un campo local de esfuerzos y no el regional.

Bufo *et al.* (1995) realizaron una recopilación de los mecanismos focales calculados a terremotos de magnitud > 4.0 en toda la región Íbero-Magrebí. Las soluciones focales de los

terremotos superficiales de mayor magnitud ($m_b > 5.5$) indican un campo de esfuerzos regional con el eje de presión horizontal en la dirección NW-SE a N-S, concordante con el marco general de compresión entre África y Europa (Buforn *et al.*, 1988, 1990; Buforn y Udías, 1991; Udías *et al.*, 1976). Cuando consideran los eventos de magnitud comprendida entre 4.0 y 5.5 aparecen ciertas discrepancias fruto de la acción de campos locales de esfuerzos.

Evento	Localidad	Fecha	Latitud (N)	Longitud	Prof. (km)	Magnitud m_b
1	Lorca	06/06/1977	37.6	1.7 W	10	4.2
2	San Miguel	10/25/1979	38.0	0.8 W	21	4.2
3	Mar	05/03/1981	38.5	0.2 E	5	4.9
4	Caudete	14/08/1991	38.8	0.9 W	2	4.1
5	Santa Pola	11/11/1993	38.0	0.1 E	5	3.7
6	Hondón	11/11/1993	38.2	0.5 W	10	3.2
7	Guardamar	11/12/1993	38.0	0.4 W	9	3.4
8	Mazarrón	02/09/1996	37.5	1.5 W	2	4.5

Tabla 2.5. Parámetros de la fuente de los terremotos presentados en la figura 2.10.

Evento	Ejes P, T		Planos de falla (A y B)			% acierto	N observ.
	Dirección	Inmersión	Dirección	Buzamiento	Áng. cabeceo		
1	P: 40 ± 6	67 ± 6	A: 208 ± 14	45 ± 25	-121 ± 10	0.9	22
	T: 140 ± 6	4 ± 2	B: 70 ± 12	53 ± 6	-117 ± 5	1	
2	P: 15 ± 27	11 ± 61	A: 59 ± 30	81 ± 76	-7 ± 27	0.8	11
	T: 285 ± 32	12 ± 52	B: 150 ± 29	83 ± 27	-170 ± 76	2	
3	P: 357 ± 21	8 ± 9	A: 113 ± 27	42 ± 6	128 ± 10	0.7	38
	T: 105 ± 16	64 ± 16	B: 247 ± 18	58 ± 9	61 ± 12	1	
4	P: 181 ± 12	13 ± 9	A: 317 ± 9	78 ± 13	-174 ± 9	0.6	34
	T: 272 ± 10	5 ± 10	B: 226 ± 10	85 ± 8	12 ± 13	7	
5	P: 193 ± 1	1 ± 1	A: 259 ± 2	49 ± 1	125 ± 1	0.9	24
	T: 100 ± 2	65 ± 1	B: 126 ± 1	52 ± 1	57 ± 1	2	
6	P: $136 \pm$	$41 \pm$	A: $246 \pm$	$5 \pm$	$68 \pm$	1.0	11
	T: $312 \pm$	$49 \pm$	B: $44 \pm$	$86 \pm$	$92 \pm$		
7	P: 42 ± 19	28 ± 25	A: 82 ± 9	53 ± 14	176 ± 31	0.8	17
	T: 300 ± 14	23 ± 23	B: 350 ± 21	87 ± 25	37 ± 14	8	
8	P: 22 ± 11	20 ± 4	A: 61 ± 5	63 ± 8	-14 ± 10	0.94	35
	T: 287 ± 8	28 ± 14	B: 157 ± 13	78 ± 10	-152 ± 7		

Tabla 2.6. Parámetros de las soluciones focales de los terremotos de la tabla 2.5 (datos de eventos 1-7 extraídos de Alfaro, 1995).

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

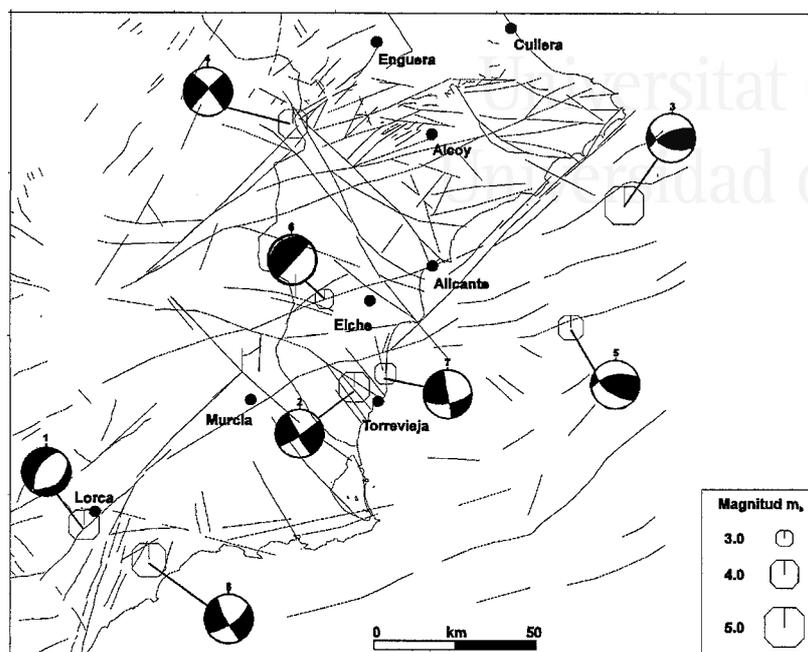


Figura 2.10. Mecanismos focales calculados en la zona de estudio y áreas adyacentes. Proyección sobre el hemisferio inferior.

Por lo que respecta a la zona de estudio, el campo de esfuerzos mantiene la misma orientación general observada en el resto de la cordillera. En la figura 2.10 aparecen representados los mecanismos calculados en este sector. En la tabla 2.5 se detalla la localización y tamaño de los focos mientras que en la 2.6 se hace lo propio con los parámetros de las soluciones focales.

El mecanismo del terremoto de Lorca (evento 1) es típico de falla normal, con el plano de deslizamiento según la dirección NE-SW. Los mecanismos 2, 7 y 8 dan soluciones de fallas de desgarre dextrorsas de dirección NW-SE a NNW-SSE o, también, de fallas inversas de dirección WSW-ENE. En los tres casos existen en el entorno del epicentro fallas compatibles con tales direcciones.

Los dos mecanismos calculados en el mar (3 y 5) dan soluciones de falla inversa, con los planos orientados casi E-W y los ejes de compresión horizontales en dirección N-S. El mecanismo 6 corresponde con una falla de salto vertical casi puro y dirección NE-SW, situándose el bloque hundido en el N.

El mecanismo 4 tiene solución de falla de desgarre. Los planos focales son compatibles tanto con fallas de dirección tanto NE-SW como NW-SE, estando ambos sistemas bien representados en la zona donde ocurrió el sismo, y con los ejes de presión horizontales, casi N-S.

Sin olvidar el pequeño tamaño de los eventos analizados, estos mecanismos indican la existencia de un marco compresivo cuya dirección de máximo acortamiento es NNW-SSE, similar a

la medida por Buform *et al.* (1995) para toda la cordillera. Estos datos son coherentes con los recopilados por Alfaro (1995) sobre deformación de playas cuaternarias y en sedimentos de la plataforma continental del litoral de Alicante.

En este contexto las fallas de dirección N70E presentan una orientación poco favorable al movimiento, funcionando como inversas; los otros dos sistemas, NE-SW y NW-SE, juegan como fallas de salto en dirección sinistrorsas y dextrorsas respectivamente. También es posible que en este contexto se produzcan distensiones en dirección aproximadamente subparalelas a la de máximo acortamiento. Los dos mecanismos de falla normal que aparecen son compatibles con los fenómenos de extensión radial detectados a nivel regional (Sanz de Galdeano y Vera, 1992).

5.2. Fallas activas.

La solución ofrecida por los mecanismos focales constituye una medida directa de la orientación del campo de esfuerzos in situ. Otra información muy interesante que se obtiene del mecanismo focal es la orientación de dos planos a lo largo de los cuales se puede haber producido el movimiento y que son compatibles con el campo de esfuerzos; permite por tanto relacionar al evento con fallas presentes en la región. En tal caso se podría caracterizar a tal falla como activa (falla capaz de producir un terremoto en un período de tiempo de exposición que afecte a la sociedad - Hays, 1989). Sin embargo, no siempre es posible relacionar el foco con un determinado accidente. Por ello se suele aceptar que una falla es activa cuando deforma o corta sedimentos de edad reciente. En áreas de actividad tectónica baja, como la estudiada, resulta difícil encontrar tales evidencias. Es por ello que resulta obligado extender el período de tiempo hasta comprender todo el Cuaternario y, en ocasiones, el Plioceno.

En las figuras 2.7 y 2.8 aparece representada la localización epicentral de los terremotos de mayor tamaño de la región, tanto en intensidad como en magnitud. No existe una relación precisa entre epicentros y fallas. Dicha falta de correlación puede deberse tanto a una imprecisa localización de los focos como al hecho de querer relacionar la proyección en superficie de los focos (epicentros) con la traza de las fallas. No obstante, la distribución de la sismicidad no es totalmente aleatoria. Diversos autores (Rey Pastor, 1951; Almoguera y Rodríguez Estrella, 1986; López Casado *et al.*, 1987; Carreño *et al.*, 1989; Sanz de Galdeano y López Casado, 1988; Sanz de Galdeano *et al.*, 1995; entre otros) señalan que muchos epicentros, sobre todo cuando son de terremotos de intensidad/magnitud moderada a alta, tienden a agruparse sobre la traza de los principales sistemas de fallas presentes en la cordillera y, sobre todo, en sus cruces: Palomares, Alhama de Murcia, Medio y Bajo Segura, San Miguel de Salinas, Crevillente, Jumilla-Valldigna y Onteniente-Gandía (fig. 2.11).

La anterior relación se fundamenta estrictamente en la coincidencia espacial de las localizaciones de epicentros y trazas de fallas. No obstante estos mismos accidentes han sido identificados como activos en base a criterios geológicos y geomorfológicos (Alfaro, 1995; Almoguera y Rodríguez Estrella, 1986; Larouzière *et al.*, 1987; Estévez *et al.*, 1986; Goy y Zazo, 1989; Goy *et al.*,

1989; Sanz de Galdeano *et al.*, 1995; Silva *et al.*, 1992a, b; Silva, 1996; entre otros).

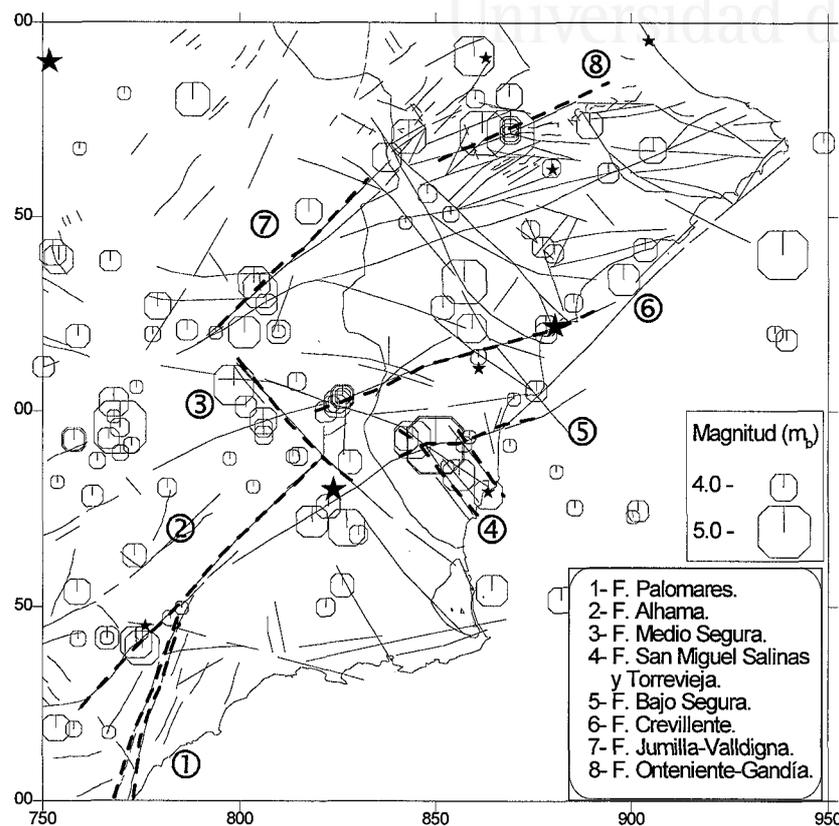


Figura 2.11. Principales fallas activas identificadas en el sector oriental de la cordillera (datos extraídos de diversos autores). Se ha representado la localización de las poblaciones presentadas en figuras anteriores (estrellas) pero no su nombre.

Frente	1	2	3	4	5	6	7
Actividad	Alta	Moderada-Alta	Alta	Baja	Moderada	Baja	No activo
Tasa elevación	>0.1 mm/año	0.1 mm/año	>0.1 mm/año	<0.03 mm/año	0.1-0.03 mm/año	<0.03 mm/año	-

Tabla 2.7. Índice de actividad tectónica de frentes montañosos en el sureste peninsular (Silva *et al.*, 1992b).

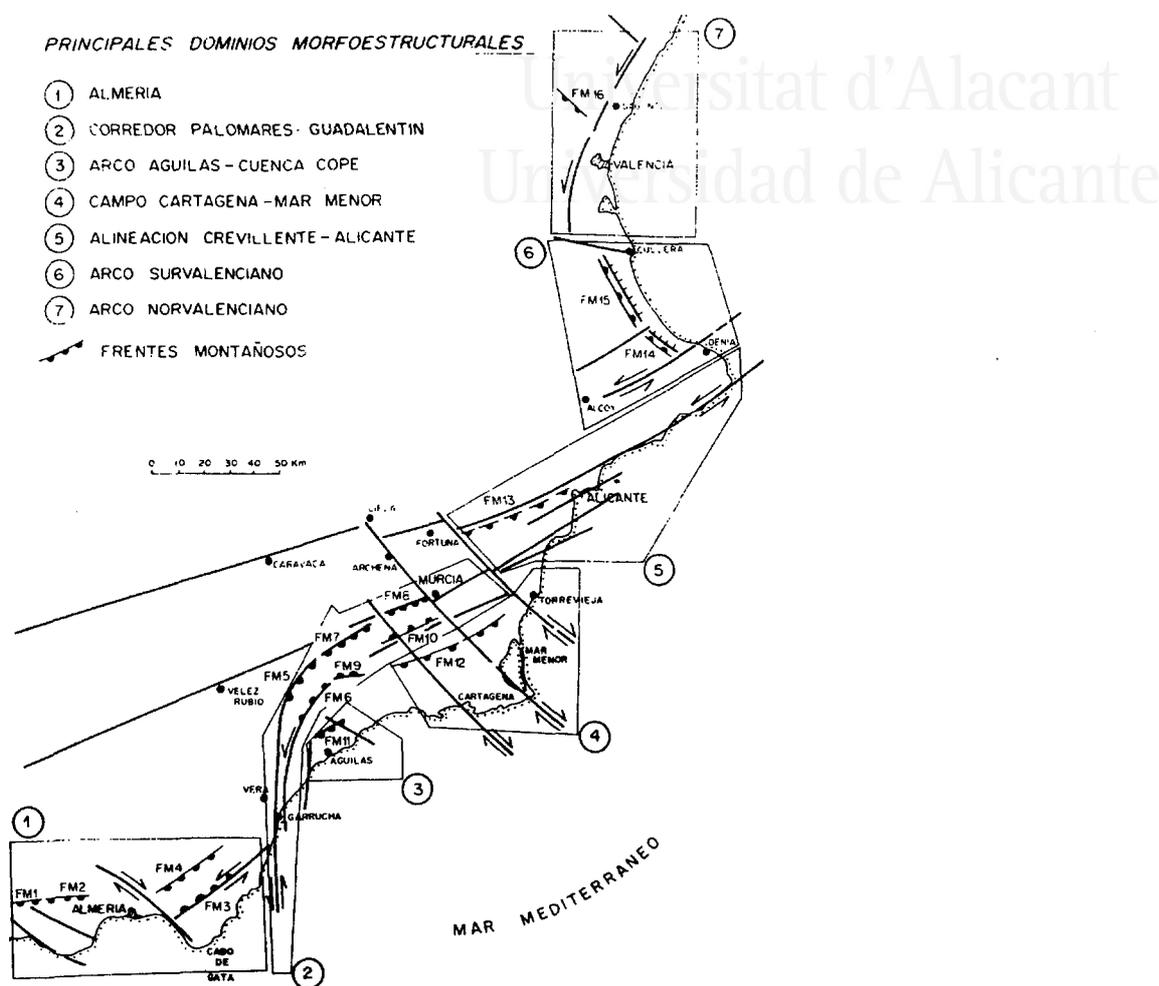


Figura 2.12. Distribución geográfica de los grupos de frentes montañosos analizados por Silva *et al.*, (1992b).

Una manifestación de la actividad de una falla es su incidencia en la geomorfología de una región. A partir del análisis de frentes montañosos, Silva *et al.* (1992b) clasifican la actividad de los frentes montañosos del sector oriental de la cordillera Bética en los grados bajo, moderado o activo (fig. 2.12, tabla 2.7). Establecen que la actividad tectónica disminuye de N a S, encontrándose los frentes más activos en el sector S (fallas de Carboneras y de Alhama) y los menos activos en el N (provincia de Valencia y N de Alicante). De las caracterizadas por estos autores, la más próxima a la zona de estudio es la falla de Crevillente, que incluyen dentro de la categoría de actividad moderada-alta y con una tasa de elevación entre 0.1 y 0.03 mm/año.

Aplicando un análisis de la geometría fractal de las zonas de falla del sector Puerto Lumbreras-Lorca-Murcia-Orihuela, Silva (1996) establece una correlación directa entre la dimensión fractal de la zona de falla, el número de terremotos y su magnitud asociada. De acuerdo con este autor, las zonas de mayor dimensión fractal y mayor actividad sísmica se situarían entre Lorca y Alhama de Murcia,

mientras las zonas de falla menos activas serían las situadas al sur de Lorca y entre Murcia y Orihuela.

Centrándonos en la zona del Bajo Segura, las fallas activas más próximas a ella son las de Crevillente, Bajo Segura y el sistema de San Miguel de Salinas (Alfaro, 1995; fig. 2.11).

5.2.1. Falla de Crevillente.

De orientación N70E, es una zona de fallas subparalelas profundas, próximas al contacto entre las Zonas Internas y Externas de la cordillera. Presentan evidencias de comportamiento reciente como falla inversa, plegando terrazas marinas cuaternarias, y como normal (al N de la sierra de Crevillente), desplazando verticalmente coluviones cuaternarios (Alfaro, 1995). El índice de actividad tectónica obtenido por Goy *et al.* (en Silva *et al.*, 1992b) es moderado (0.1-0.03 mm/año).

Han ocurrido pocos terremotos en el entorno de este sistema en el área de estudio, aunque existe un agrupamiento de la sismicidad en las proximidades del área donde se corta con las fallas de San Miguel de Salinas-Socovos (Estévez *et al.*, 1986).

5.2.2. Falla del Bajo Segura.

Es la prolongación al E del sistema de fallas de Alhama de Murcia (Gauyau, 1977). Es una falla inversa con el plano de falla muy buzante y dirección ENE-WSW. No tiene traza en superficie (falla ciega), manifestándose en superficie por los relieves formados por el plegamiento de la cobertera neógena (Montenat, 1977). La posición actual del río Segura, cuyo cauce discurre muy próximo a dichos relieves es interpretada por Alfaro (1995) como evidencia de un plano de falla muy buzante. Presenta una tasa de elevación tectónica de 0.1 mm/año (Alfaro, 1995).

Existe abundante sismicidad histórica en la zona donde se encuentra esta falla, por lo que es muy factible que sea el origen de ella. En cuanto a sismicidad reciente, la serie de Jacarilla (1919) ocurrió en un área próxima a la intersección de esta falla con la de San Miguel de Salinas.

5.2.3. Sistema de fallas de San Miguel de Salinas.

La falla de San Miguel de Salinas es una falla de desgarre dextra de dirección NW-SE y al igual que la anterior es también una falla ciega que se manifiesta por un cambio en el relieve y por plegar sedimentos pliocenos y cuaternarios (Alfaro, 1995). A partir de geofísica se ha determinado que el plano de falla es subvertical.

A ella se asocia una serie de fallas subparalelas (fallas de Torrevieja, Guardamar, etc.) que en conjunto cortan a la falla del Bajo Segura y desplazan los anticlinales que ésta forma. Dada la

proximidad a la falla del Bajo Segura es posible que algunos terremotos históricos asignados a la primera tengan su foco en este sistema de fallas. En base al análisis estadístico de los datos de intensidad del terremoto de Torrevieja, Delgado *et al.* (1993) consideran este sistema de fallas como el foco más probable de dicho terremoto. En el período instrumental presenta además del mencionado terremoto de Jacarilla una abundante sismicidad de baja magnitud.

Algo más al SW y con la misma dirección que la falla de San Miguel se encuentra la falla del Medio Segura. Se trata también de un accidente de salto en dirección dextro y presenta como hecho característico poseer una abundantísima sismicidad instrumental, sobre todo en el curso medio del río, entre Cieza y Murcia.

5.3. Fuentes sísmicas.

La identificación de fallas activas y su caracterización desde un punto de vista tectónico-geomorfológico resulta de gran interés para el estudio de riesgos naturales e incluso para la cartografía de zonas de riesgo y usos del suelo, p.e. zonas con mayor propensión a sufrir grietas y ruptura del suelo en caso de terremoto. Sin embargo, la moderada actividad de la región limita tal tipo de estudios.

Por otra parte, la identificación de fallas activas constituye también el primer paso en la delimitación de fuentes sismogénicas. Sin embargo, la falta de un registro estadístico adecuado de los terremotos producidos por cada falla activa impide caracterizarlas a través de los parámetros a y b de la ley de Gutenberg-Richter, lo que inhabilita su uso para muchos estudios de sismicidad y de peligrosidad sísmica (Sanz de Galdeano *et al.*, 1995). Por ello, la mayoría de los investigadores que han tratado el tema han optado siempre por definir fuentes sísmicas de tipo areal.

Los criterios de definición de las fuentes varían según el autor: relación espacial entre la sismicidad histórica e instrumental, ocurrencia de varios terremotos mayores o iguales a cierto tamaño, correlación entre los principales accidentes tectónicos y agrupamientos de terremotos, etc. Dado el incompleto conocimiento que poseemos de la sismicidad de la región, la suma de todos estos factores no es condición suficiente para obtener solución única, de manera que el autor tiene que intervenir activamente en la definición y delimitación de las fuentes, y con ello introduce un elemento de subjetividad en el análisis. Tal razón explica que distintos autores hayan definido diferentes fuentes para una misma región.

Desde los trabajos pioneros de Rey Pastor sobre núcleos sísmicos en el sureste peninsular hasta la actualidad han sido varios los investigadores que han abordado el problema de definir fuentes sísmicas en la región de estudio: Martín Martín (1984), Sanz de Galdeano y López Casado (1988), Peinado *et al.* (1992) y Giner (1996). Dependiendo del criterio de cada autor encontramos que en unos casos se ha puesto el énfasis en delinear grandes unidades, en otros se tiende a seguir los principales rasgos tectónicos de la zona y la morfología de las fuentes viene dada por la de la red de fracturas principales, mientras que otros autores pretenden asociar la sismicidad a fallas concretas, aproximando

el concepto de fuente sísmica al de falla activa. En este sentido son de destacar las fuentes propuestas por Peinado *et al.* (1992), cuya morfología muestra una estrecha relación con algunas de las principales fallas activas identificadas en el área (fig. 2.13).

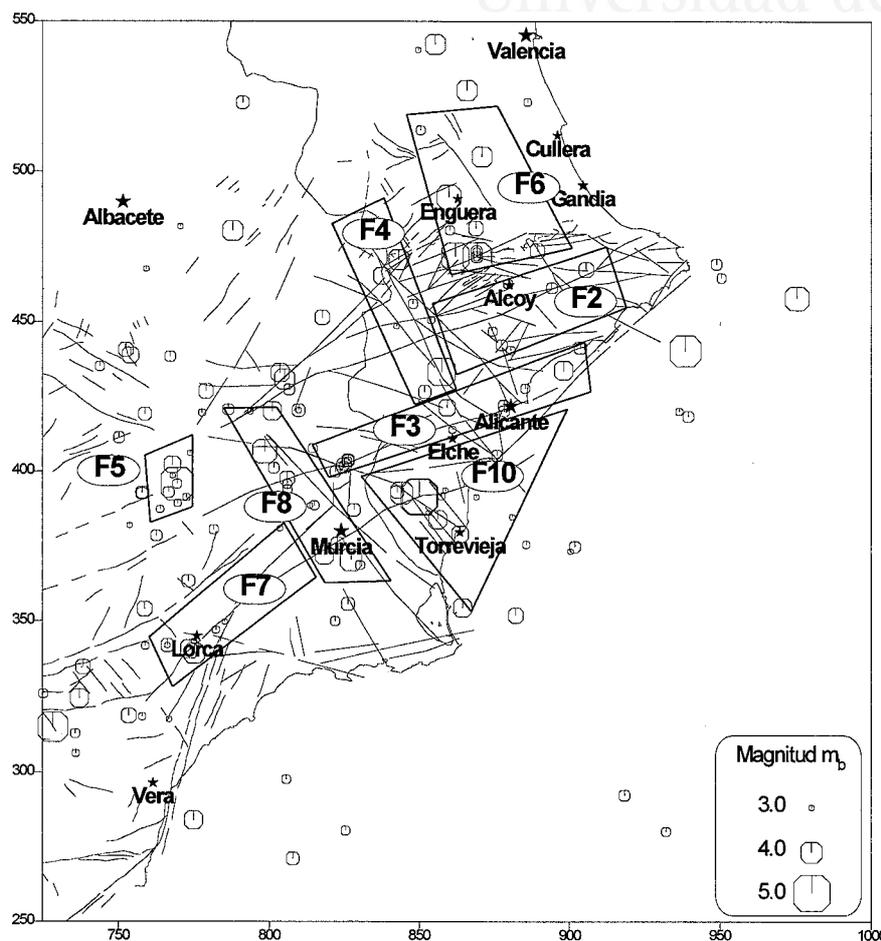


Figura 2.13. Fuentes sísmicas definidas por Peinado *et al.* (1992) en el sector oriental de la cordillera. Se puede comprobar la gran coincidencia de muchas de estas fuentes con las fallas activas identificadas en el apartado 5.2.

Cada fuente queda caracterizada por los parámetros a y b (o *tasa* y β) de la ley de Gutenberg-Richter, que determinan la proporción entre el número de terremotos de intensidad/magnitud alta y baja producidos por la fuente, y por el terremoto máximo, que determina la intensidad/magnitud máxima que la misma es capaz de generar. La tabla 2.8 ofrece la estimación que Giner (1996) hace de dichos parámetros para las fuentes propuestas por Peinado *et al.* (1992) así como de sus incertidumbres (expresadas como la desviación típica).

FUENTE	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F10
Tasa	0.03 ± 0.55	0.45 ± 0.15	0.25 ± 0.12	0.08 ± 0.01	0.18 ± 0.07	0.14 ± 0.06	0.48 ± 0.11	0.22 ± 0.08
β	0.55 ± 0.16	1.40 ± 0.20	0.94 ± 0.18	0.37 ± 0.03	0.78 ± 0.07	0.92 ± 0.18	0.92 ± 0.07	0.74 ± 0.05
I_{MAX}	IX	VI	VII	VIII	IX	VIII	VIII	X

Tabla 2.8. Parámetros de ley de Gutenberg-Richter calculados por Giner (1996) a las fuentes definidas por Peinado *et al.* (1992).

El análisis conjunto de la anterior tabla con la 2.2 confirma que el área de Torrevieja-Orihuela es el de mayor actividad sísmica de la región: eventos de mayor tamaño ($I_0 = X$), tasa elevada y una β baja, indicando que existe una proporción elevada de eventos de intensidad alta con respecto a los de intensidad más baja. En segundo término se situaría la zona N de la provincia de Alicante, que aunque geológicamente se haya caracterizado como de actividad reciente moderada a baja, posee una abundante sismicidad histórica de carácter destructivo. El sector Lorca-Alhama de Murcia se presenta con una actividad sísmica destructiva menor, en aparente contradicción con los datos de tectónica activa (Silva *et al.*, 1992b; Silva, 1996). Dado el alto valor de β , esta zona se caracteriza por una elevada proporción de sismos de tamaño (intensidad) pequeño, indicando que la energía acumulada en este sector se libera en forma de terremotos de pequeño tamaño y menos frecuentemente de tamaño moderado o grande.

Como quiera que en la modelización del movimiento del suelo que se realizará en capítulos siguientes será preciso utilizar la magnitud como tamaño de referencia de los terremotos a modelizar, es necesario traducir las anteriores intensidades máximas en magnitudes.

Diversos autores han tratado de establecer una relación entre ambos parámetros. Para la Comunidad Autónoma Valenciana y áreas adyacentes Giner (1996) ha determinado una expresión cuadrática para relacionar la intensidad epicentral con la magnitud:

$$m_b = 2.86(\pm 0.09) + 0.035(\pm 0.002) I_0^2 \quad (2.1)$$

Fuente	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F10
I_{MAX}	IX	VI	VII	VIII	IX	VIII	VIII	X
M_{MAX}	5.44-5.95	3.96-4.28	4.39-4.76	4.88-5.32	5.44-5.95	4.88-5.32	4.88-5.32	6.07-6.65

Tabla 2.9. Magnitud máxima de las fuentes definidas por Peinado *et al.* (1992).

La magnitud correspondiente a las intensidades máximas de la tabla 2.8, obtenida de acuerdo con la anterior expresión, viene reflejada en la tabla 2.8. La magnitud obtenida por la anterior

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

expresión para la intensidad X está en consonancia con la estimada por otros autores para el terremoto de Torrevieja (Muñoz y Udías, 1991; Delgado *et al.*, 1993).

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

**CAPÍTULO III:
LA VEGA BAJA**

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

1. INTRODUCCIÓN.

El presente capítulo se centra en las características intrínsecas de la zona de estudio, como son la naturaleza e historia geológica de los materiales presentes, sus propiedades mecánicas y la propia estructura de la cuenca. Para ello el capítulo se ha organizado en tres apartados. En el primero de ellos se hace una descripción de los materiales que rellenan la cuenca del Bajo Segura, en especial los de edad más reciente. En un segundo apartado se los caracterizará mecánicamente. Y, finalmente, en el tercero se determinará la estructura de la Vega Baja haciendo uso de la información previamente presentada así como la aportada por otras fuentes (sondeos mecánicos y geofísica).

2. GEOLOGÍA.

La cuenca del Bajo Segura se sitúa en el extremo nororiental de la zona de desgarre de Trans-Alborán. Tuvo su origen en el Mioceno Superior (Tortonense), tras la fase compresiva finiserravalliense. Desde su formación se ha asistido a un proceso de relleno y colmatación simultáneo a la deformación del mismo sedimento recién depositado.

2.1. Estratigrafía.

2.1.1. El basamento de la cuenca.

La cuenca del Bajo Segura se sitúa inmediatamente al sur del contacto entre las Zonas Internas y Externas (fig. 3.1), que en este sector está constituido por el sistema de fallas de Crevillente o Cádiz-Alicante (Foucault, 1971; Sanz de Galdeano, 1983). Ambos dominios constituyen el basamento de la cuenca sobre el que se apoyan las unidades del relleno de la misma.

Los afloramientos de las Zonas Internas son pocos, pequeños y dispersos. Están representados por las sierras de Orihuela y Callosa, así como los numerosos cerros aislados o cabezos situados en las inmediaciones de ambas. Aparecen también aflorando en la sierra de Carrascoy (Prov. Murcia) y en la isla de Tabarca (Estévez *et al.*, 1985; Simon, 1966). Los materiales aflorantes pertenecen a la unidad de Ballabona-Cucharón, la más profunda dentro del Complejo Alpujárride, y están constituidos por cuarcitas, esquistos, calizas, dolomías y margas (Simon, 1966).

Las Zonas Externas afloran ampliamente al N y NW de la zona de estudio. Tal límite viene dado por las sierras de Abanilla y de Crevillente, las cuales constituyen el afloramiento más oriental del Subbético. Están constituidas por areniscas y margas abigarradas con yesos del Triásico, y dolomías, calizas y margas del Jurásico y Cretácico.

Además de las formaciones pertenecientes a los anteriores dominios, existen otros materiales del Mioceno inferior y medio, anteriores a la formación de la cuenca. Sus afloramientos son muy pequeños e irregulares. Se encuentran únicamente al N de Elche, en la ribera del río Vinalopó. Los materiales son de naturaleza margosa y caliza (Montenat, 1973).

2.1.2. El relleno sedimentario de la cuenca.

La sedimentación en esta cuenca comenzó en el Mioceno Superior (Tortonense). Durante todo el Mioceno superior y Plioceno inferior dicha sedimentación presenta una clara diferenciación entre el extremo N, situado en las inmediaciones de las Zonas Externas de la cordillera (sierras de Abanilla y de Crevillente), y el extremo S, situado en las proximidades de las Zonas Internas, el Macizo del Segura (Montenat, 1973). Dicha diferencia se manifiesta tanto por la presencia de sedimentos de naturaleza y área fuente distinta en cada extremo como por la existencia de medios sedimentarios muchas veces también diferentes. Además, la cuenca ha tenido siempre una asimetría de W a E: la presencia al W de zonas emergidas hace que las formaciones depositadas en tal área presenten muchas veces un marcado carácter continental (mayor abundancia de detríticos o de sedimentos litorales poco profundos) frente al carácter marino de las acumuladas al E. Asimismo cuando se produce una variación en el nivel del mar, las áreas situadas más al W son las últimas/primeras en verse inundadas/emergidas.

A continuación se describe muy brevemente las unidades que constituyen el relleno de la cuenca y se prestará mayor atención a aquellas aflorantes en la zona de estudio. La descripción que sigue se basa en el trabajo de Alfaro (1995).

2.1.2.1. Mioceno Superior (Tortonense-Messiniense).

Durante este amplio período existe una diferenciación entre la sedimentación del borde N y del S de la cuenca. Los materiales son fundamentalmente margosos en el borde S (medio marino) y detríticos con niveles margosos y calizas en el N (medios continental y de transición).

1. Tortonense inferior (MS-I).

Los afloramientos de materiales de esta edad son de pequeña extensión. Al S, en el dominio de las Zonas Internas, afloran en el núcleo del anticlinal de Torremendo. Los materiales son margosos, con frecuentes episodios turbidíticos (Margas y Areniscas de La Atalaya *pro parte* tramo inferior).

En el sector N, en las inmediaciones de la sierra de Crevillente, los afloramientos son discontinuos. En un medio litoral somero se depositaron calizas masivas bioclásticas y calcarenitas (Calizas del Tabayal).



Universitat d'Alacant
 Universidad de Alicante

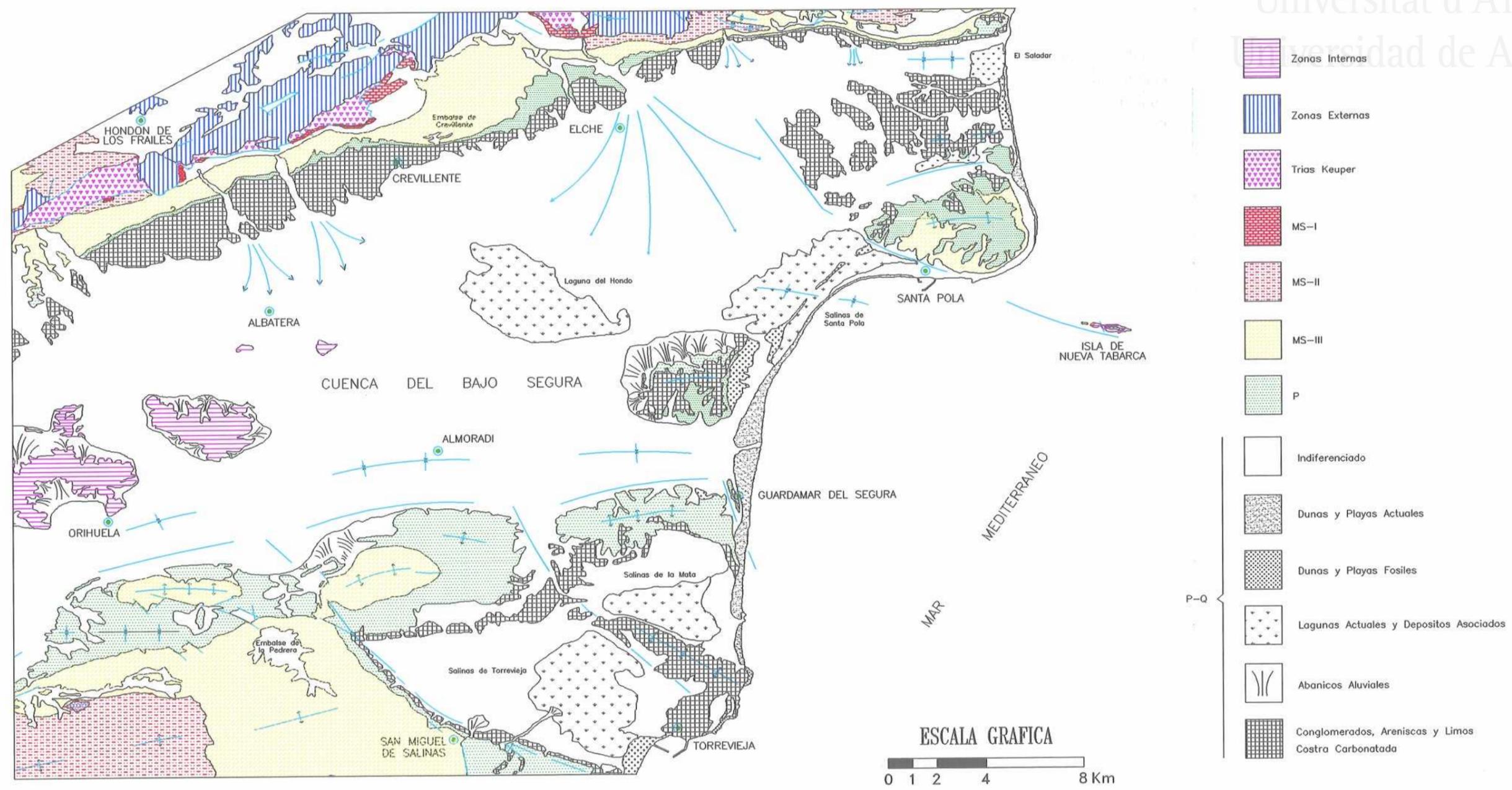


Fig. 3.1. MAPA GEOLOGICO DEL AREA DE ESTUDIO.

2. Tortoniense superior (MS-II).

Durante el Tortoniense medio tuvo lugar una fase orogénica. Como resultado los materiales del Tortoniense Superior descansan discordantes sobre los anteriores y el basamento de la cuenca.

Los materiales de esta edad en el sector S continúan siendo de naturaleza margosa con episodios turbidíticos (Margas y Areniscas de La Atalaya *pro parte* tramo superior y Fm. Margas de Pujálvarez) y conglomeráticos (Areniscas de Columbares), cuya granulometría crece hacia el W (proximidad al área fuente).

En la zona N se encuentra una potente serie margosa (Fm. Margas de Fortuna) en el sector entre Abanilla y Crevillente, culminada a techo por una serie caliza. Más hacia el NE (Tabayal y N de Elche) los materiales de esta edad son de naturaleza detrítica (conglomerados y limos).

3. Tortoniense terminal-Messiniense (MS-III).

En este período tuvo lugar un importante ascenso del nivel del mar, que inundó toda la zona de estudio. Los depósitos son por tanto de marcado carácter marino. Al final del período el mar abandona toda la zona inundada y la sedimentación volvió a ser de carácter continental. Los afloramientos tienen mayor continuidad lateral que los de edades anteriores.

En el S, en general, se encuentran tres términos litológicos sucesivos: una potente serie margosa con intercalaciones turbidíticas (Fm. Margas de Torremendo) y evaporíticas (Yesos de San Miguel), seguida por una formación calcárea (Fm. Calizas de la Virgen), y en el techo de la serie nuevamente aparecen margas, con abundantes ostreidos y estromatolitos (Fm. Margas con ostras).

En el cabo de Santa Pola afloran también materiales de esta edad. En general son de naturaleza carbonatada: calcarenitas bioclásticas, calizas arrecifales y margas blancas con estromatolitos.

En el sector N, sobre la sierra de Crevillente, encontramos una transición de medios de continental a marino de W a E: limos rojos y conglomerados en Albaterra que pasan a depósitos sucesivamente más limosos en Crevillente, calcarenitas en Elche y margas más al E (equivalentes a Fm. Margas de Torremendo). El efecto de la retirada del mar se manifiesta en una continentalización de los medios sedimentarios: las facies aluviales se extienden desde Albaterra hasta Crevillente; entre Crevillente y Elche se encuentran facies de medios de transición (conglomerados, areniscas y margas) y en Elche calizas arrecifales (equivalentes a la Fm. Calizas de La Virgen). A techo de estas calizas se encuentran también facies de transición (equivalentes a la Fm. Margas con Ostras).

2.1.2.2. Plioceno inferior (P).

El límite inferior de esta unidad viene marcado por un importante ascenso del nivel del mar.

Durante este período se produjo la progresiva somerización de la cuenca, con sustitución de los medios marinos existentes al comienzo del mismo por medios litorales primero y claramente continentales después.

En el área S la base de esta unidad es marina, de naturaleza margosa con abundantes intercalaciones de areniscas, Fm. Margas de Hurchillo. Sobre esta formación descansan en discordancia una unidad detrítica calcárea, depositada en un medio marino poco profundo a litoral (Fm. Areniscas de Rojas), y margas y arcillas continentales (Fm. Margas Versicolores). A techo de estas unidades se intercalan sedimentos detríticos (Fm. Conglomerados del Segura).

La formación Conglomerados del Segura ha aparecido en numerosos sondeos realizados en la Vega y en el área de Orihuela. Esta formación aparece en todo el borde S de la zona de estudio aunque sus afloramientos son de pequeña extensión y en los mismos sólo se observa su base. En los sondeos lo que se ha perforado es, en lógica, el techo de esta formación.

Según Montenat *et al.* (1990) esta formación posee una potencia no superior a 100 metros y representa la continuación de la formación Margas Versicolores a lo largo de la margen derecha del río Segura. Está constituida por conglomerados fluviales cementados, con cantos poligénicos redondeados. La matriz del conglomerado es de naturaleza margo-arenosa. Estos conglomerados se presentan como paleocanales en sucesión con niveles margosos y arenosos (llanura de inundación) amarillentos. Esta formación presenta una gradación de W a E: los niveles conglomeráticos son más abundantes hacia el área fuente, al W, y en posiciones distales, al E, van disminuyendo gradualmente su potencia y granulometría, de manera que en el sector de Benijófar-Rojales los niveles de conglomerados representan tan sólo el 15% de la unidad (Soria *et al.*, 1996). Más al E aún, entre Rojas y Guardamar, esta formación pasa gradualmente a facies de calizas litorales. Estas facies también han sido encontradas en sondeos realizados en dicho sector, donde se las describe como arenas cementadas, calizas o simplemente como una lumaquela.

No hay acuerdo acerca de la edad de inicio del depósito de esta formación: Alfaro (1995) ha datado la base de la misma como Plioceno inferior parte alta en base a criterios estratigráficos. Montenat y De Bruijn (1976) la datan como Plioceno superior, también en base a criterios estratigráficos, y Goy *et al.* (1990) atribuyen una edad Pleistoceno medio.

En la sierra del Molar y en Santa Pola los materiales que afloran de esta edad son margas, margas arenosas, calcarenitas fosilíferas muy cementadas y a techo facies detríticas aluviales. Estas calcarenitas han sido atravesadas en tres sondeos situados al W del Molar y detectadas en más de una decena de ensayos de penetración dinámica en sus inmediaciones.

En el borde de la sierra de Crevillente se observa una gradación similar a la del período anterior: aluviales (conglomerados y areniscas) en las proximidades de Albaterra; al E los sedimentos litorales son más potentes y en el sector de Crevillente se encuentran calcarenitas bioclásticas de plataforma somera; más al E y al S los sedimentos son de naturaleza margosa. Conforme se produjo

la retirada del mar, los sedimentos litorales fueron sustituidos por aluviales (lutitas, areniscas y conglomerados).

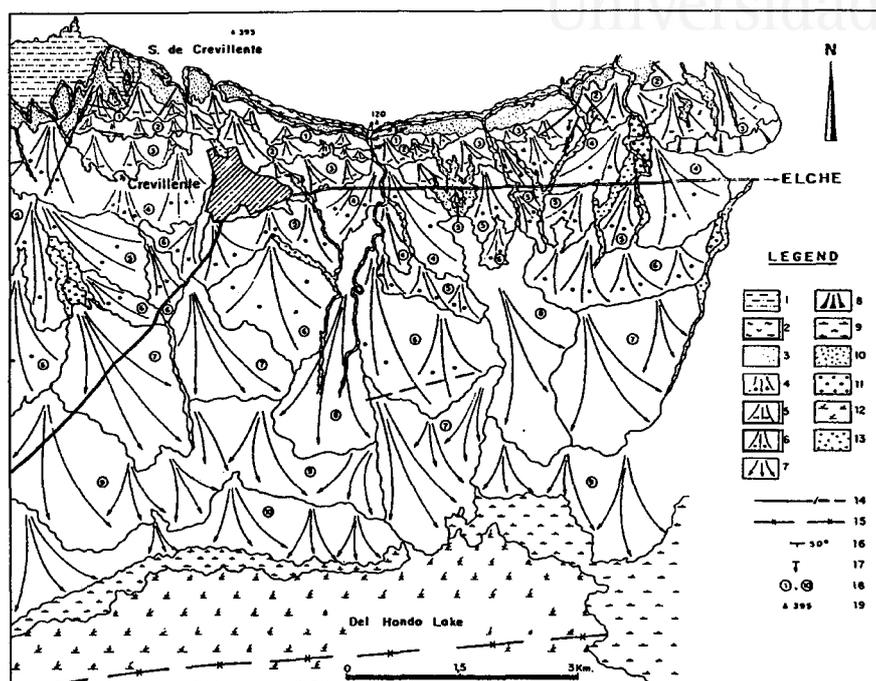


Figura 3.2. Secuencias de abanicos aluviales en el campo de Elche (Goy y Zazo, 1989). 1-7) Abanicos de edad Mioceno superior (1) a Holoceno (7); 8) Bajadas; 9) Playas; 10) Cavidades kársticas; 11) Terrazas fluviales; 12) Lagoon; 13) Aluvial; 14) Falla inferida; 15) Eje sinclinal; 16) Dirección y buzamiento; 17) Ladera anómalamente fuerte; 18) Orden de formación de los abanicos; 19) Cota topográfica.

2.1.2.3. Plioceno-Cuaternario (P-Q).

Los afloramientos de materiales de esta edad son los que ocupan una mayor extensión en el área, siendo los que actualmente afloran en la Vega. Durante este período gran parte del entorno del Bajo Segura se encuentra emergido y la sedimentación es de carácter continental. Los materiales de esta edad son muy abundantes en el borde N de la cuenca, próximos a la sierra de Crevillente. Proceden de los numerosos abanicos aluviales que se originan en esta sierra (Goy y Zazo, 1989), así como de los depósitos aportados por el río Vinalopó. Las sucesivas generaciones de abanicos han dado lugar a un suave relieve que desciende desde los ápices de los mismos, próximos a la sierra, hasta la llanura actual de la Vega (fig. 3.2). Depósitos de esta naturaleza también se encuentran en las proximidades de los otros relieves que bordean la Vega (sierras de Orihuela, Callosa y del Molar), aunque con un desarrollo menor. En las áreas distales se emplazan lagunas litorales (laguna de Santa Pola) cuyo relleno es arcilloso-limoso. En esta época tiene también lugar la formación de costras

carbonatadas sobre áreas emergidas (Formación Sucina), típica de medios áridos.

Alfaro *et al.* (1995) aportan información acerca del relleno más reciente en la Vega: a partir de muestras ricas en materia orgánica tomadas de 9 sondeos obtuvo la edad del depósito. Tales datos indican que los 20-25 metros más superficiales se depositaron en los últimos 15.000 años. Estos sedimentos son de naturaleza limo-arenosa y arcillosa, depositados en un medio continental palustre y de llanura de inundación fluvial que hacia el E, entre Guardamar y San Fulgencio, cambia a litoral, como lo atestigua los abundantes restos del alga *Posidonia oceanica* encontrada en los testigos de sondeos realizados en la zona así como la abundante arena de playa existente en el sector comprendido entre la carretera que va de San Fulgencio a Guardamar y el S de la sierra del Molar (ver fig. 1.1). El toponímico *Alto de la arena*, utilizado en el área para referirse a ella, es bastante ilustrativo.

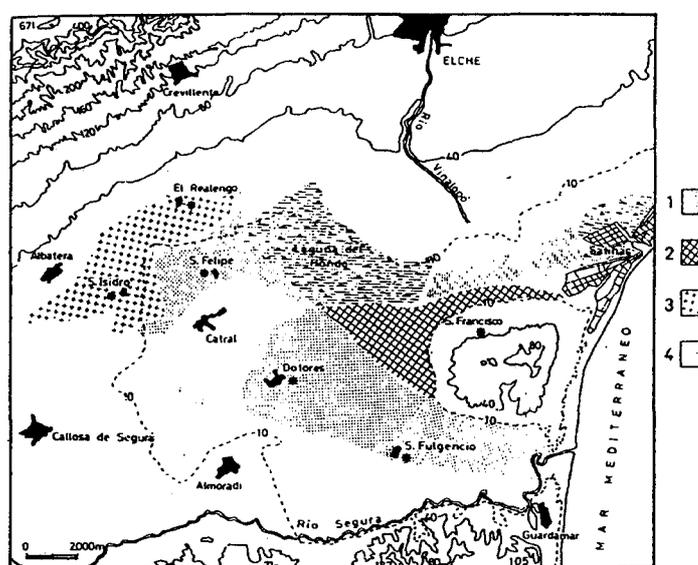


Figura 3.3. Colonizaciones agrarias realizadas en la Vega Baja (Canales y Vera, 1985). 1) Por el Cardenal Belluga (s. XVIII); 2) Por el marqués de Elche (s. XVIII); 3) Por Instituto Nacional de Colonización (1952); 4) Por particulares a partir de 1950. Las poblaciones creadas durante la colonización aparecen señaladas con un asterisco.

Este rápido acúmulo de sedimentos debe estar en conexión con el ascenso eustático ocurrido tras la última glaciación: rápido ascenso del nivel del mar e inundación de la Vega. Como consecuencia tiene lugar la formación de un volumen que fue relleno con los sucesivos aportes de los ríos Segura y Vinalopó. El resultado fue la progresiva progradación de los depósitos continentales hasta la actual línea de costas. En las zonas más deprimidas del interior de la Vega se desarrollaron marjales (marjales de Albaterra, San Isidro, San Felipe, Dolores, San Fulgencio) que permanecieron vírgenes hasta el siglo XVIII, cuando las obras del Cardenal Belluga permitieron desecar, desalinizar y hacer aptas para el cultivo a la mayor parte de ellas (fig. 3.3).

La anterior descripción pone de relieve que la estratigrafía de la cuenca del Bajo Segura está marcada por cuatro hechos:

1.- En toda la cuenca se ha producido una regresión generalizada, con avance de los medios continentales de W a E. Este esquema se ha roto en determinados momentos de la historia de la cuenca como consecuencia de importantes fluctuaciones eustáticas (Tortonense superior-Messiniense y Plioceno inferior).

2.- Los actuales relieves de la sierra de Crevillente han constituido uno de los bordes de la cuenca desde épocas muy tempranas. Como consecuencia en tal área ha predominado la sedimentación de carácter continental, con abundancia de materiales detríticos (conglomerados, arenas y limos). La influencia marina sólo es notoria en los sectores orientales, Crevillente y Elche. Esta influencia marina se observa por la mayor abundancia de calizas litorales y margas.

3.- El borde S de la cuenca ha tenido un carácter marino durante gran parte de su historia. No es hasta el Plioceno inferior, con el depósito de la Fm. margas versicolores, cuando aparecen las primeras formaciones de naturaleza continental. Desde ese momento se constata la persistencia de un medio continental similar al actual: un curso fluvial rodeado de una amplia llanura de inundación.

4.- Por lo que respecta a la Vega, encontramos que la amplia llanura actual es fruto del rápido relleno del valle inundado tras la última glaciación. La sedimentación ha seguido el mismo esquema observado en períodos anteriores: un curso fluvial principal rodeado de una llanura de inundación donde se desarrollan ambientes palustres fruto de las periódicas avenidas del río y de la presencia de un nivel freático muy próximo a la superficie. En el tiempo estos medios han ido progradando hacia el E, desplazando la línea de costas desde una posición inicial en el interior de la Vega hasta su situación actual.

2.2. Tectónica.

Como ya se ha comentado, simultáneamente al depósito de las anteriores formaciones tuvo lugar su deformación. Las manifestaciones más evidentes de esta deformación son la fracturación y plegamiento de los materiales (ver fig, 3.1).

Al tratar la caracterización de las fallas activas de la región, se puso de manifiesto que en la zona de estudio existen dos sistemas activos: uno de dirección NE-SW a ENE-WSW y otro NW-SE (fig. 2.11). Ambos sistemas afectan al basamento de la cuenca y muchas veces no tienen expresión en superficie (fallas ciegas), sino manifestaciones de tipo geomorfológico debido al plegamiento de la cobertera sedimentaria, formando suaves relieves alomados.

El primero de los sistemas, al que pertenecen las fallas de Crevillente y del Bajo Segura, es heredado de fases tectónicas anteriores. En el N de la zona de estudio, dentro de las Zonas Externas,

los principales relieves (sierras de Abanilla, Crevillente, Tabayal, Borbuño y todas las lomas que se suceden hasta la ciudad de Alicante) son debidos a la falla de Crevillente (Sanz de Galdeano, 1983). Dicho sistema, con anterioridad a la formación de la cuenca, jugó como dextro, mientras que en la etapa neotectónica el movimiento ha sido sinistroso y/o inverso. Más al S, la manifestación de la falla del Bajo Segura en superficie son los relieves del Bajo Segura (lomas de Hurchillo, Benejúzar, La Juliana, Moncayo). Esta falla ha actuado como inversa (Alfaro, 1995; Montenat *et al.*, 1990).

Al sistema de dirección NW-SE pertenecen las fallas de San Miguel de Salinas, de Torrevieja, de Guardamar, etc. Afectan también al substrato de la cuenca y han generado notables desplazamientos verticales del basamento de la cuenca en las proximidades de Torrevieja (Montenat, 1977).

Por lo que respecta al plegamiento de los materiales, en el sector N de la Vega existe una sucesión de pliegues más o menos alineados con dirección N70E a N130E, asociados a la traza de la falla de Crevillente. La intensidad del plegamiento disminuye con la edad de los materiales. En las Zonas Internas encontramos también pliegues asociados a los principales accidentes. Entre ellos destacan los que conforman los relieves del Bajo Segura. Se trata de pliegues asimétricos cuyo flanco N es siempre más buzante que el S. La intensidad del plegamiento disminuye hacia el E, de forma que el buzamiento del flanco N pasa de ser vertical en el anticlinal de Hurchillo a no más de 20° en El Moncayo. Más al S destaca el anticlinal de Torremendo, de mayor tamaño que los anteriores y flancos más buzantes, y al N los de La Marina, Santa Pola y Los Arenales del Sol. Entre estos anticlinales existen sinclinales de la misma dirección (Bajo Segura y Elche-El Saladar).

Los pliegues anteriores tienen una dirección aproximada de E-W y su origen está en la compresión casi N-S y en el movimiento (ascenso) del substrato por fallas de tal dirección; sus extremos se inflexionan debido a la interferencia con el movimiento según fallas de dirección NW-SE, que los limitan lateralmente. Existen además otros pliegues de dirección aproximada NW-SE que se relacionan con las fallas de tal dirección (Alfaro, 1995). Entre ellos destacan los anticlinales de San Miguel y de Torrevieja.

Los materiales más recientes, Pleistoceno superior, se encuentran afectados por pliegues que siguen las mismas orientaciones anteriores y son indicadores de un campo de esfuerzos regional actual que se dispone N-S a NNW-SSE. La intensidad del plegamiento es mucho menor que en materiales más antiguos; la manifestación más importante de este plegamiento es la formación de lagunas litorales en los sinclinales (lagunas de Torrevieja, La Mata, Santa Pola, El Saladar...) y la elevación de playas tirrenienses en los anticlinales (Estévez y Pina, 1989; Estévez *et al.*, 1989).

2.3. Evolución geodinámica reciente del Bajo Segura.

Una vez conocido el relleno de la cuenca, así como la deformación que ha sufrido, a continuación se reseñan los principales eventos que han sucedido en su historia. La descripción de acontecimientos se basa en el trabajo de Alfaro (1995).

Los primeros sedimentos depositados en la cuenca son de edad Tortoniense inferior. En el sector septentrional la sedimentación es de materiales detríticos y litorales, mientras que en el S son margas con frecuentes intercalaciones turbidíticas (Margas y Areniscas de La Atalaya), indicadoras de un intenso proceso de desmantelamiento de los relieves adyacentes (Zonas Internas). El tránsito al Tortoniense superior viene marcado por una discordancia reconocida a nivel de toda la cordillera (Estévez *et al.*, 1982; Rodríguez Fernández *et al.*, 1984; Vera y González Donoso, 1964).

El inicio del Tortoniense terminal y del Messiniense viene marcado por un importante ascenso del nivel del mar, que se manifiesta por el incremento de la batimetría de los depósitos y la retirada de los medios continentales a zonas más marginales de la cuenca (Albatera). En el transcurso de este período se retira del mar y se deseca la cuenca, con el depósito de potentes series evaporíticas (Yesos de San Miguel).

Durante el Mioceno superior el borde activo más importante de la cuenca es el N, sobre las Zonas Externas. El sistema de fallas de Crevillente se muestra muy activo, produciendo áreas subsidentes que son basculadas y plegadas, y áreas en elevación (sierras de Abanilla y Crevillente) sometidas a erosión. En todo este tiempo dicho sistema de fallas actúa como inverso y/o sinistrorso.

El comienzo del Plioceno está marcado por una nueva transgresión, alcanzando los depósitos marinos zonas que hasta entonces habían estado emergidas. Dicho comienzo del Plioceno viene también marcado por una desestabilización de la cuenca. El sistema de fallas del Bajo Segura sufre un importante incremento de actividad y se acelera el levantamiento del umbral del Bajo Segura. En el borde N, la falla de Crevillente muestra también signos de gran actividad, la cual está relacionada con un pulso tectónico que afectó a todo el corredor de desgarre de Trans-Alborán.

Entre el Plioceno Inferior y el Superior tuvo lugar un evento tectónico importante que cambió el contexto geodinámico vigente hasta entonces: a partir de este momento el borde N deja de ser el borde más activo, las evidencias compresivas en el mismo a partir de entonces son pocas y localizadas, y se desarrollan glaciares y costras carbonatadas sobre los relieves existentes. La deformación es absorbida principalmente por las fallas situadas en el sector S.

Tras este último evento tiene lugar una progresiva somerización y colmatación de la cuenca. Aunque la actividad tectónica se ralentiza, la actividad sísmica actual asociada a las fallas de Crevillente, del Bajo Segura o de San Miguel de Salinas es una manifestación de que ésta continúa. Los mecanismos focales calculados indican que la falla del Bajo Segura se mueve con componente inversa (fig. 3.4), mientras que la falla de Crevillente actúa localmente como normal, aunque dicho comportamiento es compatible con la situación general de compresión (basculamiento de bloques). La falla de San Miguel, así como las paralelas de Torre Vieja o Guardamar, presentan soluciones focales de salto en dirección dextrorso. Este movimiento es compatible con el hecho observado de interferencia y desplazamiento lateral de los pliegues formados como consecuencia del movimiento de la falla del Bajo Segura.

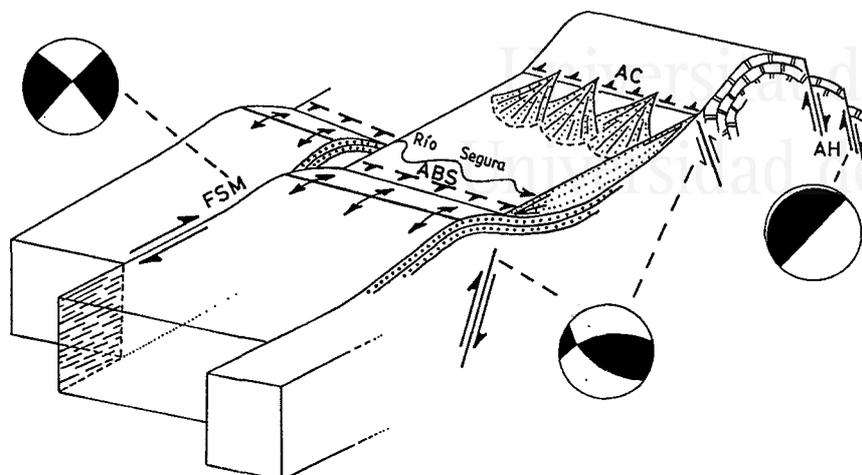


Figura 3.4. Modelo geodinámico actual para el Bajo Segura (Alfaro, 1995). FSM: falla de San Miguel; ABS: falla del Bajo Segura; AC: falla de Crevillente Miguel; AH: falla de los Hondones.

3. GEOTECNIA.

Como se ha explicado anteriormente, los depósitos superficiales de la Vega son de muy reciente acumulación, por lo que es previsible encontrar unas malas condiciones geotécnicas, las cuales tendrán gran repercusión en la respuesta del sitio durante una sacudida sísmica.

La gran extensión de terreno a estudiar, casi 100 km², plantea numerosas dificultades. La primera y principal es el volumen de información necesaria para una correcta caracterización. Dada la gran superficie cubierta, el número de sondeos y ensayos requeridos es bastante elevado; sin embargo, la información utilizada está limitada a la procedente de obras en la zona. La figura 3.5 presenta la localización de aquellos sondeos geotécnicos, ensayos de penetración y sondeos de otro tipo cuya información ha sido consultada.

Otro problema que nos encontramos al trabajar con la información geotécnica es la falta de homogeneidad en la distribución geográfica de la misma, limitada a la de las obras para las que se realizaron. Para este trabajo se ha realizado una pequeña campaña de 9 sondeos (P1 a P9) que ha pretendido suplir determinadas deficiencias en la distribución de los sondeos, aunque la misma también ha estado limitada a la disponibilidad de permisos para realizar la perforación.

En los anejos I y II se presentan, respectivamente, una breve descripción de la clasificación de suelos seguida así como de las distintas pruebas mecánicas utilizadas para caracterizar los suelos, y las columnas y ensayos realizados en cada sondeo.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

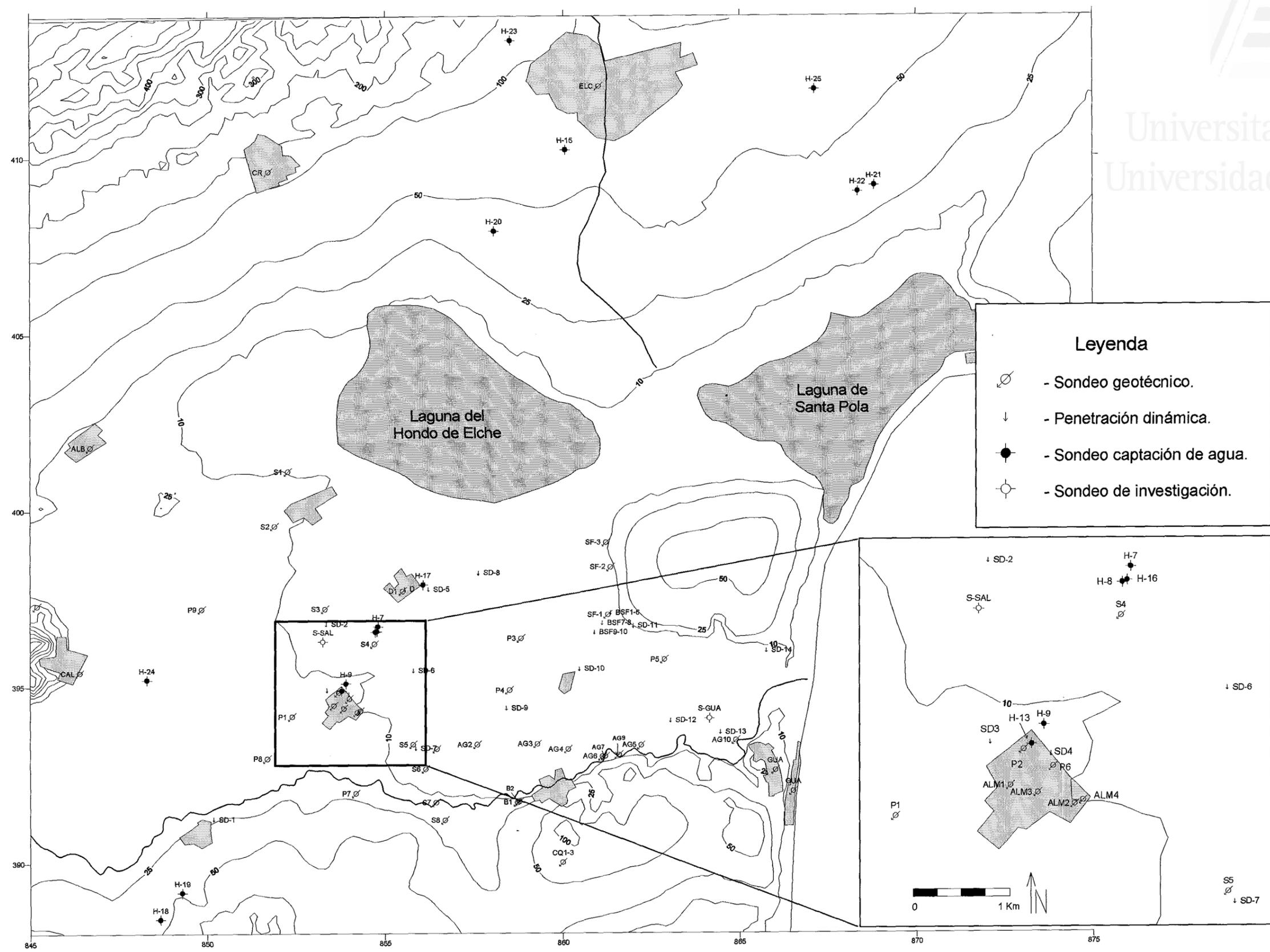


Figura 3.5. Localización geográfica de los sondeos utilizados en esta memoria. Los sondeos en núcleos urbanos no aparecen en su localización precisa (excepto Almoradí). Cuando en la sigla de un sondeo aparecen dos números separados por un guión, esto significa que el punto en el mapa representa a los sondeos comprendidos entre ambos números, pero que sólo se representa a uno de ellos (se encuentran muy próximos entre sí).

3.1. Niveles guía en la Vega.

Al abordar el problema de la caracterización geotécnica de los materiales, se plantea la dificultad de correlacionar las propiedades medidas en un sondeo con las de otro situado a gran distancia. La previsible variabilidad espacial en las propiedades del aluvial puede inducir al error y a una excesiva diferenciación de suelos en función de sus propiedades. Al objeto de no caer en tal atomización de la información geotécnica pero tampoco en una visión simplista de la misma, se ha procedido identificando primero unos niveles guía en la Vega y tratando luego de correlacionar las propiedades de los materiales situados entre sucesivos niveles guía.

Como una primera aproximación a las propiedades geotécnicas de los materiales de la Vega encontramos la descripción que de ella se hace en el Mapa Geotécnico General de Elche, escala 1:200.000 (IGME, 1973). En él se describe a la Vega como una zona formada por aluviales y marismas, con glacis, piedemontes y aluviones indiferenciados en las áreas más al interior. Los materiales son arenas, gravas, limos y arcillas así como mezclas de todos ellos y conglomerados con cierto grado de cementación. Según tal documento la capacidad de carga sería baja ($1-2 \text{ kg/cm}^2$) para el área de huerta y media ($2-4 \text{ kg/cm}^2$) en las zonas de glacis. Localmente se pueden plantear problemas de asentamientos y de falta de capacidad de carga. La anterior caracterización es excesivamente simple aunque identifica dos de los medios presentes en la comarca: la Vega o huerta y las zonas de glacis y abanicos aluviales en las proximidades de Albaterra-Crevillente-Elche.

Para identificar los niveles guía se ha realizado dos cortes a través de la Vega, uno transversal y otro longitudinal (fig. 3.6). En la figura 3.6a aparece reflejada la situación de ambos cortes.

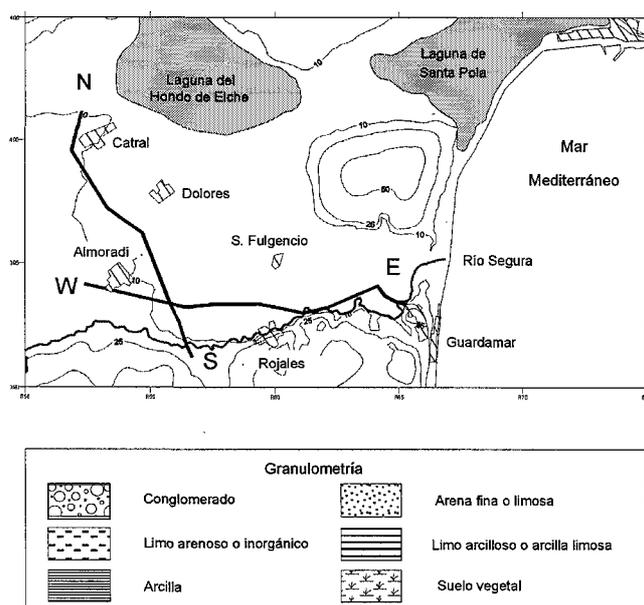


Figura 3.6a. Localización de los cortes geotécnicos realizados en la Vega Baja y leyenda de granulometrías presentes en los sondeos.

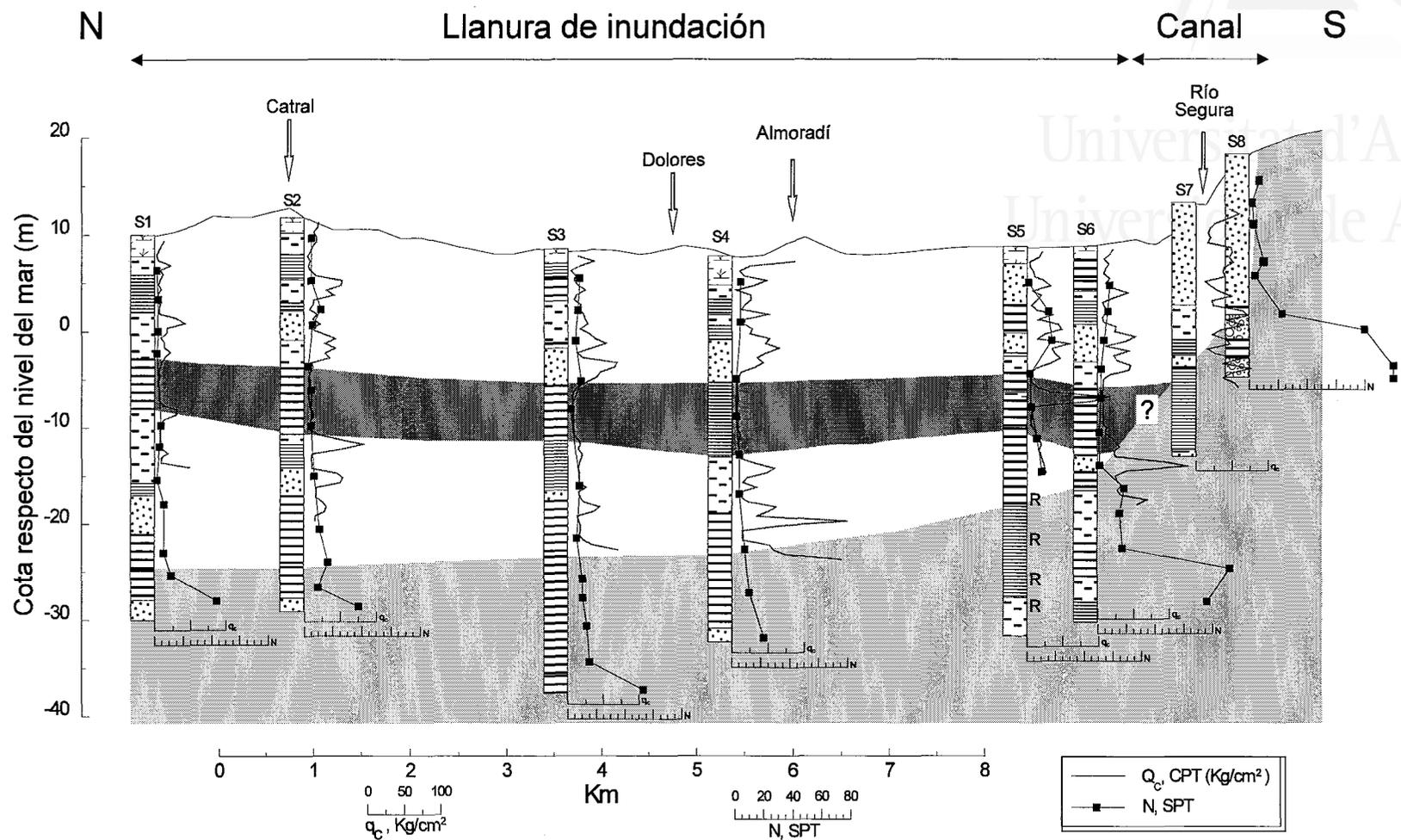


Figura 3.6b. Corte geotécnico de dirección NW-SE a través de la Vega. En gris oscuro se ha señalado la posición de una capa de arcilla en estado flojo a muy flojo. Esto es puesto claramente de manifiesto por las curvas de los piezoconos (CPT), en las que la resistencia a la penetración es mínima. En gris más claro se ha representado los materiales que afloran en el borde S de la Vega y que también se han encontrado en la base de todos los sondeos. Nótese que en la figura el origen de la escala de los ensayos de penetración se encuentra siempre en el extremo del sondeo. La escala vertical está muy exagerada

La figura 3.6b corresponde a la sección transversal de la Vega. Es de dirección NNW-SSE, perpendicular al eje del valle y de la cuenca. En ella aparecen representadas las columnas estratigráficas de los sondeos así como los resultados de los ensayos de penetración realizados en ellos (SPC y CPT). Se observa cómo la llanura de inundación del río se encuentra topográficamente más baja que el cauce y en ella predominan los materiales limosos y arcillosos. En el área del canal predomina la arena, aunque también es frecuente la arcilla (sondeo AG-5 en la fig. 3.6c). Esta posición del canal, sobre su llanura de inundación, es debida a la acción del hombre que ha modificado el cauce del río con objeto de prevenir las numerosas avenidas e inundaciones que el río ha causado en el pasado (Canales *et al.*, 1995).

La figura 3.6c corresponde a una sección longitudinal. Resulta más compleja debido a la variación en la dirección del corte y a la proximidad al borde del valle, que hace aparecer en profundidad los materiales que afloran en las márgenes del valle.

Son varios los hechos a resaltar de estas figuras:

1.- En el interior de la Vega, a -12 ó -15 m de la superficie, existe una capa de arcilla blanda. La poca resistencia de esta arcilla es resaltada por resultados de ensayos de penetración estática y dinámica.

2.- En toda la zona de estudio se ha encontrado un cambio muy significativo en las propiedades de los materiales con la profundidad. Lo primero y más llamativo a simple vista es un cambio generalizado en la coloración de los materiales, de tonos grises en los materiales superficiales a amarillentos, a veces rojo-asalmonados en materiales más profundos. Asimismo se detecta un notable incremento de la resistencia al corte, de la densidad seca y una reducción de la humedad natural y del índice de vacíos al pasar a la zona de color amarillo.

3.- Sobre la capa de arcilla blanda se encuentra una sucesión de materiales de granulometrías y espesores muy variables. Para los sondeos del interior de la Vega se puede establecer una serie ideal compuesta por dos lechos de arena limosa y/o limo arenoso (SM y ML) separados por otros más arcillosos. La primera capa, más superficial, suele ser más limosa, mientras que la segunda es más arenosa. Sin embargo, las excepciones a esta serie son frecuentes.

Dado el notable contraste existente entre la arcilla blanda y los materiales supra- e infrayacentes, así como entre los materiales amarillos (profundos) y su cobertera, estos dos niveles son los que se han utilizado para definir las siguientes cuatro unidades:

- *Unidad Superficial*, desde la superficie del terreno hasta la capa de arcilla blanda,
- *Unidad de Arcillas Blandas*,
- *Unidad Intermedia*, situada entre la anterior y la infrayacente de color amarillo, y
- *Unidad Profunda*, o de color amarillo.

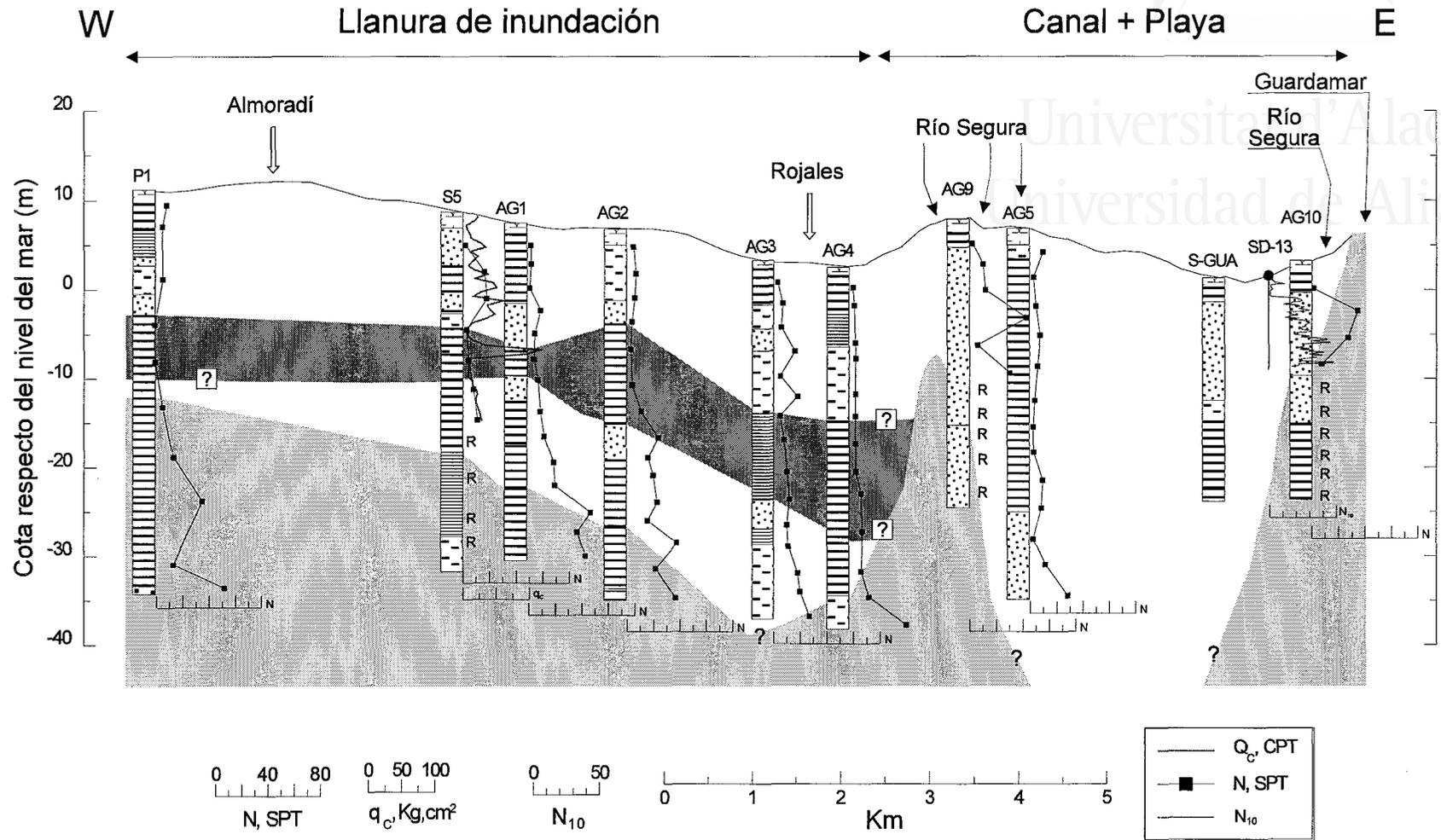


Figura 3.6c. Corte geotécnico de dirección E-W a través de la Vega Baja. Dado que el corte discurre en determinados puntos muy próximo al borde S de la Vega, hay varios puntos en los que se han encontrado a los materiales que afloran en dicho borde (en gris claro). Como en la figura 6b, aparece la capa de arcilla floja (en gris oscuro), aunque tan sólo en la mitad occidental del corte. La escala vertical está muy exagerada

La anterior división es representativa de las zonas del interior de la Vega, pero no de las próximas al borde S. De las anteriores figuras parece reconocerse una disposición subhorizontal en la dirección N-S y buzantes suavemente hacia el mar por parte de las arcillas blandas. Tal disposición hace que en el borde S de la Vega, donde los materiales profundos ascienden hasta aflorar en superficie, las unidades de *Arcilla blanda* e *Intermedia* no aparezcan representadas.

Hacia el mar, entre San Fulgencio-Rojales y la desembocadura del río Segura, la información disponible es incompleta y no permite conocer con detalle la disposición de capas. No obstante, las columnas de los sondeos de la zona (ver Anejo II) parecen indicar que la disposición se asemeja a la del interior de la Vega: una capa detrítica en superficie (aunque con niveles de arcilla) y, en profundidad, otra capa donde las arcillas son más frecuentes (ver sondeos AG-5, P5 y S-GUA). Asimismo, en los sondeos más próximos al borde del valle, los detríticos superficiales se apoyan directamente sobre los materiales de color amarillo.

3.2. Caracterización geotécnica de los materiales de la Vega Baja.

A continuación se realiza la caracterización geotécnica de los materiales. En un punto específico se abordará la descripción de los materiales del borde N de la Vega (zona Albaterra-Crevillente-Elche).

3.2.1. Unidad Superficial.

Esta compuesta por sedimentos detríticos finos y arcillas en proporciones variables, con predominio de las arcillas limosas y limos en la llanura de la Vega y de arena fina y limosa en las proximidades del río y entre San Fulgencio y la línea de costa actual. Para una mejor caracterización de los materiales vamos a presentar sus parámetros en función de su granulometría.

3.2.1.1. Arcillas.

Su distribución geográfica es irregular. Son muy abundantes en el interior de la Vega y menos frecuentes en las proximidades del río.

Representadas las muestras analizadas en el diagrama de plasticidad de Casagrande (fig. 3.7), se observa que los puntos se distribuyen en la franja correspondiente a las arcillas, concentrándose en el intervalo de límite líquido del 25 al 40% y entre el 50 y 60%, con casi total ausencia de muestras en la zona intermedia. Dada esta dicotomía, se ha considerado conveniente analizar las arcillas considerando separadamente las arcillas de alta plasticidad de las de baja. La tabla 3.1 resume las propiedades de estas arcillas.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

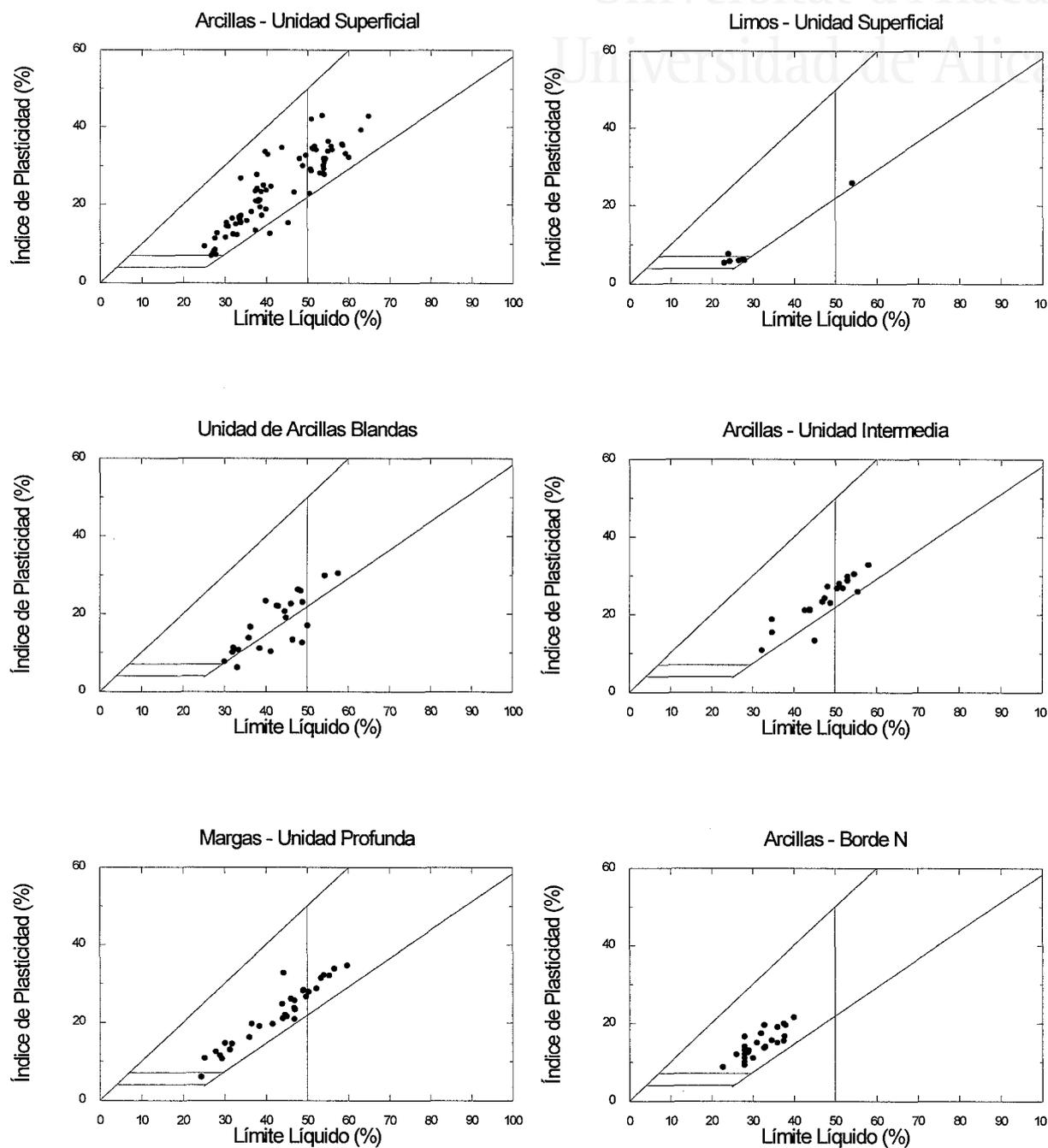


Figura 3.7. Plasticidad de los materiales arcillosos y limosos presentes en la Vega Baja. Se han separado las muestras de acuerdo con su pertenencia a una unidad u otra de las identificadas en la Vega.

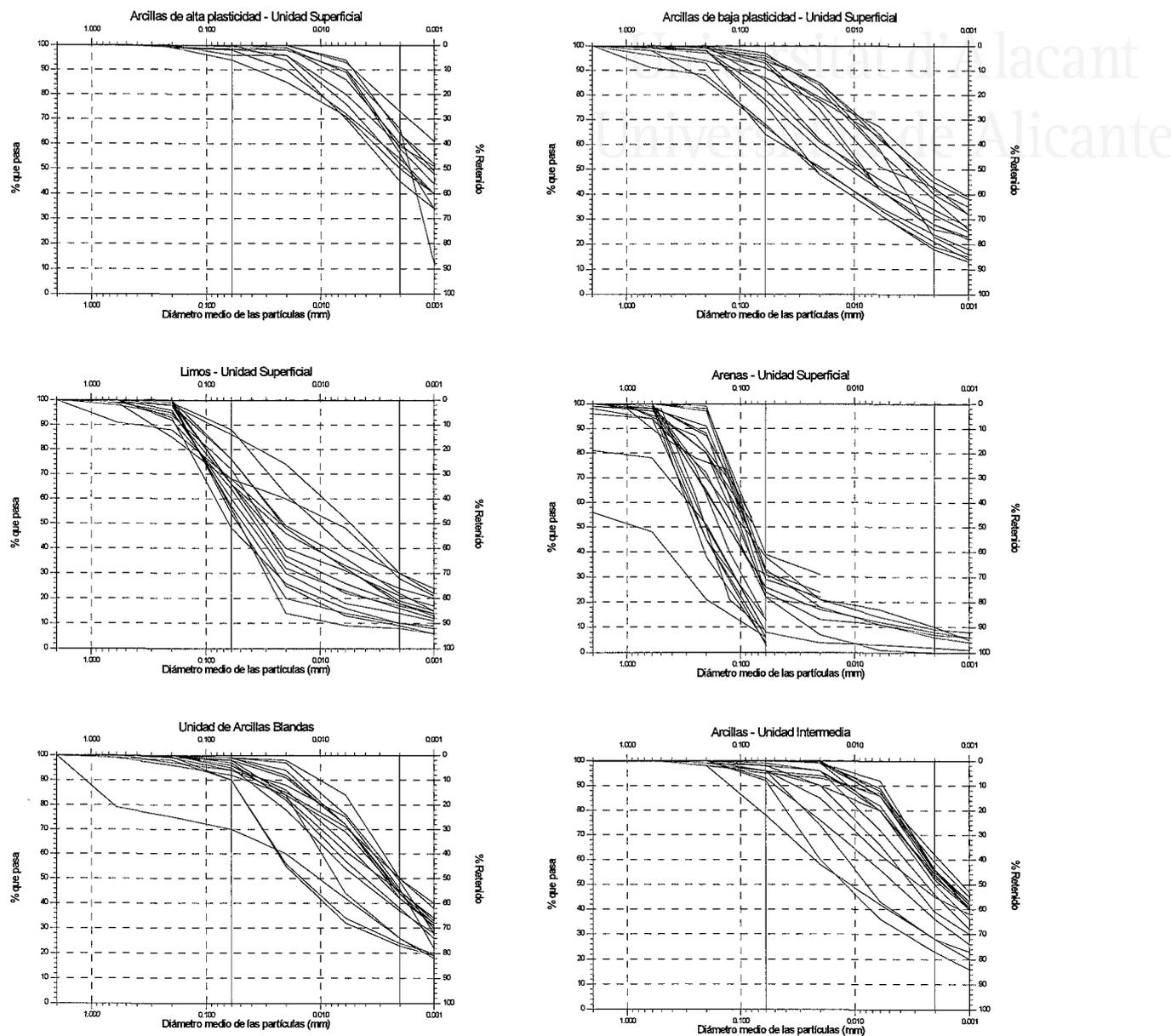


Figura 3.8. Resultados de los análisis granulométricos de muestras tomadas en la Vega Baja.

Las arcillas de baja plasticidad (CL) se caracterizan por:

- Predominio de la fracción limo y contenido en arena del 5% al 20% (fig. 3.8).
- El peso específico medio de las partículas es de 2.723 y su densidad seca de 1.56 g/cm³, siendo el índice de vacíos medio de 0.75.
- La existencia de un nivel freático somero favorece que muchas muestras se encuentren próximas al límite líquido (fig. 3.9). Ello causa la total saturación del suelo a partir de 1-2 m de profundidad.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

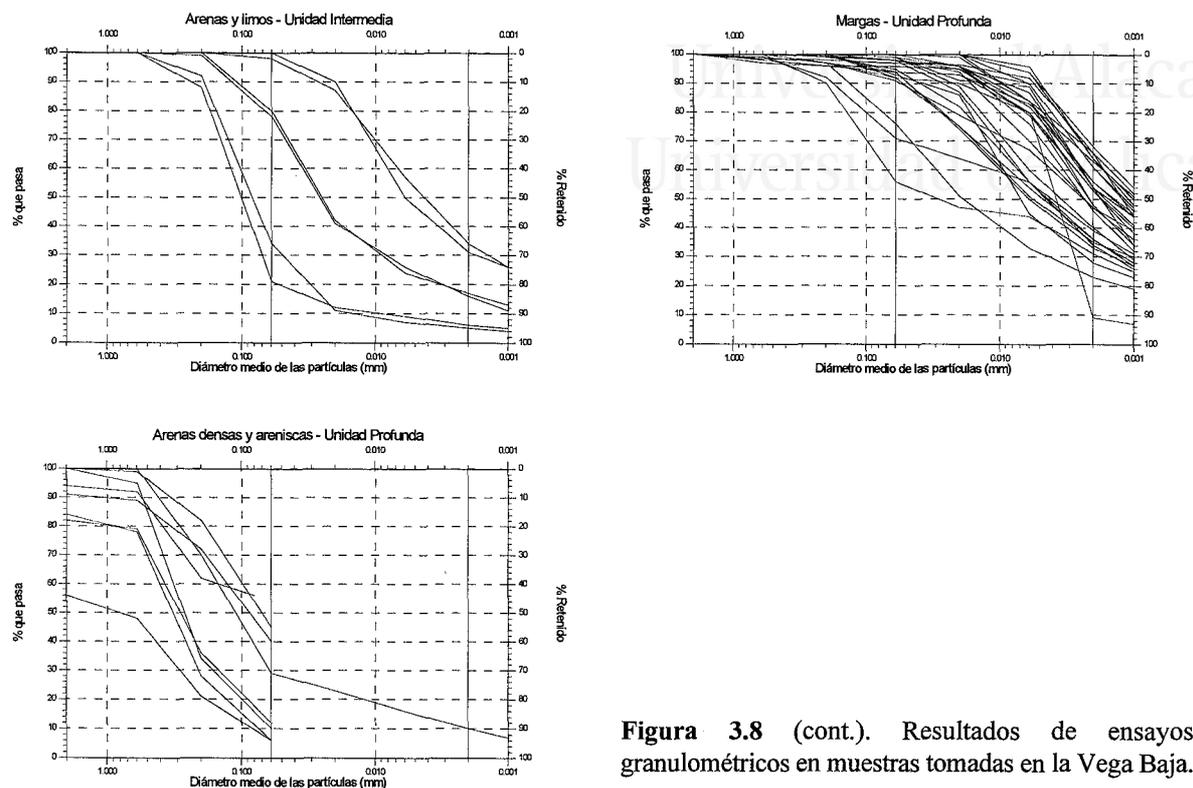


Figura 3.8 (cont.). Resultados de ensayos granulométricos en muestras tomadas en la Vega Baja.

- Se dispone de pocos datos acerca del contenido en materia orgánica. Del análisis de columnas de sondeos se ha comprobado que ésta aparece en forma de restos de raíces o bien como niveles de espesor milimétrico, llegando en ocasiones excepcionales a centimétrico. Este hecho es extensivo a todos los materiales de la Vega. Para estas arcillas el contenido medio en materia orgánica varió entre el 0.25 y 0.8%. Sin embargo, dado el bajo número de muestras (tan sólo 5), el anterior rango no es en absoluto representativo.
- De acuerdo con los datos de resistencia al corte y a la penetración (fig. 3.10), estas arcillas tienen una consistencia media.

Para el caso de la arcilla de alta plasticidad (CH):

- Predominio de la fracción arcilla (50-70%) y bajo contenido en arena, menos del 5% (fig. 3.8).
- Presenta un peso específico de 2.701 y una densidad seca ligeramente inferior a las arcillas de baja plasticidad, 1.49 g/cm³. Su índice de vacíos medio es 0.81.
- El índice de fluidez oscila entre 0.25 y 0.30. El incremento en los valores del límite líquido y del índice de plasticidad, así como una humedad natural del mismo orden que en el caso anterior, explica este menor valor (fig. 3.9).
- Son también pocas las muestras de esta arcilla de las que se conoce el contenido en materia orgánica. Los datos indican que éste varía entre el 0.4% y 1.75% en peso.

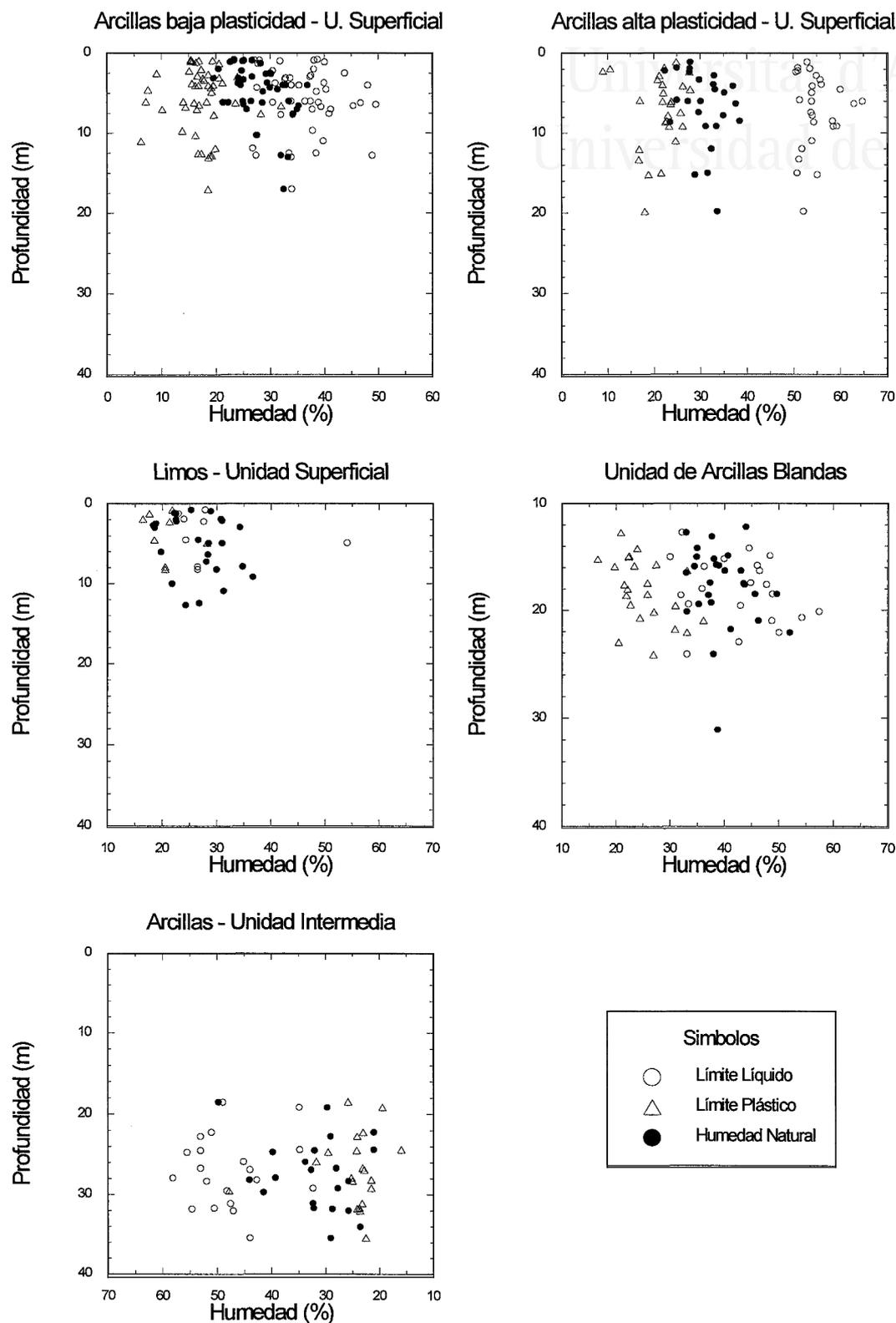


Figura 3.9. Humedad natural del suelo. Resultados de la determinación de los límites de Atterberg a muestras de la Vega Baja.

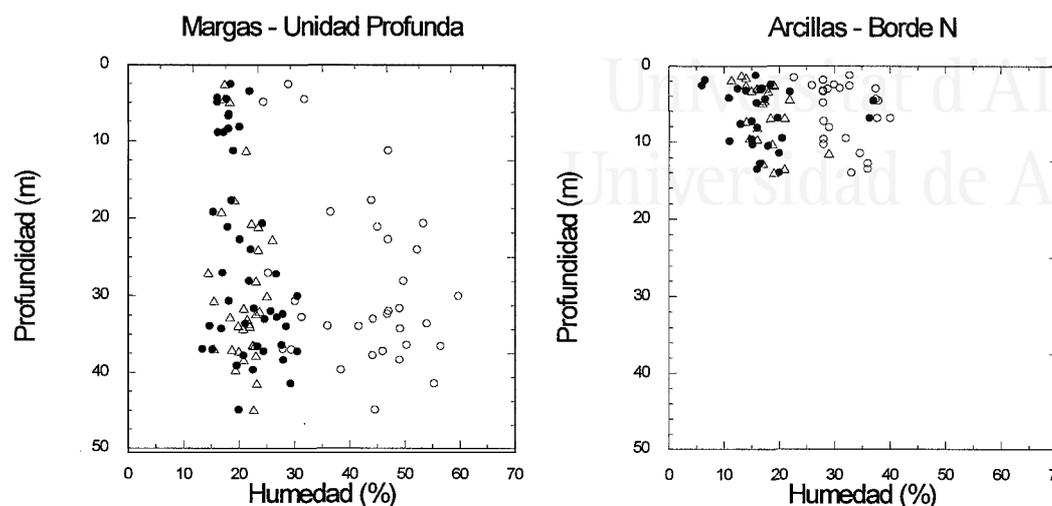


Figura 3.9 (Continuación). Humedad natural del suelo. Resultados de la determinación de los límites de Atterberg a muestras de la Vega Baja. El significado de los símbolos es el mismo que en la figura de la página anterior.

- Finalmente, por la resistencia al corte y penetración esta arcilla tiene una consistencia semidura.

A partir de los datos de penetración estática, las arcillas de baja plasticidad parecen ser más duras que las de alta plasticidad, en contradicción con los resultados del SPT o de compresión simple. Tal contradicción es fruto de una baja muestra de datos (8) y muy elevada dispersión en los resultados de la arcilla de baja plasticidad, cuya desviación estándar representa casi el 65% del valor promedio, mientras que en el otro caso es tan sólo del 20%.

3.2.1.2. Limos.

Se trata de limos arenosos cuyo tamaño medio de grano, D_{50} , varía entre 0.02 y 0.06 mm (fig. 3.8). El material es no plástico, aunque algunas muestras presentan cierta plasticidad y en tal caso presenta índices de plasticidad típicamente entre 5 y 7. Tan sólo una muestra se ha clasificado como limo de alta plasticidad (MH). Tiene un peso específico es de 2.698 y una densidad seca promedio de 1.56 g/cm³, siendo el índice de vacíos medio de 0.76. El contenido en materia orgánica de estos limos oscila entre el 0.5 y el 1.5% en peso. En la tabla 3.1 se resumen las propiedades de este material.

Los ensayos de penetración muestran un comportamiento muy bien definido, con la casi totalidad de los ensayos entre 0 y 10 golpes (fig. 3.10). La distribución de $(N_1)_{60}$ viene representada en la figura 3.11. Es muy similar a la de N , aunque muestra un desplazamiento hacia valores más altos, 8.1 ± 7.3 . La relación entre este índice y la resistencia en punta del ensayo CPT es: $q_c = 2.4(N_1)_{60}$ típica de limos arenosos y similar a la obtenida por Cano *et al.* (1994) para estos mismos materiales.

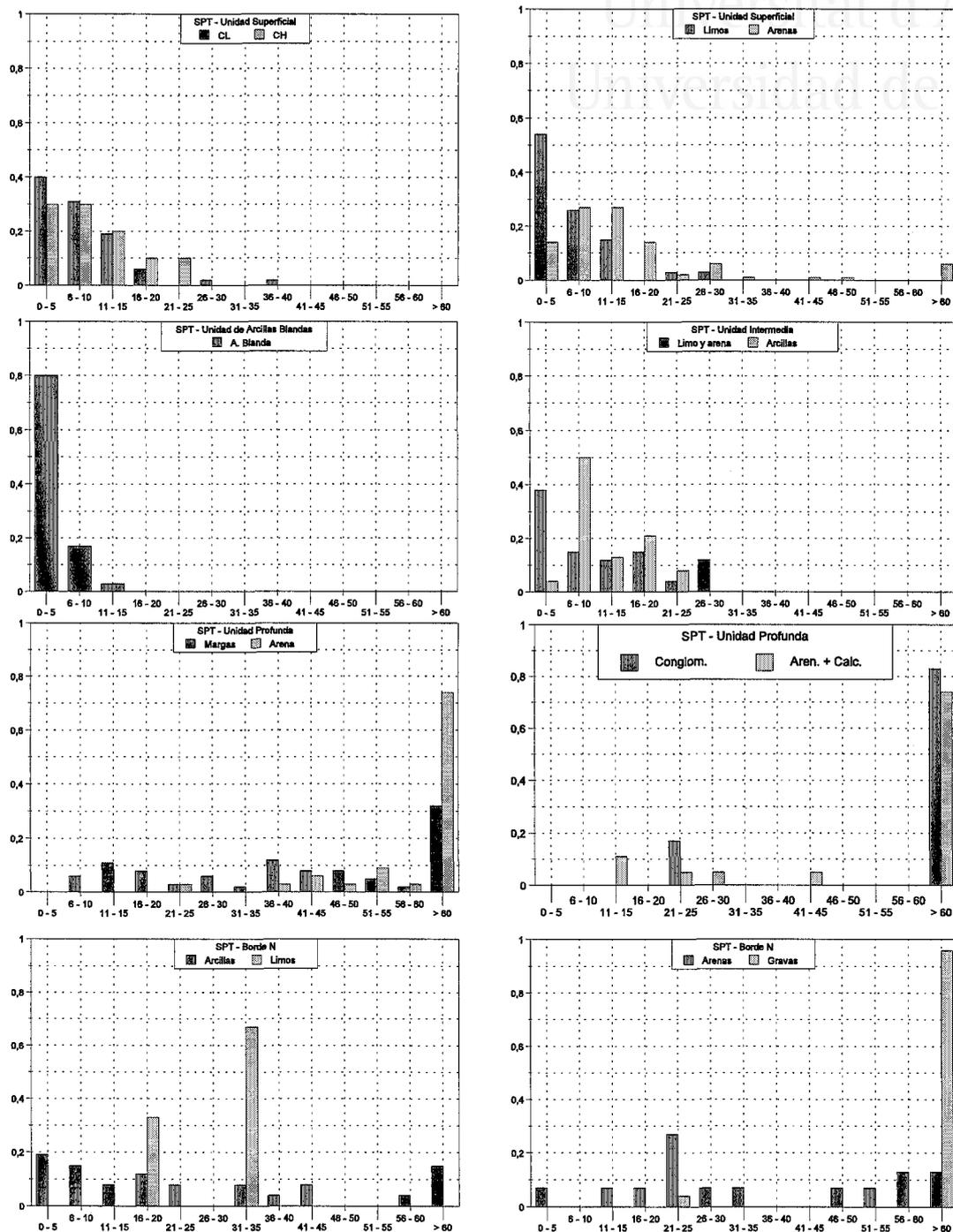


Figura 3.10. Resultados de los ensayos de penetración en materiales de la Vega Baja. En el eje de abcisas se representan los intervalos de golpeo considerados en el análisis; el eje de ordenadas representa la frecuencia relativa (en tanto por uno) de cada intervalo.

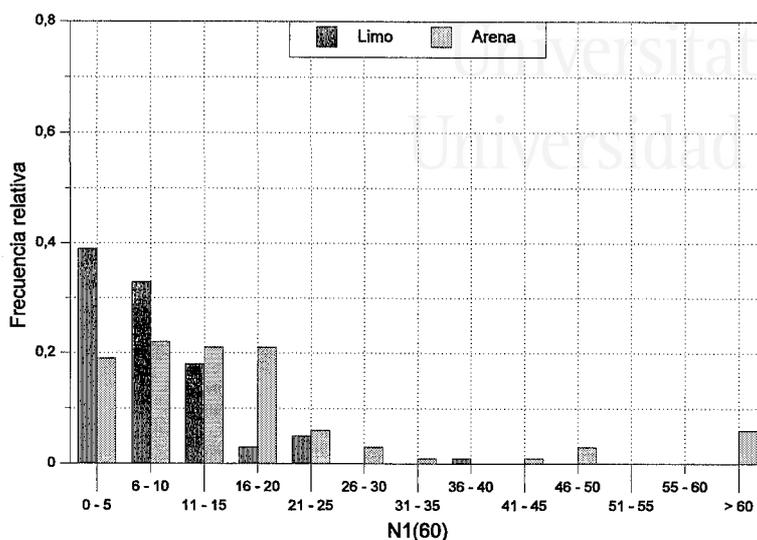


Figura 3.11. Ensayo de penetración estándar (SPT) normalizado de los sedimentos detríticos de la Unidad Superficial.

3.2.1.3. Arenas.

Se trata de arenas limosas y arcillosas, SM y SC, con mayor abundancia de arenas con limos mal gradadas (SP-SM) y arenas limosas (SM) en las proximidades del canal y de su desembocadura (arenas litorales). El tamaño de grano medio, D_{50} , varía entre 0.25 y 0.08 mm (fig. 3.8). La fracción grava es menor del 4% y sólo en casos excepcionales se ha encontrado en porcentajes más elevados. El contenido en finos de estas arenas es elevado, del 10 al 50%, pudiéndose distinguir dos grupos en función del mismo. En el primero de ellos la fracción fina representa menos del 20% del total de la muestra. En el segundo caso varía del 30% al 50%.

El peso específico medio de las partículas es de 2.691 ± 0.024 . Diversos laboratorios han realizado de forma independiente ensayos de densidad máxima y mínima sobre esta arena y calculado los índices de vacíos máximo y mínimo. Los resultados muestran muy poca dispersión, siendo su valor mínimo 0.5-0.55 y el máximo 1.10-1.11 (Cano *et al.*, 1994; Cuenca, 1996, com. pers.).

Los ensayos de penetración muestran una gran variabilidad. Si no consideramos los ensayos en los que se produjo rechazo, el valor medio del SPT es 13 y la desviación típica 9. El valor de $(N_1)_{60}$ muestra una gran dispersión, con un valor promedio de 12.4 ± 7.8 . La densidad relativa de esta arena se ha obtenido aplicando el criterio de Skempton (1986). El valor promedio obtenido es del 43% (fig. 3.12), ligeramente mayor que el 35% obtenido por Cano *et al.* (1994) para una fracción de los datos utilizados en este trabajo.

La resistencia en punta media en el ensayo CPT, q_c , toma valores entre 20 y 55 kg/cm², siendo

$q_c = 3.0 (N_1)_{60}$, menor que el obtenido por Cano *et al.* (1994), que fue 3.21. En ambos casos son valores típicos de una arena con importante contenido en limos (Robertson *et al.*, 1983).

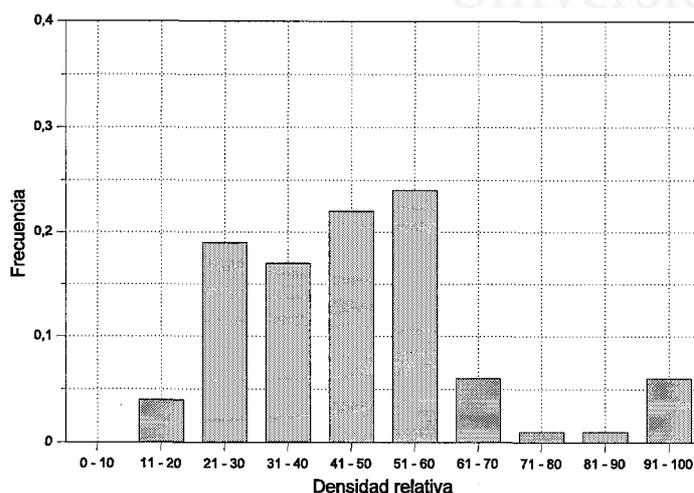


Figura 3.12. Densidad relativa de la arena de la Unidad Superficial.

3.2.2. Unidad de Arcillas Blandas.

Presenta un límite superior muy neto ya que su comienzo coincide, en general, con un cambio a una capa de arena (limosa) o limo arenoso a la arcilla. El límite inferior es menos nítido, aunque también suele coincidir con un tránsito a granulometrías limo-arenosas.

Esta arcilla se ha encontrado en sondeos distribuidos por toda la zona estudiada de la Vega, excepción hecha del borde S, en las proximidades al río. Por otra parte, en sondeos realizados en el área Orihuela-Bigastro no se la reconoce o al menos no existen arcillas con propiedades similares a las encontradas en la Vega; esto implica bien un acúñamiento o bien un cambio lateral de sus propiedades.

La tabla 3.1 resume las propiedades de estas arcillas. Como rasgo más característico encontramos un elevado índice de vacíos medio, 1.0, con diferencia el más elevado de todos los presentes en la Vega. El peso específico de las partículas es 2.695 y la densidad seca de la arcilla es de 1.32 g/cm³. Se trata de arcillas y limos de baja plasticidad (CL y ML, fig. 3.7) con muy poca fracción arena (fig. 3.8). El contenido en materia orgánica medio varía entre 0.5% y 3.0%, aunque ocasionalmente puede ser mayor. En tales casos afecta al valor del límite líquido y la arcilla/limo se clasifica como OL.

Es característico de esta formación poseer una humedad natural elevada, próxima al límite

 Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

líquido e incluso mayor (fig. 3.9). Como consecuencia el índice de fluidez medio es 0.85. Dado su alto contenido en agua esta arcilla plantea numerosos problemas para obtener muestras inalteradas con las que realizar ensayos de laboratorio. En ocasiones al extraer las “muestras inalteradas” se obtiene una masa de difícil tallado y que a todas luces no es inalterada. Ello puede ser la causa de la alta desviación en los resultados de resistencia a la compresión y el anormalmente alto valor del ángulo de fricción. A partir de los valores de N y q_u , estas arcillas tienen una consistencia blanda.

3.2.3. Unidad Intermedia.

Situada entre la arcilla blanda y la unidad profunda, dado el reducido número de sondeos que han perforado hasta encontrar el límite inferior de esta unidad (25 sondeos) son pocos los detalles conocidos de su morfología. En la figura 3.6b se observa que el límite inferior de esta unidad posee una morfología típica de valle, resaltando el hecho mencionado del relleno reciente de un valle preexistente. Dicho límite buza hacia el E; así, se ha detectado en el área de Orihuela a cota aproximada -9 m sobre el nivel del mar, a -19 m en Almoradí y a -34 m cerca de Rojasles (fig. 3.13). En el borde S de la Vega esta superficie asciende topográficamente y los materiales de la unidad subyacente aparecen aflorando en superficie, en las laderas de los relieves del Bajo Segura.

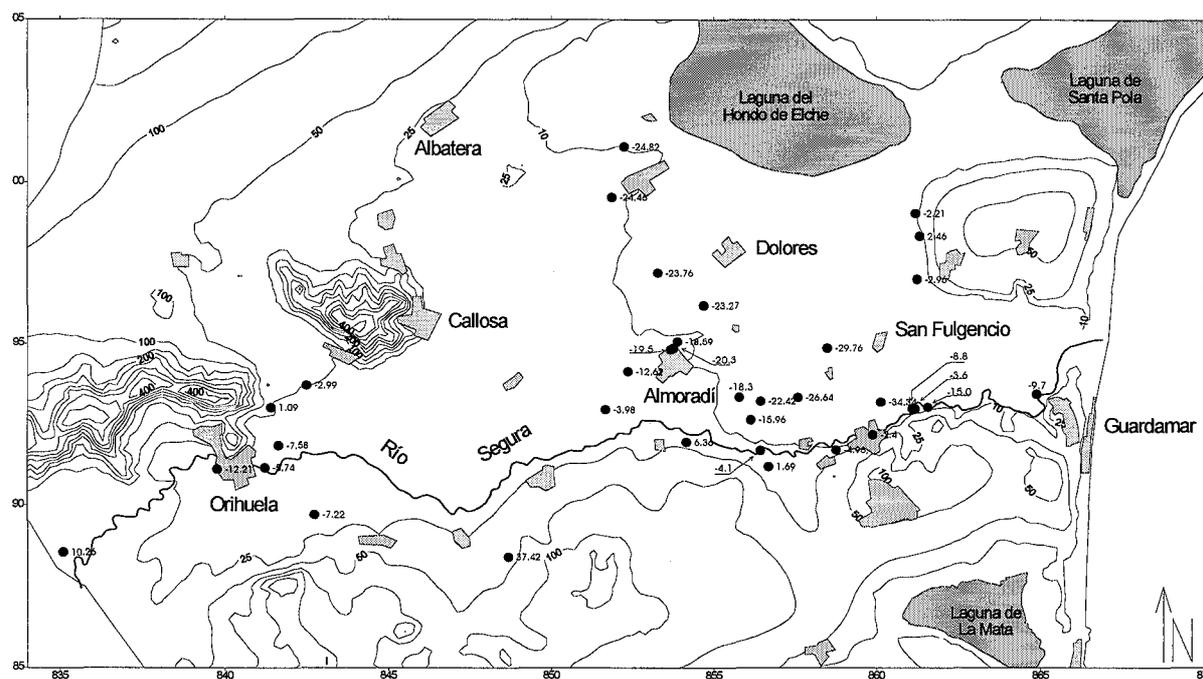


Figura 3.13. Cota (respecto del nivel del mar) de la interfase entre los sedimentos superficiales y los pertenecientes a la Unidad Profunda.

3.2.3.1. Arcillas.

Se trata de arcillas con el límite líquido generalmente superior al 40% (fig. 3.7). En muchos casos se trata de arcillas de alta plasticidad (CH), aunque coexisten con las de baja plasticidad (CL) y limos (ML). La fracción arena es poco abundante, generalmente menos del 5% (fig. 3.8). Poseen un contenido en materia orgánica comprendido entre 0.3% y 2.75%, aunque ocasionalmente aparecen niveles centimétricos muy ricos en ella. En tales casos se clasifican como arcillas orgánicas. La tabla 3.1 resume el resto de las propiedades de esta arcilla.

El peso específico de las partículas es bajo, 2.686, y su densidad seca es similar a la de la arcilla de alta plasticidad, 1.48 g/cm³, siendo el índice de vacíos medio de 0.84. La humedad natural media de estas arcillas es similar a la que se viene detectando en todos los materiales, 30%. El índice de fluidez de estas arcillas, 0.30, es también similar al de las arcillas de alta plasticidad de la Unidad Superficial. Las razones para este bajo valor son las mismas: límite líquido alto y humedad natural poco mayor que el límite plástico del material (fig. 3.9).

Son pocos los ensayos de resistencia al corte realizados a muestras de esta arcilla. Los pocos valores disponibles indican que la arcilla es de consistencia media, aunque los ensayos de penetración (CPT y SPT) indican que la arcilla es semidura.

3.2.3.2. Arenas y limos.

Se trata de una alternancia de lechos de arenas y limos con frecuentes niveles de arcilla intercalados. No poseen una identidad propia tan marcada como las arcillas anteriores y, dada la gran variabilidad que muestran (de más arenoso a limoso y viceversa) y la intercalación de arcillas resultan difíciles de caracterizar.

Los tramos más arenosos son de arena limosa, SM. A partir de los pocos granulométricos disponibles resulta que el diámetro medio D_{50} es aproximadamente de 0.09 mm (fig. 3.9). Estas arenas presentan un alto contenido en finos, generalmente del 25% al 40% del total de la muestra. Los resultados de las pruebas de penetración presentan valores del SPT de 5 a 20 golpes. Estos valores, para la presión vertical efectiva a la que se encuentran sometidas, implican un estado suelto para la arena.

Los tramos limosos son de limos inorgánicos, con un contenido en fracción arena máximo del 20%. El peso específico de las partículas es de 2.690 ± 0.060 . La densidad seca del limo es de 1.52 ± 0.12 g/cm³ y el índice de vacíos medio de muestras inalteradas es 0.78 ± 0.10 . La resistencia en punta media medida al atravesar esta formación con piezoconos es de 32 kg/cm² y desviación típica de 20 kg/cm². La dispersión es debida a la gran variabilidad de esta capa. En la tabla 3.1 se especifican las propiedades determinadas a estas granulometrías. Señalar que los datos de resistencia a la penetración (SPT y CPT) se presentan conjuntamente.

	<i>Unidad Superficial</i>								<i>Unidad Arcillas Flojas</i>		<i>Unidad Intermedia</i>					
	Arcilla CL		Arcilla CH		Limo		Arena		Arcilla (CL, OL)		Arcilla		Limo		Arena	
	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.
Límite líquido (%)	35.96	6.08	54.85	3.71	-	-	-	-	42.44	7.55	47.48	7.15	-	-	-	-
Índice Plasticidad (%)	18.65	7.43	33.32	4.79	-	-	-	-	17.68	7.17	23.95	5.90	-	-	-	-
Humedad natural (%)	27.94	4.54	30.80	4.35	26.56	5.28	-	-	39.68	5.01	31.70	7.49	-	-	-	-
Peso específico partículas	2.723	0.026	2.701	0.021	2.698	0.024	2.691	0.024	2.695	0.025	2.686	0.043	2.690	0.060	-	-
Densidad seca (g/cm ³)	1.56	0.12	1.49	0.10	1.56	0.13	1.46**	-	1.32	0.09	1.48	0.15	1.52	0.12	-	-
Índice de vacíos	0.75	0.20	0.81	0.15	0.76	0.16	0.84**	-	1.00	0.13	0.84	0.20	0.78	0.10	-	-
Cohesión (Kg/cm ²)*	0.19	0.20	0.01	-	-	-	-	-	0.14	0.09	0.20	0.07	-	-	-	-
Ángulo de fricción*	24.22	10.00	30.00	-	-	-	-	-	31.84	4.12	26.60	4.04	-	-	-	-
Resist. compresión simple, q _U (Kg/cm ²)	0.79	0.57	1.74	0.95	0.67	0.64	-	-	0.42	0.35	0.55	0.48	-	-	-	-
N (SPT)	8	6	11	7	7	6	13	9	4	3	12	6	13	-	13	-
Resistencia en punta, q _c (CPT) (Kg/cm ²)	14.3	10.6	11.6	4.3	19.8	12.2	37.5	-	7.9	0.6	22.50	9.84	32	20	32	20

Tabla 3.1. Propiedades del relleno sedimentario más superficial de la Vega Baja. (*) En presiones efectivas. (**) A partir de la densidad relativa.

	<i>Unidad Profunda</i>								<i>Materiales Borde N de la Vega</i>					
	Margas		Arenas		Arenisca/Calcarenita		Conglomerados		Arcillas		Limos		Arenas y gravas	
	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.	Media	Dv. Típ.
Límite líquido (%)	42.88	9.73	-	-	-	-	-	-	31.51	4.48	-	-	-	-
Índice Plasticidad (%)	22.52	7.75	-	-	-	-	-	-	14.49	3.53	-	-	-	-
Humedad natural (%)	21.91*	4.76	-	-	16.2	-	-	-	17.10	6.68	-	-	-	-
	17.43**	0.99												
Peso específico partículas	2.696	0.025	-	-	2.668	0.029	-	-	-	-	-	-	-	-
Densidad seca (g/cm ³)	1.73	0.14	-	-	2.10	0.19	-	-	1.77	0.18	1.79	0.13	-	-
Índice de vacíos	0.60	0.12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cohesión (Kg/cm ²)***	0.18	0.13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ángulo de fricción***	27.00	5.070	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Resist. compresión simple, q _u (Kg/cm ²)	4.74	2.22	-	-	>100 Cal 10 Arenis	-	> 4.0	-	3.13	2.53	1-4	-	-	-
N (SPT)	30	14	R	-	R	-	R	-	19	16	27	8	25 / R	-

Tabla 3.2. Propiedades del substrato geotécnico de la Vega Baja. (*) Promedio muestras bajo el nivel freático. (**) Promedio muestras sobre el nivel freático. (***) En presiones efectivas.

3.2.4. Unidad Profunda.

Se trata de una unidad bastante heterogénea en su naturaleza. El principal rasgo común a todos los materiales es su color amarillento, a veces ocre, mientras que hasta el momento éste era típicamente gris, excepto los primeros metros que eran pardos o rojos (suelo de labor). Así mismo se detecta un incremento notable en los índices que miden la resistencia al corte (q_c , N , q_u , etc.) y de la densidad. Esta unidad está, pues, constituida por suelos duros y en ciertos casos por roca. En la mayoría de los sondeos los materiales son arcillas y limos duros (margas), a veces arenosos, y arenas densas a muy densas, a veces cementadas.

Intercalados entre los niveles arenosos se han encontrado lechos de espesor decimétrico a métrico de conglomerados atribuibles a la formación Conglomerados del Segura (Alfaro, 1996, com. pers.). Excepto en los sondeos próximos al borde S de la Vega, donde estos conglomerados se atraviesan a poca profundidad, en el resto de ellos generalmente sólo se han encontrado las margas y arenas. En los sondeos P1 y P2 estos conglomerados han aparecido a cota 35 m bajo el nivel del mar. Se tiene constancia, además, de que conglomerados similares se han atravesado en Orihuela a profundidades de 38 y 42 metros de la boca del pozo (20 y 17 m bajo el nivel del mar, respectivamente). Por otra parte, en sondeos hidrológicos realizados en la Vega se describen niveles conglomeráticos a profundidades equivalentes (entre 30 y 45 m bajo el nivel del mar), por lo que parece razonable suponer que se trata siempre de los mismos conglomerados.

En el SE de la Vega, entre Rojas y Guardamar, se ha encontrado también este substrato. Los materiales que aparecen en sondeos, arenas cementadas, areniscas y calcarenitas, son atribuibles a las formaciones Areniscas de Rojas, Margas Versicolores y Conglomerados del Segura (Soria, 1996, com. pers.). En las proximidades a la sierra del Molar se han encontrado también calcarenitas y areniscas.

En sondeos situados al N de la Vega, S1 y S2, aparece en profundidad una formación arcillosa dura de color rojo salmón. Una formación de características similares se ha encontrado en el sondeo P2, bajo los niveles de conglomerados y hasta una profundidad de más de 100 metros. A falta de más datos que permitan identificar correctamente estos materiales, es posible que se traten de depósitos distales de los abanicos aluviales instalados en el borde N de la cuenca desde el Plioceno hasta la actualidad.

3.2.4.1. Margas.

Con este nombre se incluyen las arcillas y limos amarillos u ocre así como las margas del Plioceno aflorantes en Guardamar y en Ciudad Quesada. La tabla 3.2 resume sus propiedades así como las del resto de materiales de esta unidad y del Borde N de la Vega.

La granulometría es de arcillas y limos con bajo contenido en fracción arena, menor del 8%

(fig. 3.8). Se clasifican como arcillas de alta y/o baja plasticidad, CH y CL, sin predominio de una sobre otra (fig. 3.7). El contenido en materia orgánica es bajo, desde nulo hasta un 1%.

La humedad natural media de esta formación es menor que la de las unidades anteriores, un 22% frente al 30%. Debido a esta baja humedad el índice de fluidez medio es también bajo, 5-7%. En la figura 3.9 se puede comprobar que la mayoría de las muestras se encuentran en un estado natural próximo al límite plástico.

La principal característica que diferencia a estas arcillas y limos de los otros vistos hasta el momento es su mayor resistencia al corte y también su elevada densidad seca, así como un bajo valor del índice de vacíos. En concreto éste último variaba entre 0.75 y 0.80 para los materiales superficiales mientras que ahora es tan sólo 0.60. La densidad seca muestra también un fuerte contraste, pasando desde los valores típicos entre 1.30 y 1.60 g/cm³ a 1.73 g/cm³. Sin embargo, donde más se aprecia la diferencia de propiedades es en la resistencia al corte. Hasta el momento en ningún caso se había medido resistencias medias superiores a 2 kg/cm²; en cambio, estas margas poseen una resistencia media superior a los 4.5 kg/cm².

Cuando se analiza las propiedades de algunos sondeos en el interior de la Vega se observa que estas margas poseen en ocasiones características peores que las ofrecidas en la tabla 3.2. Los casos más notables son los sondeos S1 a S4, donde los índices promedio son algo menores, pero aún con ello son claramente más rígidas que los materiales superficiales.

3.2.4.2. Materiales detríticos: Arenas densas, Areniscas, Calcarenitas y Conglomerados.

Bajo esta denominación genérica se ha agrupado un amplio y variado conjunto de materiales. La característica común a todos ellos es su alto grado de compactación y/o cementación. Se trata de arenas medias, finas y limosas, compactadas y muchas veces cementadas (areniscas y calcarenitas). Dada la situación geográfica de los sondeos así como la disposición de las diferentes unidades geológicas en el área, estos detríticos son atribuibles a materiales de las formaciones Areniscas de Rojales, Margas Versicolores y Conglomerados del Segura.

Como consecuencia de la gran profundidad a la que se encuentran estos materiales en el interior de la Vega (a partir de 40-50 m), gran parte de la información procede de sondeos realizados en la margen derecha del río (área Algorfa-Rojales-Guardamar), en los relieves del Bajo Segura (Ciudad Quesada y Guardamar) y en la sierra del Molar, donde se encuentran a poca profundidad o incluso aflorando. Los materiales no cementados están constituidos por arenas finas y limosas (SM), con un elevado contenido en finos ($\approx 30-45\%$, figura 3.8). Los ensayos granulométricos indican que el diámetro medio varía de 0.12 a 0.07 mm. El alto valor medio del ensayo SPT pone de manifiesto el alto grado de compactación de esta arena: el 76% de los ensayos ofrece rechazo y aquellos en donde no lo hubo el valor medio es de 44 golpes. Es frecuente que muchos de los sondeos geotécnicos profundos cesen en el momento en que se alcanza estas arenas. Así, en los sondeos S1 a S4 la

perforación terminó cuando se alcanzó esta arena.

Por lo que respecta a las areniscas y calcarenitas, la resistencia a la penetración es aún más elevada debido a la cementación de los clastos. Ambos materiales poseen una densidad seca promedio de $2.10 \pm 0.19 \text{ g/cm}^3$ y un peso específico de las partículas de 2.668 ± 0.029 . El índice de vacíos es de 0.49 ± 0.14 y la humedad natural es de 16.2, aunque este dato es muy variable según sea la procedencia de la muestra (Guardamar, borde S de la Vega, etc.). Donde sí se observa diferencia entre estos tipos de roca es en la resistencia al corte. En general las calcarenitas poseen un grado de cementación mucho mayor que las areniscas. Así, en las primeras se han medido resistencias a la compresión simple superiores a 100 kg/cm^2 mientras que en las areniscas ésta es del orden de 10 kg/cm^2 .

Ambos tipos de roca se presentan en ciertas ocasiones alterados, formando un agregado que incluye restos de bloques de la roca original, arena suelta y limos. Esta alteración tiene como efecto inmediato un empeoramiento de las propiedades mecánicas de la roca, con disminución de la resistencia al corte del material y de su densidad ($1.87 \pm 0.13 \text{ g/cm}^3$). Este hecho se puede comprobar fácilmente por medio del ensayo SPT (ver la fig. 3.10).

El último tipo de material de esta unidad lo constituyen los conglomerados de la formación Conglomerados del Segura. En el apartado 2.1 se describió las características texturales de esta formación. La misma está compuesta por arcillas/limos y arenas; los niveles más gruesos son los característicos conglomerados. Se han descrito las propiedades de las arcillas y limos en el epígrafe dedicado a las margas, mientras que con las arenas se ha hecho lo propio en este mismo epígrafe. Debido a la propia naturaleza del material, conglomerados, los ensayos geotécnicos en ellos se reducen a pruebas SPT, donde en general suele producirse rechazo. Datos procedentes del área de Orihuela, indican que este conglomerado (cementado) tiene una resistencia de a la compresión simple mínima de 4 kg/cm^2 . Este dato viene confirmado por otro ensayo realizado en las areniscas encontradas en el sondeo BENI-1, las cuales representan un cambio lateral de facies de este conglomerado (Soria, 1996, com. pers.). En tal prueba resultó una resistencia al corte de 11.1 kg/cm^2 .

3.2.5. Propiedades geotécnicas de los materiales del borde N de la Vega.

Al abordar la descripción de las principales unidades estratigráficas de la cuenca del Bajo Segura se puso de relieve que el borde N de la Vega está constituido por los depósitos acumulados por las sucesivas generaciones de abanicos aluviales que procedentes de la sierra de Crevillente penetran en la llanura de la Vega. Como consecuencia los sedimentos son principalmente detríticos: bolos, gravas, arenas y limos, siendo las arcillas frecuentes en las áreas distales de estos abanicos, donde se interdigitan con la llanura aluvial del río Segura, la Vega.

Un hecho importante es que el nivel freático se sitúa en este área a profundidades mayores que en el caso de la Vega como consecuencia de encontrarnos ante cotas topográficas mayores.

Para la descripción de las características de estos materiales vamos a proceder de la misma forma que antes, agrupando los materiales por granulometrías.

3.2.5.1. Arcillas.

Se trata de arcillas de baja plasticidad (fig. 3.7) con un contenido en arenas y gruesos comprendido entre el 10 y el 25%. Dada su humedad natural estas arcillas se encuentran en estado plástico, con un índice de fluidez medio nulo (fig. 3.9). En la tabla 3.2 se resumen sus propiedades.

La densidad seca de estas arcillas es similar a la de las margas de la Unidad Profunda, 1.77 g/cm^3 . Aunque muestra una amplia dispersión, resulta significativa la elevada resistencia a la compresión simple de estas arcillas, aproximadamente 1.5 kg/cm^2 , mayor que la de cualquier otra arcilla del relleno superficial de la Vega y ligeramente menor que la resistencia de las margas, valor que permite clasificar a esta arcilla como dura. Resultado similar ofrece el SPT (fig. 3.10). Señalar que este último ensayo muestra una gran dispersión, observación ésta que es extensible al resto de los materiales encontrados en este borde. La causa más probable de ello es el reducido número de observaciones disponibles, entre 15 y 25 muestras para cada tipo de granulometría.

3.2.5.2. Limos.

Son pocos los datos que se disponen de ellos. Se trata en su mayoría de limos inorgánicos arenosos no plásticos (ML) y de arcillas limosas (CL-ML). La densidad seca media es de $1.79 \pm 0.13 \text{ g/cm}^3$.

Al igual que las arcillas, estos limos se caracterizan por su mayor rigidez que los suelos de la Vega: la resistencia a la compresión simple está comprendida entre 1 y 4 kg/cm^2 y la prueba de penetración ofrece un valor medio de 27 ± 8 .

3.2.5.3. Arenas y gravas.

Se trata de arenas arcillosas (SC) y gravas limoso-arcillosas (GC-GM), a veces pobremente gradadas (GP-GC). Las arenas presentan un alto contenido en finos, entre 30 y 40%, mientras que las gravas poseen entre un 5 y 20% de finos.

La figura 3.12 presenta la distribución de frecuencias del ensayo SPT en estos materiales. En las gravas la mayoría de los ensayos de penetración ha dado rechazo, salvo en un caso. En la misma figura se observa que las arenas presentan un valor promedio de 30 golpes, aunque la dispersión de los resultados es grande.

3.2.6. Presión de preconsolidación de las formaciones arcillosas.

Hasta el momento no se ha prestado atención al estado de consolidación de las arcillas. A partir de ensayos edométricos, aplicando la construcción geométrica de Casagrande, se ha estimado su presión de preconsolidación.

La figura 3.14 presenta los resultados correspondientes a muestras tomadas en la Vega. En esta figura aparecen dos líneas que representan la presión efectiva *in situ* calculada a partir de la densidad de los materiales más/menos su desviación estándar y considerando los espesores señalados en dicha figura. En ella aparecen representados únicamente aquellos ensayos en que no había ambigüedad a la hora de aplicar el criterio de Casagrande.

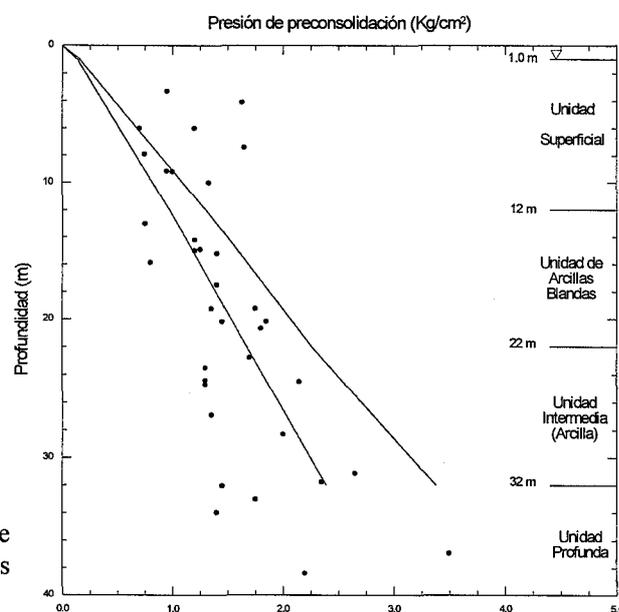


Figura 3.14. Presión de preconsolidación de muestras arcillosas tomadas en la Vega Baja.

Varios son los hechos observables en esta figura que merecen comentarse. El primero y más importante es que, exceptuando los primeros metros y dado que no hay muestras sobre la línea superior de presión efectiva, la arcillas se encuentran normalmente consolidadas. Esto representa que la carga actual es la mayor carga que han sufrido estos materiales. En superficie existen materiales sobreconsolidados debido a procesos típicos de desecación. Ello explica que a escasamente 4-6 metros de profundidad resulten presiones de más de 1 kg/cm².

A partir de 24 metros existe un número creciente de muestras cuya presión de preconsolidación es menor que la presión efectiva *in situ*. En principio esto no es posible; varias son las causas que pueden explicar este hecho: la primera y más plausible es que haya habido una alteración de las muestras durante su manipulación y otra también muy probable es la propia inexactitud inherente al método empleado para estimar tal presión. Un hecho muy importante es que en muchas de las curvas

de consolidación el tramo recto de la rama noval de carga se iniciaba a presiones tan bajas como 1 y 1.5 kg/cm². Obviamente, aun cuando no haya duda para situar el punto de radio mínimo, la presión de preconsolidación de estas muestras va a ser baja, puesto que ésta siempre será inferior a la presión en que la rama noval se hace recta.

Otra causa de estas presiones de preconsolidación anómalamente bajas es el efecto de acuíferos confinados existentes a estas profundidades (Cuenca, 1996, com. pers.). Estos acuíferos poseen un nivel piezométrico por encima de la superficie del terreno (ver apartado 3.4) y pueden actuar compensando parcialmente la carga del suelo suprayacente, sobre todo en los materiales próximos a ellos. La disipación de esta presión creada por los acuíferos confinados explicaría que en las muestras más superficiales este fenómeno no exista o no sea tan evidente.

3.2.7. Resumen de las propiedades de los materiales.

En los anteriores epígrafes se ha realizado una descripción de las propiedades de las diferentes unidades en que se ha dividido el relleno de la Vega. A continuación se hace una breve revisión de tales propiedades con el objeto de tener una visión global. Para tal efecto hemos considerado de una parte índices de estado de los materiales (densidad seca, índice de vacíos y humedad natural) y, de otra, índices de la resistencia al corte (SPT y q_u) para comparar la rigidez de cada unidad.

Con respecto al primer grupo de propiedades, la figura 3.15 las representa en el mismo orden en que los materiales se encuentran *in situ*: Unidad Superficial sobre las Arcillas Blandas y éstas sobre la Unidad Intermedia, a cuya base se encuentra la Unidad Profunda. Los materiales del Borde N sustituyen a las Unidades Profunda, Intermedia e incluso Arcillas Blandas en dicho borde N.

Lo primero que se observa en esta serie de gráficas es un tránsito de los materiales a estados cada vez menos densos con la profundidad hasta alcanzar la Unidad Profunda/Borde N, cuyos materiales son claramente los más densos. La Unidad de Arcillas Blandas marca el comportamiento extremo: son las menos densas y las que contienen mayor contenido en agua debido también a un mayor índice de vacíos. Tanto las arcillas más superficiales como las de la Unidad Intermedia poseen densidades similares. Al pasar a los materiales profundos o de los bordes de la Vega, encontramos un incremento drástico de la densidad seca, fruto de un mayor grado de compactación o consolidación. Este hecho queda perfectamente reflejado por el menor índice de vacíos de estos materiales.

Por lo que respecta a la resistencia al corte de los materiales, las gráficas de la figura 3.16 reflejan la variación del SPT medio y de la resistencia a la compresión simple, q_u , en cada unidad. La distribución de los puntos es nuevamente un reflejo de una columna hipotética en la Vega: se observa en cualquiera de las dos gráficas cómo bajo unos materiales superficiales en estado suelto-medio (arenas)/blando-medio (arcillas) se encuentra una sucesión de materiales claramente más rígidos, con una ruptura muy fuerte al pasar a la Unidad Profunda o al Borde N.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

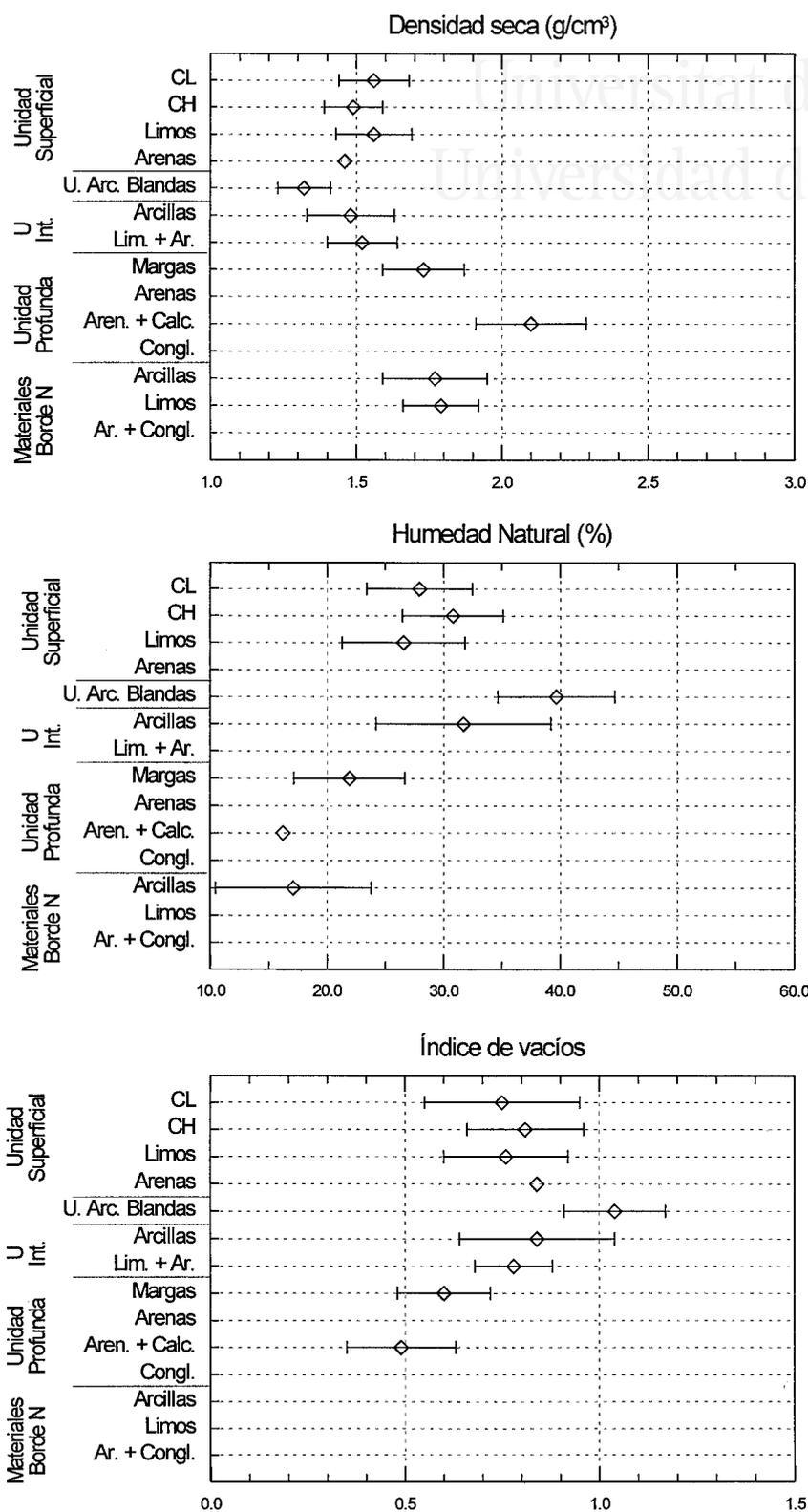


Figura 3.15. Índices de estado promedio de los materiales presentes en la Vega Baja y áreas limítrofes

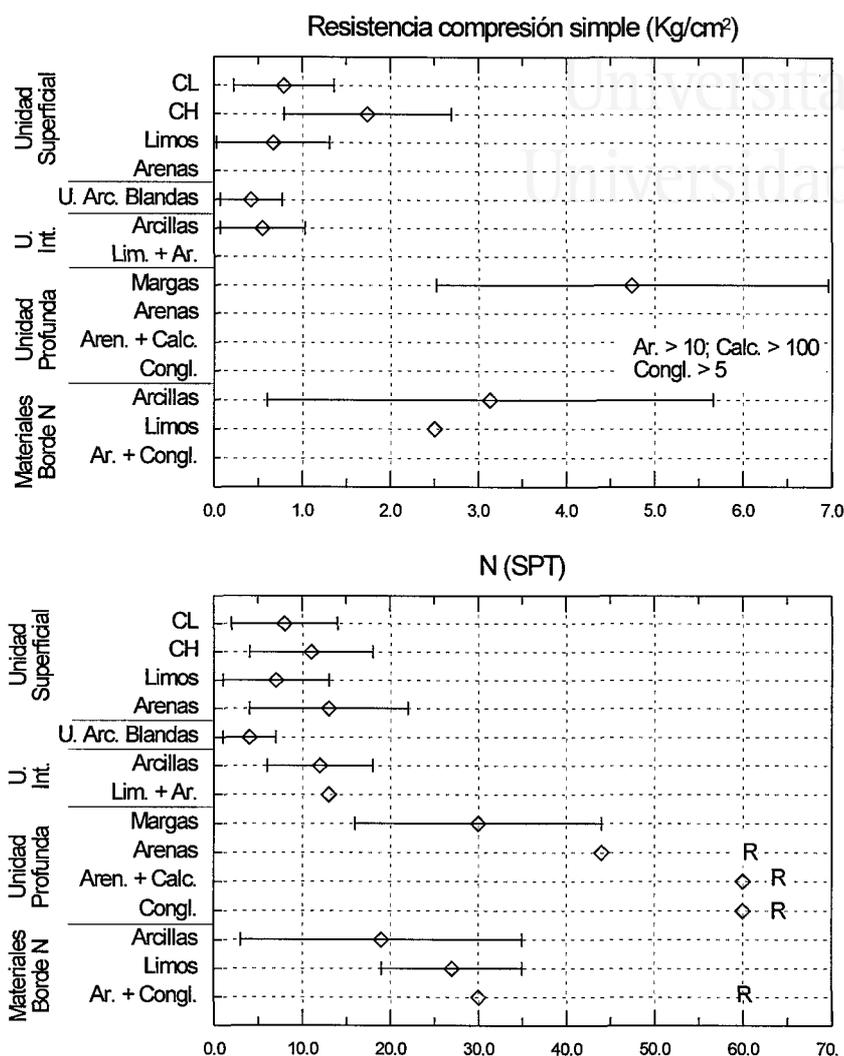


Figura 3.16. Índices de resistencia al corte promedio de los materiales presentes en la Vega Baja y áreas limítrofes.

Dado este fuerte contraste, parece justificado el identificar a las Unidades Profunda y del Borde N como el sustrato geotécnico de la Vega, puesto que pasamos de unos materiales de malas características geotécnicas (materiales superficiales, 0 a ~30 m) a otros con características de suelo duro e incluso roca.

3.3. Velocidad de propagación de ondas en los materiales de la Vega.

La velocidad de propagación de las ondas (P y S) en un medio constituye un índice de gran interés por su relación con numerosos parámetros del mismo: densidad, compactación, cementación, porosidad, etc. Asimismo, este parámetro y su variación con la deformación controla en gran medida

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

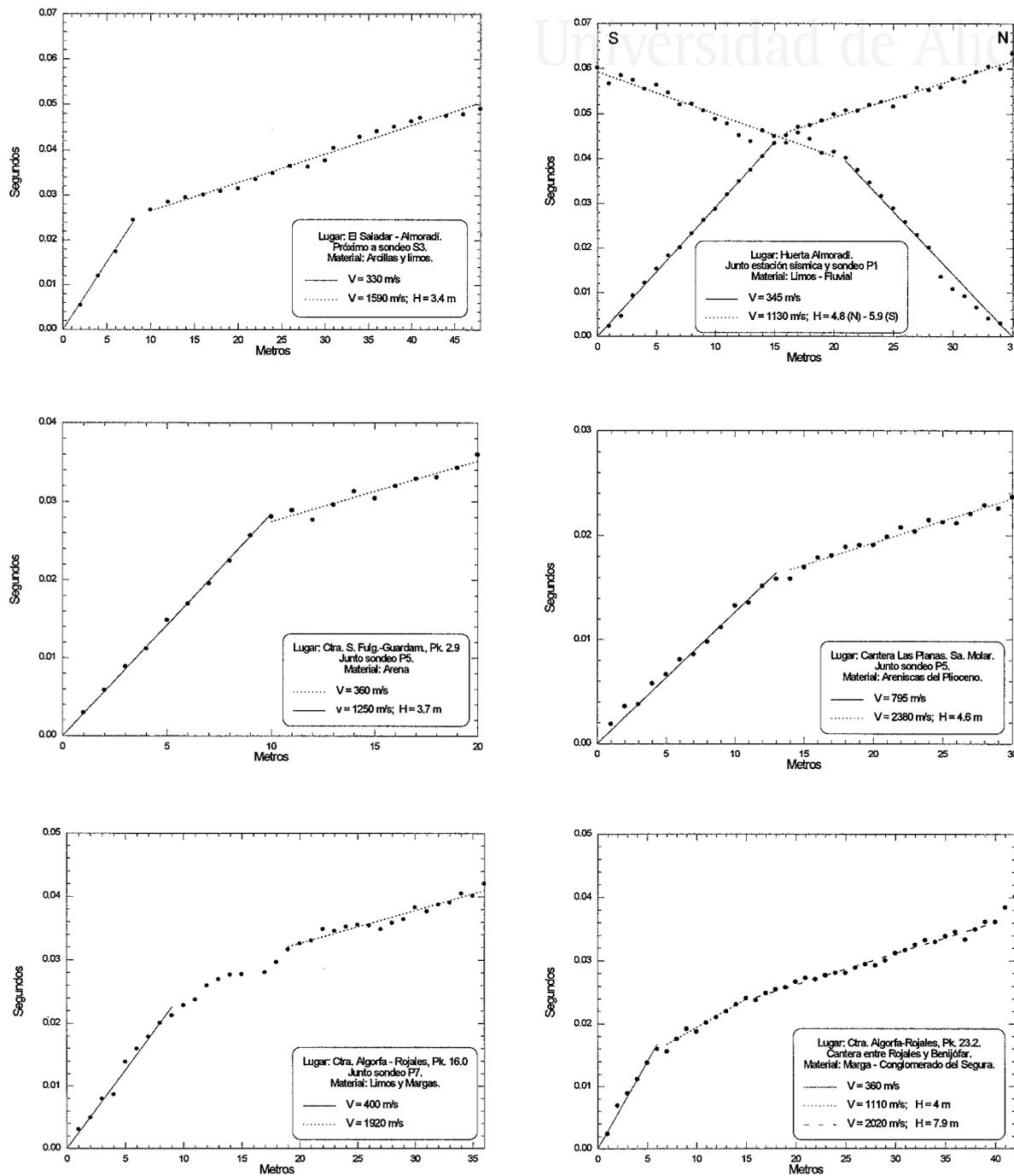


Figura 3.17. Dromocrónicas de los perfiles de sísmica de refracción.

el comportamiento dinámico del suelo y, por tanto, la respuesta del suelo durante un terremoto.

Se ha realizado una campaña de medida de la velocidad de las ondas P, V_p , en las diferentes unidades identificadas en el área. Para ello se utilizó el método de la sísmica de refracción de martillo con 6 perfiles de longitud variable entre 20 y 50 metros. La limitada longitud de los perfiles reduce la profundidad de investigación a 12-15 metros como máximo para el perfil más largo realizado (huerta de Almoradí). La figura 3.17 presenta las dromocronas de los 6 perfiles realizados y sus resultados se resumen en la tabla 3.3.

	Cantera ⁽¹⁾	Molar ⁽¹⁾	Alg.-Roj. ⁽¹⁾	S.Ful.-Gua.	Saladar	Huerta Alm.	Promedio
Superficie	360	795 ⁽²⁾	400	360	330	345	360
Unidad. sup.	-	-	-	1250	1590	1130	1325
Marga	2020	-	1920	-	-	-	1970
Arenisca	-	2380	-	-	-	-	2380

Tabla 3.8. Velocidad de propagación de las ondas P en materiales de la Vega. ⁽¹⁾ El nivel freático se encuentra a profundidades mayores que las de investigación. ⁽²⁾ No considerado en el promedio de los materiales superficiales puesto que se trata de areniscas fragmentadas y arena suelta fruto de la actividad extractiva de la cantera donde se realizó el ensayo.

Los anteriores valores muestran un claro contraste entre el suelo reciente, con velocidad de 360 m/s (el valor de 1325 representa el efecto de atravesar el nivel freático, que incrementa en 1000 m/s la velocidad) y las margas y areniscas sobre las que se sitúan.

Cano *et al.* (1994) han realizado las hasta ahora únicas medidas de velocidad de las ondas S, V_s , en la Vega, las cuales se obtuvieron mediante ensayos downhole y de dispersión de ondas superficiales. La figura 3.18 presenta el resultado de ambas medidas, realizadas junto al sondeo S2. En ambos casos las velocidades medidas son muy similares, con velocidades muy bajas, inferiores a 150 m/s, para los 6 m más superficiales del suelo y 200 m/s hasta los 20 m de profundidad.

3.4. El nivel freático en la Vega Baja.

El acuífero de la Vega Baja está ligado a los materiales detríticos aportados por el río. Como se ha puesto de manifiesto en el apartado 3.2 este detrítico incorpora gran cantidad de arcillas y en su seno existen niveles más gruesos (arenas y gravas) que son los que constituyen el acuífero propiamente dicho; este hecho explica el carácter multicapa del mismo (IGME, 1986).

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

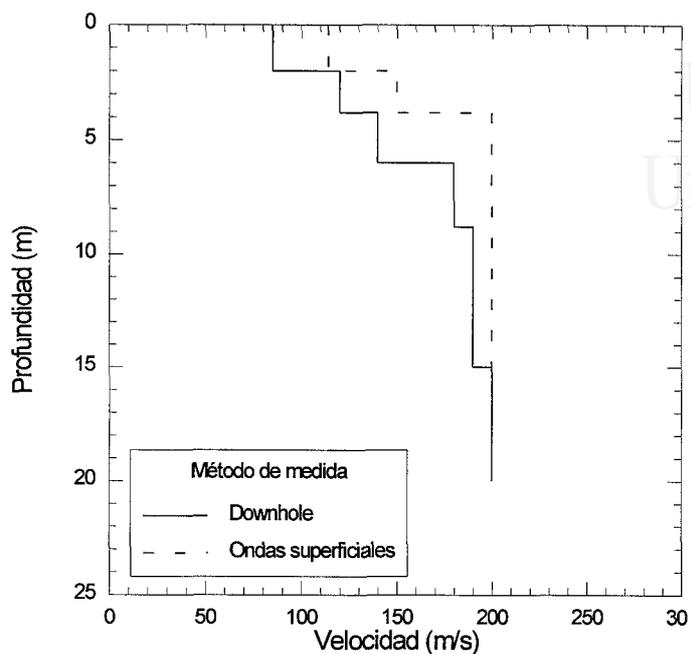


Figura 3.18. Velocidad de cizalla en los materiales del sondeo S2 (Cano *et al.*, 1994).

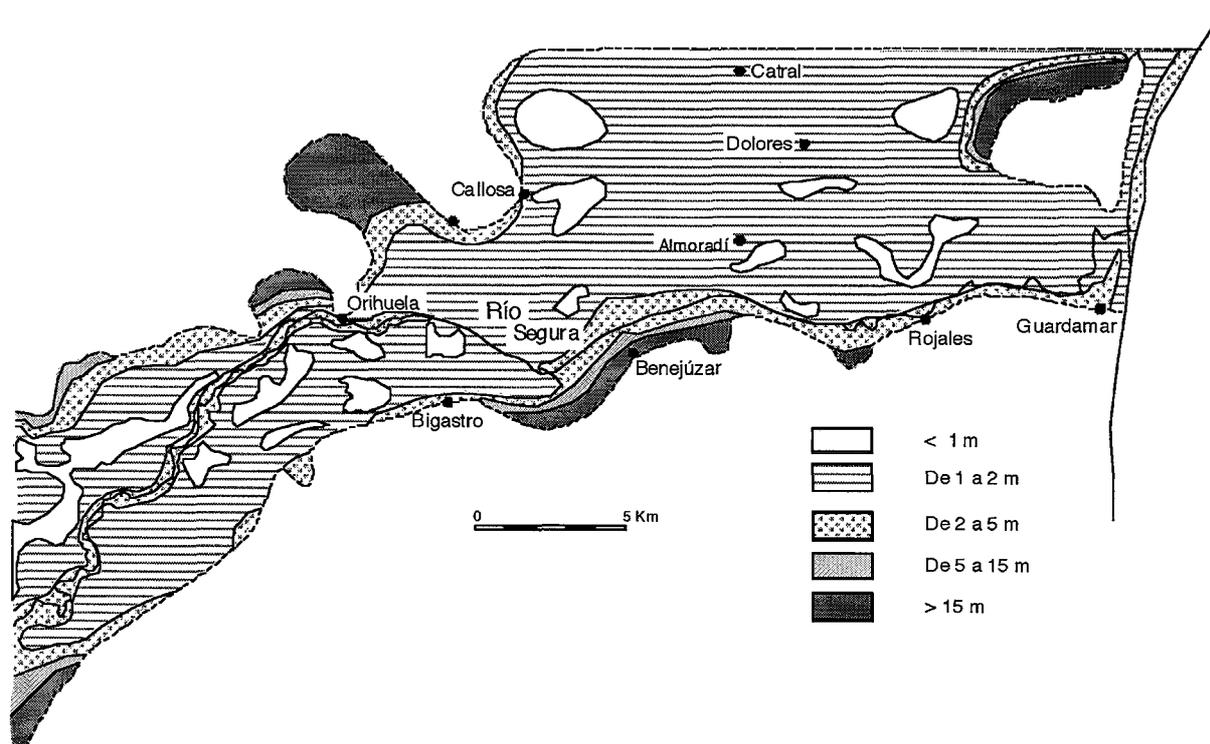


Figura 3.19. Profundidad del nivel freático superficial de la Vega Baja. Campaña de 1972-1973 (IGME, 1986).

En este aluvial se ha diferenciado clásicamente dos niveles acuíferos: uno superficial libre, de poco espesor, compuesto por arenas y limos, y otro profundo cautivo también de poco espesor constituido por una o dos capas de gravas (IGME, 1986). A la luz de los datos presentados en los apartados anteriores, estos acuíferos corresponden a las arenas y limos de la Unidad Superficial y a las arenas y conglomerados de la Unidad Profunda. Cuando el acuífero cautivo consta de dos capas, la segunda representa un nivel que se debe situar más profundo aún que los conglomerados atravesados en los sondeos.

La piezometría de estos acuíferos presenta como principal característica la proximidad a la superficie del suelo. En el caso del acuífero superficial, la profundidad del nivel del agua oscila entre 0 y 4 m para la Vega, aumentando en dirección al canal debido al hecho mencionado de encontrarse el canal topográficamente más alto que la Vega. No obstante, la profundidad rara vez supera los 5 m. En la figura 3.19 aparece representada la profundidad del agua medida en los años 1972-73. Pese a haber transcurrido dos décadas, este mapa continúa siendo válido en tanto en cuanto el acuífero se encuentra en equilibrio (alimentación equivalente a las salidas naturales más extracciones). Este hecho tiene dos motivos (IGME, 1986): por una parte, el acuífero está poco explotado dada la baja calidad de sus aguas, con un contenido entre 1.5 y 4.0 g/l de sal; y, por otra, la principal alimentación del mismo procede más de los excedentes de riego y fugas de agua de la densa red de canales que atraviesan la Vega que de la propia infiltración de agua de lluvia. Ambos hechos dan lugar a que el acuífero se encuentre poco explotado y tenga una recarga asegurada aun en años de sequía (riego con aguas del trasvase Tajo-Segura). Un dato más de que esta situación se mantiene en la actualidad, es la profundidad del nivel freático medida en alguno de los sondeos geotécnicos, rara vez mayor de 2 m.

Por lo que respecta al acuífero profundo, la principal característica es que la superficie piezométrica se encuentra a mayor cota que la superficie del terreno, de forma que al atravesarlo se produce surgencia de agua (pozos artesianos). Al igual que pasaba con el acuífero superficial, éste se encuentra en equilibrio dado que rara vez se bombea agua del mismo como consecuencia de su elevada salinidad, mayor aún que la del superficial (IGME, 1986).

4. ESTRUCTURA DE LA VEGA BAJA.

Conocida la naturaleza del relleno sedimentario de la cuenca así como las propiedades mecánicas de los materiales más superficiales de la Vega, este apartado está dedicado a conocer la morfología y estructura de la cuenca.

En base a los diferentes datos disponibles (campañas de prospección sísmica, eléctrica y gravimétrica así como sondeos mecánicos, figura 3.20) podemos considerar tres grandes elementos: el basamento de la cuenca, el relleno sedimentario antiguo y el relleno reciente. Toda la información concerniente a éste último ha sido presentada en el apartado anterior; en el presente apartado se presentará más información sobre el borde N de la Vega.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

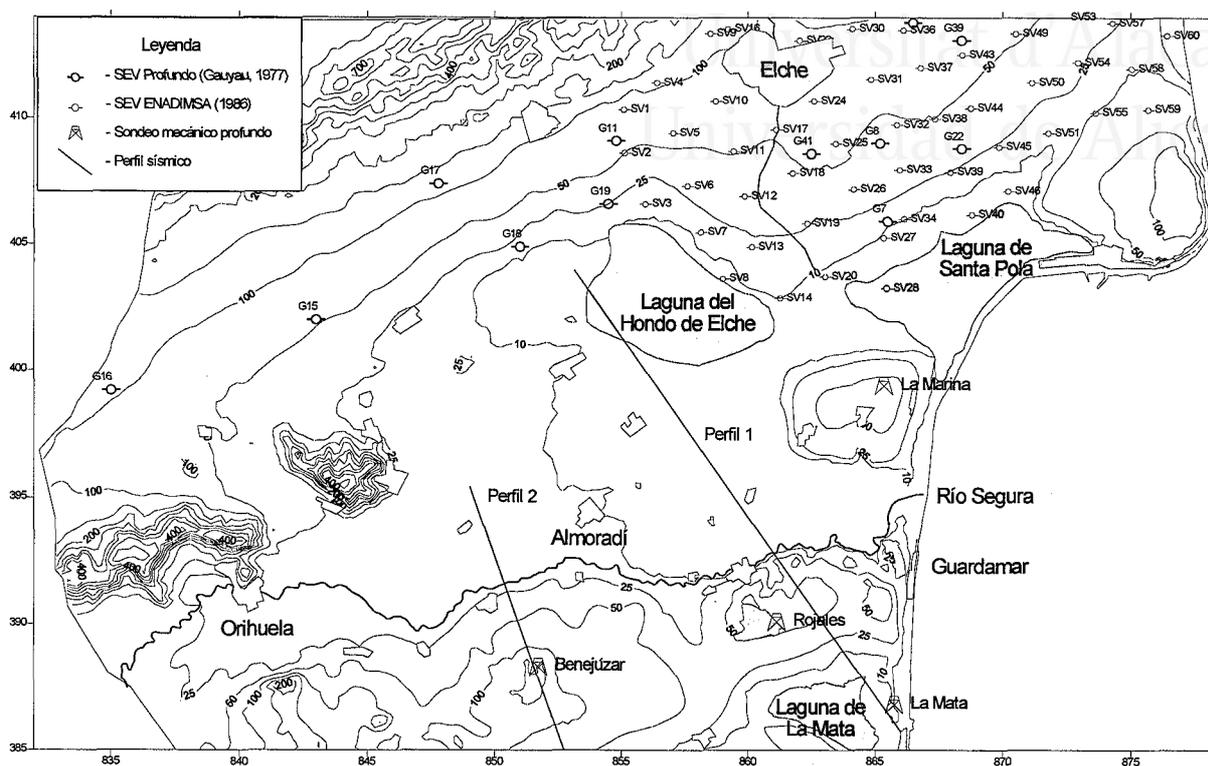


Figura 3.20. Localización geográfica de la información del subsuelo utilizada por la determinación de la estructura de la zona de estudio.

4.1. El basamento de la cuenca.

Está constituido por el Alpujárride y los materiales de las Zonas Externas. Para su estudio se dispone de la información proporcionada por diversas campañas de gravimetría, por Sondeos Eléctricos Verticales (SEV) de gran apertura de alas ($AB \approx 6000$ m), por la prospección sísmica y las columnas de sondeos mecánicos profundos.

4.1.1. Prospección gravimétrica y eléctrica. Sondeos mecánicos profundos.

Hasta la fecha se han realizado dos campañas de gravimetría en el área. La primera fue simultánea a otra de prospección sísmica realizada por COPAREX en 1967/68 y cubre el área al S de la Vega, el sector litoral y parte del Campo de Cartagena. La otra es la que realizó Gauyau en 1975; ésta es complementaria de la anterior y entre ambas cubren casi todo el tercio sur de la provincia de Alicante.

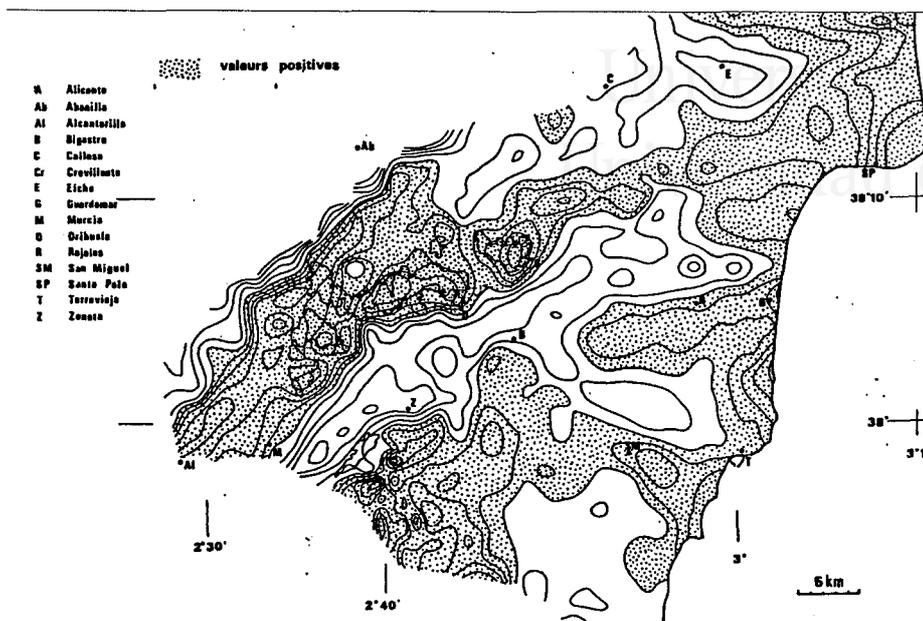


Figura 3.21. Gradiente vertical de la anomalía de Bouguer en la zona de estudio. En sombreado aparecen las anomalías positivas, mientras que en blanco las áreas con anomalías negativas (Montenat, 1973).

De la primera campaña hay que destacar el mapa de anomalía residual de Bouguer y de su gradiente vertical (Montenat, 1973; figura 3.21). Esta anomalía refleja la distribución de masas de alta densidad (anomalía positiva) y baja densidad (anomalía negativa). Las zonas con importante anomalía negativa se encuentran al N de la sierra de Callosa, Elche, curso del río Segura y bajo la laguna de Torreveja. La anomalía positiva se encuentra en los relieves del Bajo Segura, la costa y un alineamiento que iniciándose en las sierras de Orihuela y Callosa se prolonga al N de Catral-Dolores hasta el cabo de Santa Pola.

Gauyau (1977) interpretó cuantitativamente los resultados de ambas campañas al objeto de obtener la profundidad del substrato. Tal interpretación fue validada con las profundidades medidas en sondeos mecánicos profundos realizados también por COPAREX en el área. En concreto cuatro de estos sondeos se sitúan en la periferia del área de estudio -Montenat (1973) realiza una detallada descripción de los mismos-, atravesándose el substrato alpujárride a -925 m (La Marina), -1225 m (Rojales), -1.500 m (Benejúzar) y -760 m (La Mata). Allí donde no existían sondeos contrastó el modelo con los resultados ofrecidos por los SEV, obteniendo muy buena correlación.

De tal interpretación obtuvo un mapa de profundidades del substrato que cubre todo el área de estudio (fig. 3.22). Como se puede comprobar, este mapa es una cuantificación batimétrica de la figura 3.24; así, la fuerte anomalía negativa que existía bajo la Vega se corresponde con un profundo surco (>2000 m bajo el nivel del mar) rellenado por sedimentos neógenos. Dicho surco está limitado por dos umbrales, uno al S donde el basamento asciende hasta menos de 1000 m y que se manifiesta

 Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

en superficie por los relieves del Bajo Segura, y otro al N que procede de las sierras de Orihuela y Callosa (donde aflora) se prolonga hasta el N del cabo de Santa Pola a profundidades que varían entre -200 m y -800 m.

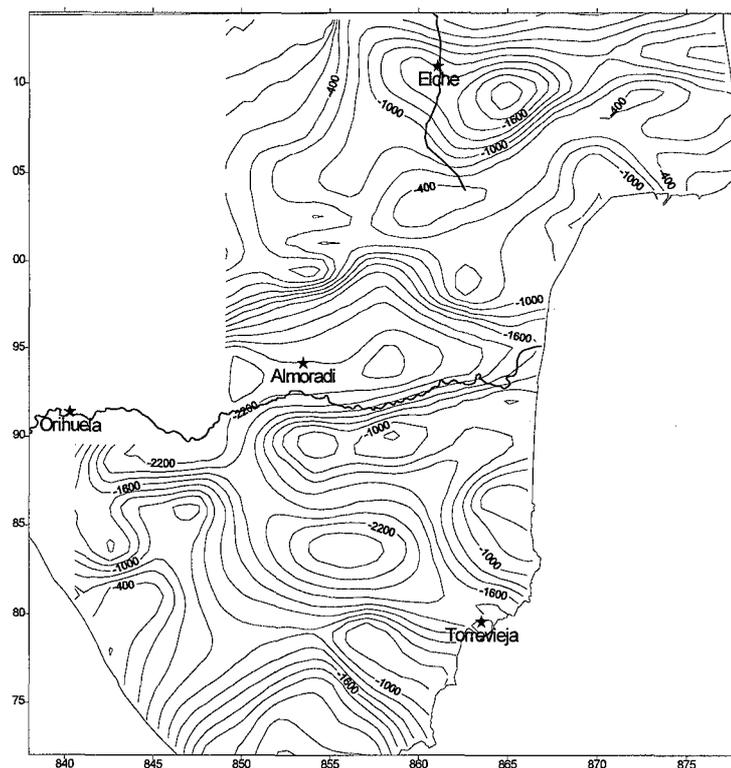


Figura 3.22. Profundidad del basamento de la cuenca del Bajo Segura en la zona de estudio deducida a partir de la gravimetría (Gauyau, 1977).

Gauyau (1977) realizó también una campaña de geofísica eléctrica de gran apertura de alas ($AB = 6.000$ m), en diversos puntos entre Murcia y Alicante (ver en la fig. 3.20 su localización). Entre otros objetivos, uno de ellos era determinar la profundidad del substrato en el sector N de la cuenca del Bajo Segura. Dichas profundidades fueron: SEV-1, -1.300 m; SEV-39, -1.198 m; SEV-8, -1.100 m; SEV-22, -730 m; SEV-7, -480 m; SEV-11, -520 m; SEV-19, -600 m; SEV-18, -530 m; SEV-15, -600 m; y SEV-16, -270 m.

4.1.2. Prospección sísmica.

Se han realizado dos campañas de prospección sísmica para investigar el potencial petrolífero de la cuenca del Bajo Segura. Asimismo el I.T.G.E. ha realizado una tercera campaña de sísmica de alta resolución en la plataforma continental.

La primera de las campañas, llevada a cabo por COPAREX, se realizó en el sector San Miguel

de Salinas-Torrevejea y en el Campo de Cartagena. La baja calidad de los perfiles y el efecto pantalla creado por los yesos del Messiniense (Yesos de San Miguel), no permiten observar en ningún caso la posición del substrato. Montenat (1973) utilizó estos perfiles para obtener un mapa de profundidad del techo del Mioceno en el área (fig. 3.23).

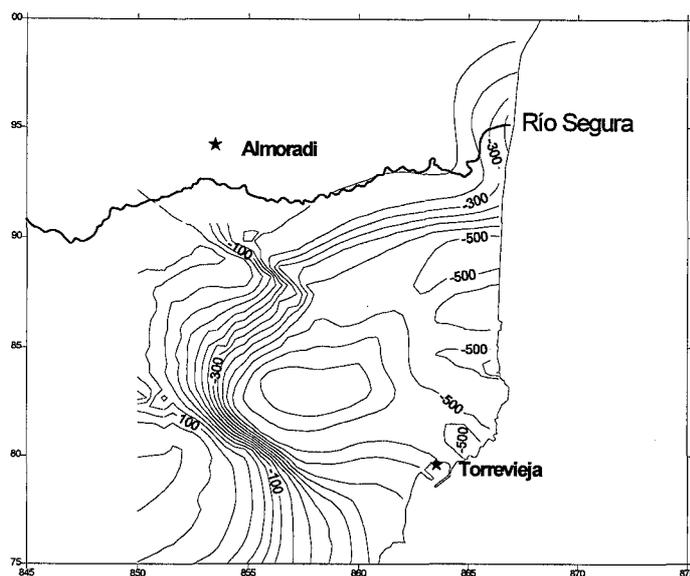


Figura 3.23. Profundidad del techo del Mioceno superior en el área de Torrevejea deducida a partir de prospección sísmica (Montenat, 1973).

En 1984 CHEVRON realizó una segunda campaña en el área, atravesando con dos perfiles la zona estudiada de la Vega (ver fig. 3.20). Alfaro (1995) interpretó cualitativamente dichos perfiles. Como señala este autor, hay ciertas limitaciones debido a que, por un lado, en los bordes de la cuenca los materiales neógenos afloran con fuertes buzamientos y ello es fuente de ruido que nuevamente dificulta el seguimiento de los reflectores; y a que, por otro, los yesos del Messiniense actúan como pantalla, impidiendo localmente la identificación del basamento. El citado autor consideró en su interpretación dos unidades: una superior, equivalente al Plioceno y Plioceno-Cuaternario, y otra inferior, equivalente al Mioceno superior.

La figura 3.24a corresponde al primero de estos perfiles. Atraviesa la parte central de la Vega, desde La Mata hasta la laguna del Hondo. El límite substrato-cobertera presenta una sucesión de surcos y umbrales. Se aprecia también un engrosamiento general de la cobertera sedimentaria desde el N hacia el S. Como consecuencia, el basamento duplica su profundidad (en tiempo) en el centro del perfil. Más al S éste dibuja un umbral y asciende hasta los -1225 m conocidos por el sondeo profundo de Rojas. La unidad inferior definida por Alfaro (1995), que desde el inicio del perfil venía incrementando su potencia, la conserva sobre este umbral, no siendo así para la unidad superior, que ve reducida notablemente la propia. Este umbral del substrato se manifiesta en superficie por las sierras de la Atalaya y del Moncayo. Más al S, fuera de la Vega, existe un nuevo surco que rápidamente es sucedido por otro umbral del substrato (-760 m en el sondeo de La Mata).

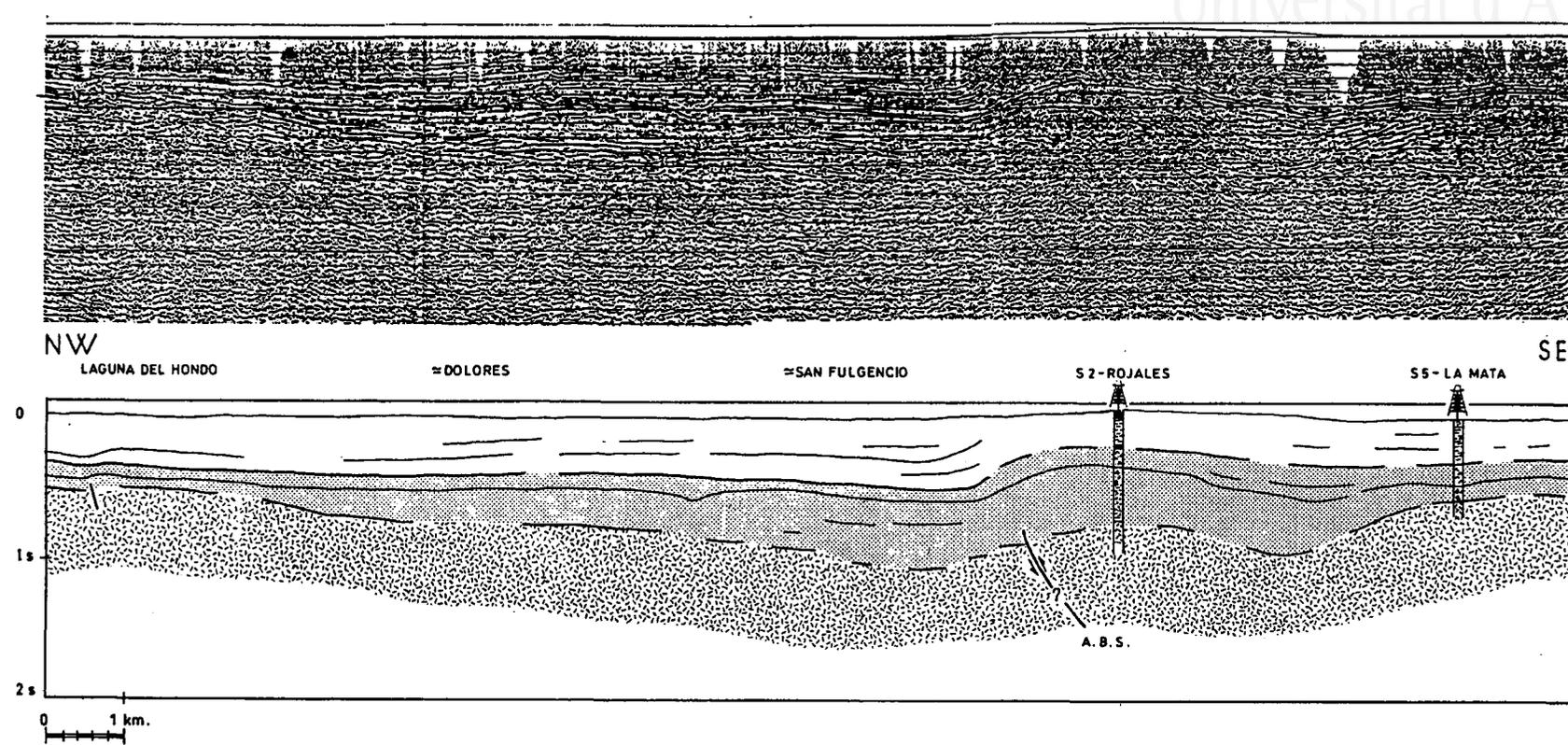


Figura 3.24a. Interpretación del Perfil 1 de la figura 3.20 (Alfaro, 1995).

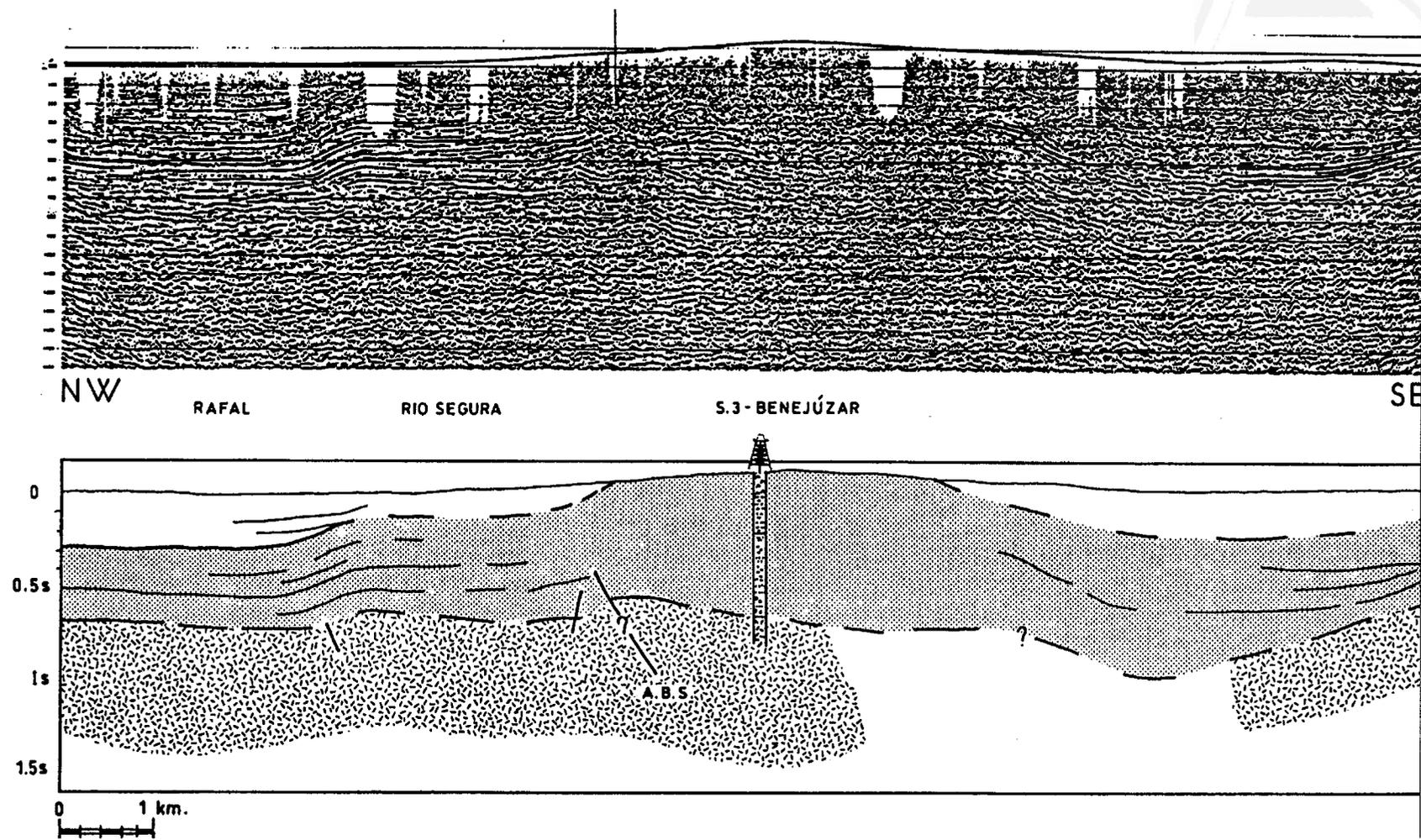


Figura 3.24b. Interpretación del Perfil 2 de la figura 3.20 (Alfaro, 1995).

El segundo perfil presenta una morfología más compleja (fig. 3.24b). Hay un umbral más o menos neto que coincide con la sierra de Benezúzar y sendos surcos a N y S. El perfil muestra para el área al N de este umbral, aproximadamente el límite occidental de la zona de estudio, una compartimentación en bloques, con el basamento a diferentes cotas, a modo de escalones. Alfaro (1995) lo ha interpretado como debido a la acción de accidentes relacionados con la falla del Bajo Segura.

4.1.3. Morfología del basamento.

Los anteriores mapas y perfiles (figs. 3.21 a 3.24) ponen de manifiesto que la cuenca está compartimentada en sectores levantados y sectores hundidos. De N a S, son de destacar: el surco de Elche, con una profundidad mínima del basamento de 2000 m. Este surco se encuentra limitado al sur por un umbral del basamento que, procedente de la sierra de Callosa, pasa bajo el actual Hondo de Elche y se dirige de WSW a ENE a la playa de los Arenales, al N del cabo de Santa Pola. Este umbral se caracteriza por disponerse en bloques a diferente cota (-200 m, -400 m, -1000 m, etc.). Inmediatamente al sur se encuentra el surco del Bajo Segura, donde el basamento se encuentra a más de 2400 m de profundidad. El límite S de este surco lo constituye un importante umbral, donde bruscamente se pasa de los mencionados -2400 m a -800 m al S de Algorfa. Más al S se encuentra otro importante surco situado bajo la actual laguna de Torrevieja.

En las mismas figuras se puede también observar que los límites de los diferentes surcos y umbrales tienen unas directrices estrechamente relacionadas con la dirección de las principales fallas en el sector (Alfaro, 1995; Gauyau, 1977; Gauyau *et al.*, 1977; Montenat, 1990): los límites de los umbrales del Bajo Segura y del Hondo de Elche tienen una dirección aproximada ENE-WSW y su posición se correlaciona con la de determinados accidentes que como el del Bajo Segura tienen gran importancia para comprender la historia de toda la región (Alfaro, 1995; Montenat, 1973; Montenat *et al.*, 1990). De hecho, el umbral del Bajo Segura se interpreta como el ascenso del substrato favorecido por la zona de debilidad que representa este accidente (Alfaro, 1995).

De igual manera, el límite occidental del surco de Torrevieja está estrechamente relacionado con la posición de la falla de San Miguel de Salinas y de Torrevieja. Esta relación es evidente también al observar la figura 3.23, indicando que el juego de este accidente se ha manifestado desde la formación de la cuenca hasta la actualidad. Asimismo, la disposición en bloques del umbral del Hondo está relacionado con la acción de accidentes subparalelos a los de San Miguel y Torrevieja (Gauyau, 1977).

Otro hecho también evidente es que la cuenca no posee una morfología típica de cubeta, sino que se encuentra “abierta” hacia el mar (E) y al S. Los afloramientos más meridionales del basamento se encuentran en el área de Cartagena, 50 km al S de la Vega.

4.2. El relleno sedimentario antiguo: Neógeno.

Este conjunto agrupa un enorme volumen de materiales pero del que se dispone de poca información. La gravimetría ha tenido gran utilidad para estudiar el basamento y medir el espesor/densidad media de la cobertera sedimentaria pero no ofrece detalles del interior de la columna. Por otra parte, los sondeos mecánicos profundos son pocos y se encuentran todos al S de la Vega.

La principal información sobre la estructura de este conjunto procede de observaciones de campo y de los perfiles sísmicos. Ya se ha comentado que todo este conjunto se vio deformado de forma simultánea a su depósito, de tal manera que las formaciones al irse acumulando daban lugar a dispositivos en discordancia progresiva.

A partir de los perfiles sísmicos tenemos también una visión de la estructura en capas: una capa profunda (Mioceno Superior) y sobre ella otra delgada (Plioceno y Cuaternario). La interfase entre ambas capas es especialmente clara en el sector del Bajo Segura (la Vega, relieves del Bajo Segura y surco al sur de estos relieves). La nitidez de esta interfase es debida a los materiales que constituyen el Tortoniense Terminal y el Messiniense: margas con yesos (Yesos de San Miguel) y las calizas de la Formación La Virgen. Ambas formaciones, limitadas a techo y muro por otras más margosas, pueden dar lugar a los claros reflectores observados en los perfiles.

Un hecho que apoya esta hipótesis del efecto pantalla es que allí donde estas formaciones existen, Vega y área del Bajo Segura, el substrato es a duras penas identificable, mientras que más al N, donde estas formaciones son sustituidas por otras de diferente naturaleza, dicho substrato es muy neto.

Por último, según se puede observar en la figura 3.24a, la unidad inferior definida por Alfaro (1995) se dispone sellando al basamento de la cuenca y se ha visto deformada por el movimiento de bloques del basamento a lo largo de la falla del Bajo Segura, deformación que también ha actuado sobre la unidad más superficial.

4.3. El cuaternario reciente.

Esta unidad incluye los materiales descritos en el apartado de geotecnia. Las columnas de estos sondeos (ver Anejo II) muestran la frecuencia de los episodios con gravas y arenas que se disponen alternando con niveles margosos. Un problema no tratado hasta el momento es la relación entre los materiales de la Vega y los del borde N de la misma. La geotecnia ha puesto de relieve que las propiedades de unos y otros son diferentes pero a diferencia del borde S, en donde se dispone de numerosos sondeos para conocer la relación geométrica entre estas unidades, en este otro borde no hay tanta información. Por ello es necesario recurrir a otras fuentes, que en este caso son las columnas litológicas de sondeos hidrológicos y la geofísica, campañas de SEV en el campo de Elche (ENADIMSA, 1986) y SEV profundos que realizó Gauyau.

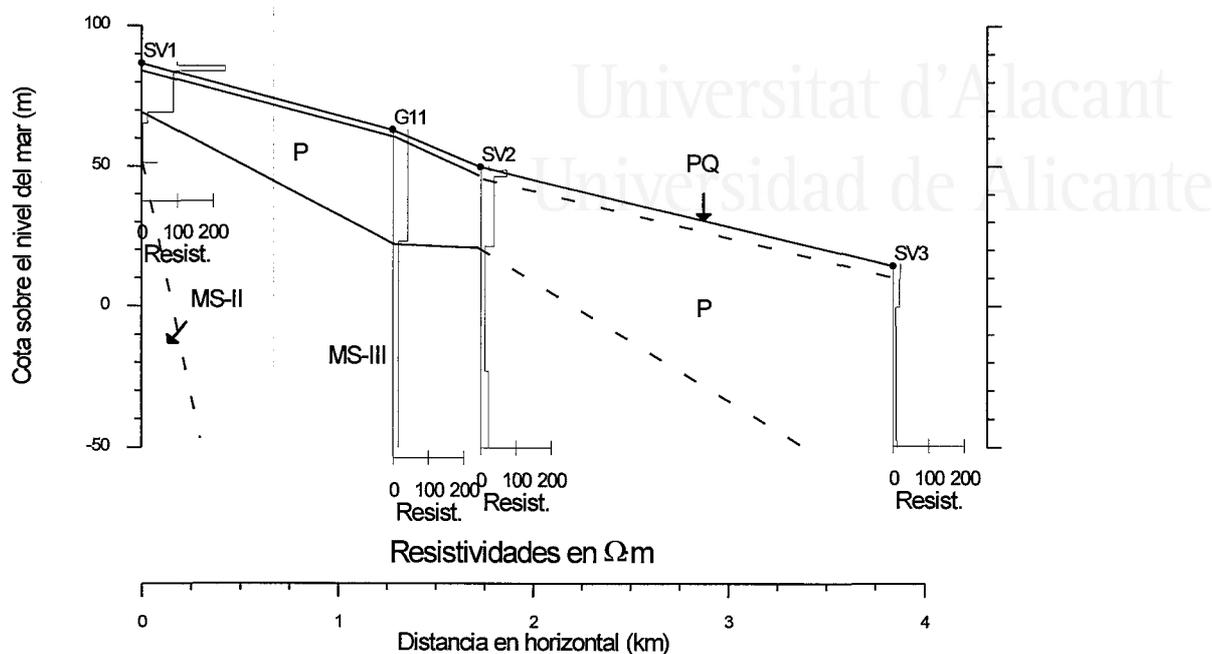


Figura 3.25. Corte geoelectrico en el borde N de la zona de estudio.

La campaña de SEV realizada por ENADIMSA (1986) constó de 60 sondeos con una apertura de alas de 2000 m. La figura 3.25 presenta el corte geoelectrico realizado con los SEV más próximos a Crevillente (SEV 1 a 3) así como el SEV G-11 hecho por Gauyau (1977). En él se aprecia una capa muy resistiva en la superficie del terreno. Esta capa disminuye progresivamente su resistividad en dirección a la Vega, de manera que en el extremo S (Laguna del Hondo) encontramos resistividades bajas, típicas de arcillas o bien de detríticos saturados en agua salada, como es el caso de la Vega.

Gauyau (1977) estableció una relación entre unidades resistivas y unidades geológicas. Según la misma, el nivel resistivo superficial correspondería a los materiales del Plioceno-Cuaternario (PQ en la figura). La alta resistividad es debida a los conglomerados y arena que contiene así como a la presencia de costras carbonatadas (caliches). Este nivel pierde rápidamente potencia hacia el N, donde desaparece y afloran los materiales más antiguos del Plioceno inferior, Mioceno y el basamento. Hacia el S se produce la señalada disminución de la resistividad, de manera que en la proximidad a la Vega (SEV 3) la resistividad es inferior a $30 \Omega \cdot m$. Esta interpretación es concordante con los datos conocidos de campo (Alfaro, 1995) y con las columnas de sondeos hidrológicos. Esta distribución de resistividades es además compatible con las sucesivas generaciones de abanicos aluviales propuestas por Goy y Zazo (1989; fig. 3.2). En estos abanicos existe una granoclasificación desde los más groseros, próximos a la sierra de Crevillente, hasta los más finos, que se depositarían en las áreas distales. El tránsito de estos sedimentos a los de la Vega se debe realizar de forma más o menos gradual.

4.4. Estructura de la Vega Baja.

La información presentada en los anteriores epígrafes permite tener una imagen de la estructura de la Vega Baja. Las figuras 3.26 y 3.27 se han realizado en base a tal información. La figura 3.27 incluye las columnas de sondeos situados en la proximidad al corte. En la zona N del corte se ha añadido una de las columnas encontradas en Albaterra, por ser representativa de tal área.

El basamento presenta una compartimentación en bloques como consecuencia de la acción de accidentes profundos. En la figura 3.26 se puede observar los surcos de Elche, la Vega y, parcialmente, el de Torrevieja (al S del bloque diagrama).

En el borde N de la cuenca los materiales presentan una geometría tal que las formaciones más antiguas se encuentran progresivamente más buzantes, siendo las más recientes subhorizontales. Esta disposición es una manifestación de la actividad de este borde en períodos antiguos. La misma geometría se observa en el área de los relieves del Bajo Segura: el juego de la falla del Bajo Segura desde el Plioceno hasta la actualidad ha dado lugar a discordancias progresivas. En el sector del Hondo de Elche-Dolores la disposición de los materiales refleja el hecho observado en los perfiles sísmicos, es decir, que las formaciones del Mioceno superior se disponen de forma tal que sellan la morfología del basamento.

En la Vega el Cuaternario reciente se dispone en capas que aumentan de potencia hacia el mar, rellenando la depresión existente durante la anterior época glaciaria. Como consecuencia las capas más profundas (más antiguas) se acuñan lateralmente hacia el S y previsiblemente al N (fig. 3.27). En el borde S de la Vega no se observa la existencia de abanicos aluviales y por tanto el límite entre el relleno reciente y los materiales más antiguos, del Plioceno, es neto.

El funcionamiento de los abanicos aluviales del borde N produce una transición de sus depósitos distales con los materiales de la Vega, confundándose unos y otros en el área ocupada por el Hondo de Elche. Como se ha puesto de manifiesto por geotécnica, las propiedades de los materiales en Albaterra, Crevillente y Elche, ciudades situadas en el cuerpo de los abanicos, son diferentes de las del resto de sedimentos recientes de la Vega. En consecuencia la zona actualmente ocupada por las partes distales de tales abanicos puede considerarse como equivalente a la Vega, mientras que las partes proximales (cuerpo y ápice) deben tratarse como parte del substrato de la misma. Por ello en la figura 3.27 el límite entre substrato y "Vega" se ha situado allí donde hay una ruptura de pendiente: el relieve más o menos plano de la Vega comienza a ascender en dirección a la sierra de Crevillente.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

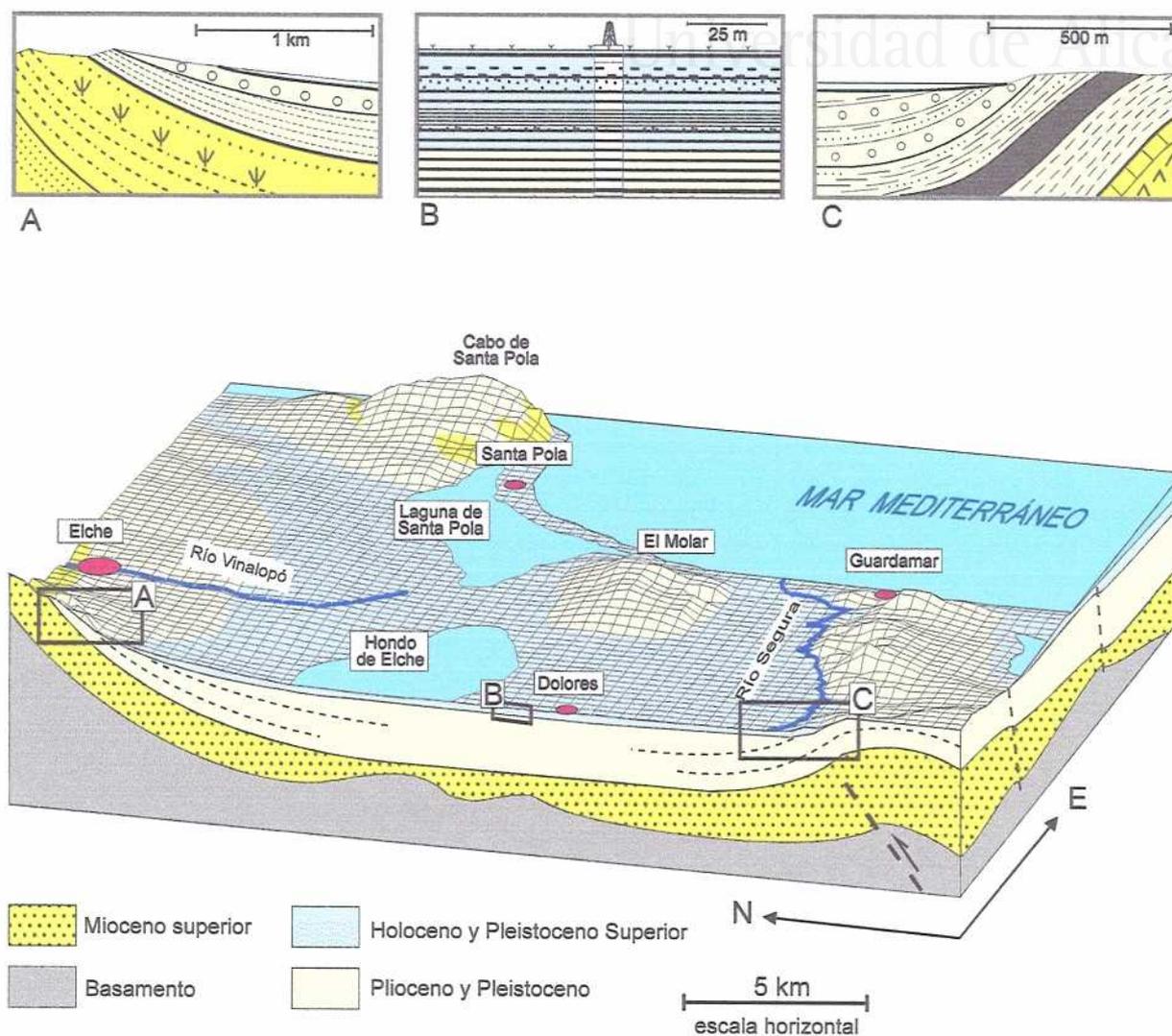


Figura 3.26. Modelo tridimensional de la Vega Baja del río Segura. A) Detalle de la estructura del borde N de la cuenca del Bajo Segura, mostrando la discordancia progresiva existente en el mismo. B) Sucesión típica de materiales en el interior de la Vega Baja, poniendo de relieve que los sedimentos más recientes sólo constituyen un fino epitelio sobre el resto de sedimentos de la cuenca. C) Detalla de las discordancias progresivas desarrolladas en el borde S de la cuenca, ahora debidas al juego del accidente del Bajo Segura. Esta figura pone de relieve la importancia del accidente del Bajo Segura, cuyo movimiento ha generado los relieves que limitan al S la Vega. La escala vertical está exagerada.

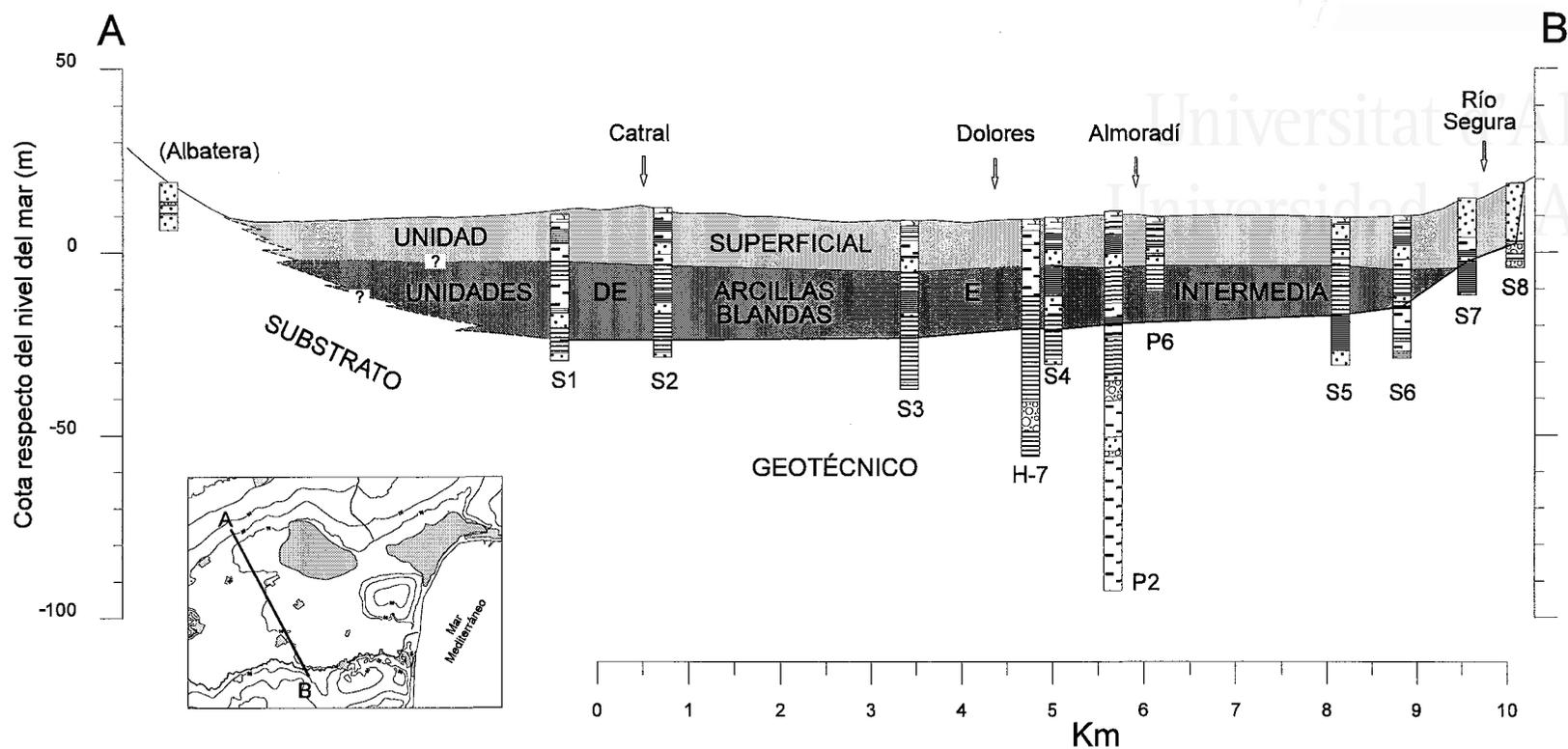
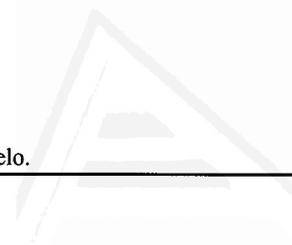


Figura 3.27. Modelo bidimensional de la Vega Baja mostrando la morfología en artesa del relleno más superficial del valle. La disposición de capas (unidades geotécnicas) es horizontal, resultando un dispositivo en onlap. Los abanicos aluviales procedentes del N de la Vega transicionan en el área al N de Catral, por lo que no es definible un límite exacto entre ellos y la Vega. Para representar la granulometría de los sedimentos se han utilizado los mismos símbolos que en la figura 3.6. La escala vertical está muy exagerada.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

**CAPÍTULO IV:
ZONIFICACIÓN SÍSMICA.
ESTADO DE LA CUESTIÓN.**

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

1. INTRODUCCIÓN.

Los desastres causados por terremotos son parte de nuestro entorno. Los daños que causan ponen de relieve la necesidad que la sociedad actual tiene de tomar medidas con el fin de mitigar tales pérdidas: por su carácter de fenómenos naturales son inevitables, aunque sí se pueden minimizar sus efectos. Con tal objeto desde hace unos años se está desarrollando un ambicioso programa internacional en el marco de la Década Internacional para la Reducción de Desastres Naturales (IDNDR) auspiciado por las Naciones Unidas y por los gobiernos de numerosos estados del mundo, conducentes a determinar por qué ocurren los fenómenos (causa), de qué forma inciden en nuestra sociedad (efectos) y cómo tratar de evitarlo (política preventiva).

Es en este ámbito en el que se sitúan los estudios de zonificación y microzonificación sísmica. Aun cuando tales estudios se realizaban ya en épocas anteriores, es indudable que ha sido a partir de la presente década y sobre todo a partir de los grandes terremotos de Michoacán (1985) y Loma Prieta (1989), cuando la promoción de tal tipo de análisis alcanza su auge. El presente capítulo se centra en aspectos conceptuales y metodológicos de la zonificación y microzonificación sísmica.

2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA. CONCEPTOS.

En la mayoría de los países del mundo donde los terremotos constituyen una amenaza se ha adoptado una serie de normativas en construcción al objeto de prevenir daños en estructuras. Como señala la Asociación Francesa de Ingeniería Sísmica, AFPS (Bard *et al.*, 1995), aún cuando estas normativas constituyen un importante paso en la prevención y reducción de daños, sólo son una solución parcial al problema del riesgo sísmico. Estas normativas tienen en cuenta la peligrosidad sísmica regional y se imponen a los constructores de edificios pero, en cambio, no consideran los efectos locales o los efectos inducidos por los terremotos, ni tienen aplicabilidad en el campo del uso del suelo.

A diferencia de los códigos de construcción, la zonificación sísmica representa un análisis técnico aplicado a la división del territorio en áreas que sufrirán con la misma severidad un fenómeno sismoinducido. Esta división del territorio en áreas de igual comportamiento es útil para la selección del uso apropiado del suelo y la adopción de medidas conducentes a la reducción de los daños y pérdidas ocasionadas por los terremotos en dicha región.

Durante la IV Reunión Internacional sobre Zonación Sísmica, celebrada conjuntamente en Chicago (USA) y Viena (Austria) en 1994, se propuso la siguiente definición para la zonificación sísmica (Hays, 1996):

Zonificación Sísmica es el proceso que da lugar a la división de una región geográfica en áreas o zonas de menor tamaño en base a una valoración conjunta del entorno o amenaza sísmica (hazard environment), del entorno o conjunto de elementos construidos expuestos a riesgo (built environment) y del conjunto de decisiones administrativas (policy environment).

La zonificación se realiza a escala nacional, regional, provincial o urbana dependiendo de las aplicaciones particulares consideradas. Se espera que los elementos en riesgo en una determinada zona experimenten el efecto del terremoto con la misma severidad durante un período de exposición dado. Sin embargo, la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de los diferentes elementos individuales de una zona puede variar ampliamente.

Esta definición pone de relieve que: 1) la zonificación sísmica debe contemplar todos los fenómenos asociados con los terremotos: sacudida, ruptura del suelo, maremotos, seiches, etc; 2) que la zonificación sísmica consta de tres elementos: el entorno de la amenaza, o parte científico-técnica (hazard environment); el entorno socioeconómico expuesto a riesgo, o parte económica (built environment); y las regulaciones y decisiones administrativas al objeto de minimizar la incidencia del fenómeno o parte jurídico-política (policy environment); y, 3), consecuencia de lo anterior, que la zonificación sísmica implica el trabajo secuencial y/o conjunto de un nutrido equipo de técnicos (geólogos, sismólogos, ingenieros, economistas, juristas...) con la Administración.

2.1. La valoración técnica: el entorno de la amenaza sísmica (hazard environment).

El cometido de la parte científico-técnica es la identificación del fenómeno natural que amenaza a la sociedad así como su caracterización. En nuestro caso se trataría del fenómeno sísmico (amenaza sísmica) en la Vega (fig. 4.1): fenómenos directos e indirectos que van a causar el daño en las estructuras socioeconómicas de la Vega.

El principal objetivo de esta fase es ofrecer una información técnica, objetiva y precisa, acerca del fenómeno estudiado (terremotos) que sirva para satisfacer todas las necesidades y cuestiones planteadas por aquellos que realizan la planificación del territorio y la elaboración de normativas de construcción y planes de emergencia. En consecuencia, esta fase pretende responder a preguntas como (Hays, 1989, 1996): ¿dónde ocurrieron y dónde ocurren los terremotos en la actualidad?; ¿cuál es su distribución por tamaños?; ¿cuál es el nivel de sacudida esperable en un determinado tiempo de exposición en una determinada región?; ¿qué características espectrales tiene la sacudida en una determinada zona?; ¿cuál es el máximo nivel que se puede esperar en terremotos futuros?; ¿cómo responderá el suelo a la excitación?; etc. La respuesta a las anteriores cuestiones requiere la intervención de geólogos, sismólogos e ingenieros, e involucra campos tan dispares como la Tectónica Activa, la Paleosismicidad, la Sismicidad, la Sismotectónica, la Peligrosidad Sísmica, la Ingeniería Sísmica, etc.

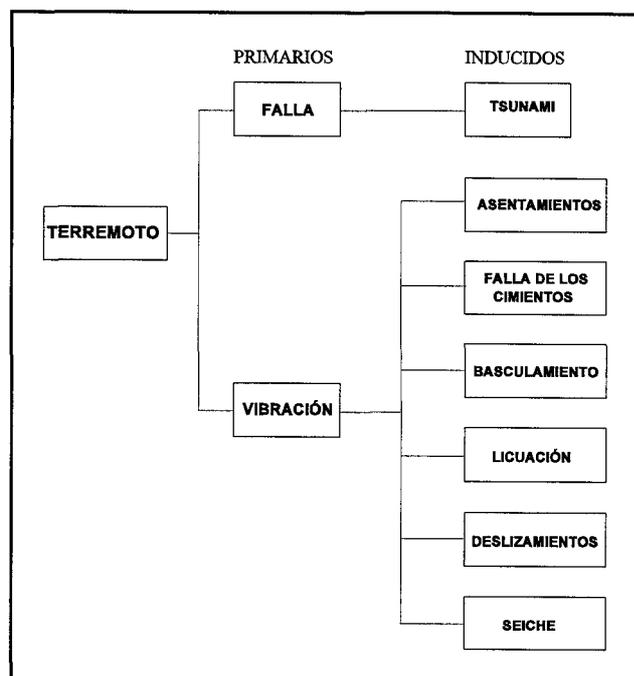


Figura 4.1. Efectos causados por los terremotos (modificado de Hays, 1989).

La figura 4.2 presenta los objetivos de esta fase: de una parte se encuentra el apartado correspondiente a la predicción del movimiento del suelo que incluye la sismotectónica, la peligrosidad sísmica y el efecto de sitio, y de otra la predicción de la respuesta del suelo (en el sentido de ruptura del suelo), su interacción con las estructuras y la propia respuesta de las estructuras. Estos dos grandes campos constituyen la *Valoración de la Amenaza Sísmica*.

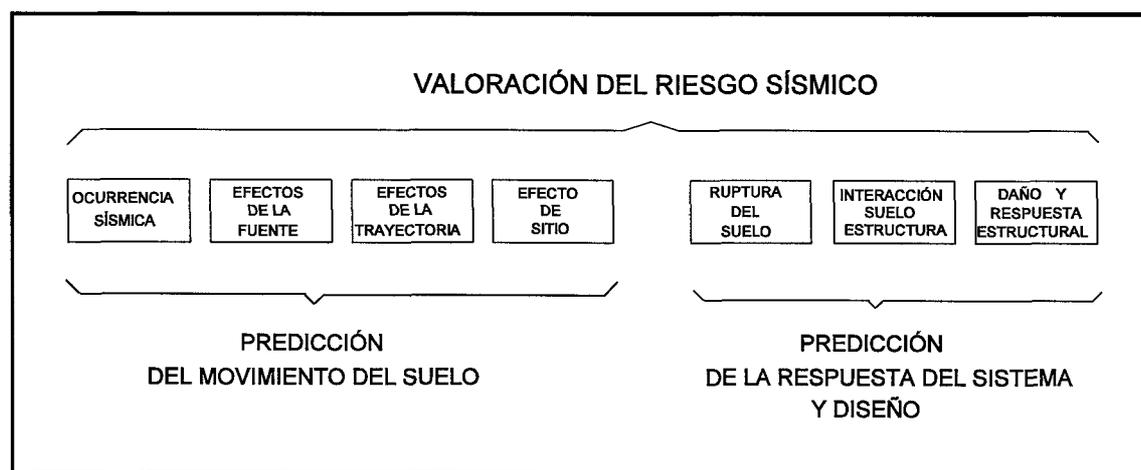


Figura 4.2. Objetivos del análisis técnico del fenómeno sísmico.

2.2. El entorno socio-económico (built environment).

Esta etapa representa la valoración (tasación) y la estimación de la vulnerabilidad de todos los elementos expuestos a riesgo: edificios, medios de producción, infraestructuras, líneas vitales (lifelines), vidas humanas, etc. Para ello se analiza las características de los edificios e infraestructuras, el comportamiento de los edificios durante terremotos pasados y el comportamiento previsible durante terremotos futuros, la pérdida de funcionalidad de los mismos, las concentraciones humanas, etc.

Durante esta etapa se hace un análisis económico del impacto que representa la ocurrencia de un terremoto en una región: las pérdidas ocasionadas y el coste de reemplazar y/o reparar los elementos dañados. Se valora también el posible efecto de otros factores desencadenados por el terremoto: escapes de productos químicos, ruptura de presas, centrales nucleares, etc.

El resultado de sumar esta etapa con la anterior es el cálculo del *Riesgo Sísmico* de una región.

2.3. El entorno administrativo (policy environment).

Finalmente, el último paso en la zonificación sísmica consiste en la toma de decisiones, basadas en la información procedente de las etapas anteriores, acerca de las medidas a adoptar en previsión de la ocurrencia de un terremoto y la respuesta a dar en su caso; en definitiva, en cómo impedir que crezca el riesgo sísmico de una región e intentar minimizarlo.

El resultado final de esta última etapa es la exigencia a terceros de la aplicación de prácticas sismorresistentes adecuadas a las características del sitio en que pretendan construir (medidas de contención del riesgo), adecuación de las construcciones existentes a ciertas exigencias mínimas de resistencia sísmica (medidas de reducción del riesgo), planificación del desarrollo futuro en función del grado de severidad de un determinado fenómeno asociado a terremotos y del uso al que se pretenda destinar el suelo (adecuación del uso del suelo al grado relativo de severidad de un fenómeno sísmico) y elaboración de planes de actuación durante emergencias.

Se trata, en definitiva, de la transformación de las consideraciones técnicas y las valoraciones económicas en una serie de medidas conducentes a prevenir el riesgo sísmico y a preparar la respuesta de la sociedad ante un terremoto. La imposición de tales medidas es un problema de tipo legal, por lo que esta última fase está reservada a las autoridades locales, regionales y/o estatales, que son las que tienen tal capacidad. Como señala Bard *et al.* (1995), las dificultades que se plantean para realizar esta etapa son de tipo no técnico y sí legal.

2.4. Grados de zonificación. Microzonificación sísmica.

Hasta el momento se ha utilizado exclusivamente el término de zonificación sísmica. En la

literatura aparece también el de microzonificación sísmica, el cual muchas veces se usa con el mismo significado que el de zonificación sísmica (compárese por ejemplo los documentos sobre metodología de zonificación/microzonificación sísmica del Comité Técnico TC4, 1993, y Bard *et al.*, 1995).

La primera diferencia entre ambos conceptos puede estar en la escala de trabajo. Es evidente que el prefijo "micro" indica zonas de menor tamaño (mayor detalle) que la zonificación, que supuestamente define "macrozonas". A este respecto es de señalar que en el manual elaborado por el Comité Técnico TC4 (1993) no aparece el término microzonificación sísmica cuando se refiere a trabajos de gran detalle (escala 1:5.000), prefiriendo en su lugar establecer una diferenciación en tres grados o niveles de trabajo y denominando zonificación a todos, ya sean de gran escala (1:1.000.000) o de gran detalle (1:5.000). En tal sentido, la única licencia que se permiten es denominar *zonificación rigurosa* a lo que se podría entender como microzonificación. Otros autores, en cambio, prefieren el término microzonificación para referirse a tal grado de detalle. Es el caso de Bard *et al.* (1986, 1987, 1991, 1995), Nigg (1982), Roussopoulos (1984), etc.

Una diferencia entre ambos conceptos se deriva también de las técnicas utilizadas en el proceso de diferenciación de las zonas. Según el TC4 (1993, pag. 3), la zonificación rigurosa realiza una investigación a partir de una abundante información geotécnica, de datos de movimiento del suelo y de modelización numérica. Obviamente es difícil y sobre todo muy caro obtener toda esa información para áreas amplias. Es por ello que los estudios de detalle se reservan sólo para áreas reducidas. La microzonificación es pues una zonificación de detalle en la que se utilizan técnicas que no son aplicables en problemas de gran escala. El nivel de detalle del estudio es un compromiso entre el volumen de información disponible, que limita la sofisticación de la técnica empleada, y el tamaño de la zona a estudiar.

La anterior diferenciación da lugar a una distinción en diversos grados de zonificación. En tal sentido el manual del TC4 considera hasta 3 niveles o grados de zonificación (tabla 4.1), desde un grado muy general (Grado I), apropiado para cubrir grandes áreas y cuya fuente de información procede de archivos y datos ya publicados (en consecuencia con poco coste de realización), hasta un grado de gran detalle (microzonificación) pero que requiere mucha información específica del sitio, la cual muchas veces no se puede obtener más que por medio de ensayos específicos para tal estudio. De igual forma, en Francia los PER (Plans d'Exposition aux Risques; Bard *et al.*, 1986) consideran también tres grados de zonificación (microzonificación en su terminología), similares a los tres grados propuestos en el TC4.

En la tabla 4.1 se puede observar que no hay diferencia significativa en las herramientas a utilizar en los niveles de zonificación propuestos por cada autor, siendo más importante la variación en la escala de trabajo típica propuesta para cada nivel. En este sentido es interesante la evolución que ha seguido el modelo propuesto por autores franceses: originariamente la escala de trabajo de los PER era sumamente exigente (1:5.000), escala que difícilmente se podría afrontar en gran parte de los estudios; la proposición más reciente se ha desplazado hasta escalas menos detalladas, reservando el mayor detalle (microzonificación) para el nivel o grado más elevado.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

	TC4 (1993)	PER (Bard, 1986)	AFPS (Bard, 1995)	
Naturaleza datos	-Macrosísmicos. -Geológicos. -Sismicidad -Sismotectónica.	-Geológicos. -Sismotectónica. -Sismicidad. -Geotecnia. -Macrosísmicos.	-Geológicos. -Geotecnia. -Sismicidad. -Sismotectónica. -Macrosísmicos.	G R A D O
Escala de trabajo	1:1.000.000-1:50.000	1:5.000 (geología)	1:25.000-1:10.000	I
Naturaleza datos	-Id. GRADO I. -Geotécnicos. -Velocidad V_s . -Microtremores.	-Id. GRADO I. -Geotecnia. -Velocidad V_s . -Amortiguamiento.	-Id. GRADO I. -Geología subsuelo. -Velocidad V_s y V_p . -Amortiguamiento.	G R A D O
Escala de trabajo	1:100.000-1:10.000	1:5.000	1:25.000-1:10.000	II
Naturaleza datos	-Id. GRADOS I+II. -Geotecnia de detalle. -Análisis respuesta del suelo. Métodos numéricos.	-Id. GRADOS I+II. -Geotecnia de detalle. -Análisis respuesta del suelo. Métodos numéricos.	-Id. GRADOS I+II. -Geotecnia de detalle. -Análisis respuesta del suelo. Métodos numéricos.	G R A D O
Escala de trabajo	1:25.000-1:5.000	1:5.000	1:10.000-1:5.000	III

Tabla 4.1. Grados de zonificación sísmica de acuerdo con diversos autores.

Los grados propuestos por el grupo TC4 son progresivos y están diseñados de manera que cada grado sirve para trabajos a escala de una región (gran escala, con delineación grosera de zonas y requiere poca información de detalle dado el gran área cubierta), de una comarca (menor escala y más requerimientos) o de una ciudad (gran detalle y muy rigurosa).

2.5. Sobre el uso del término *Zonificación Sísmica* en esta memoria.

Como se indicó en el primer capítulo de esta memoria, la justificación del presente trabajo es el conocimiento que se tiene de que han ocurrido efectos de sitio durante terremotos pasados en el área de estudio y el deseo de estudiar la variabilidad de la respuesta del suelo en la misma. Dado que la zona de estudio comprende casi 100 km² y la información disponible (capítulos II y III) no es muy abundante, los resultados obtenidos no permiten realizar una división muy detallada en áreas de pequeño tamaño, aplicables a escala de municipio, sino que se han delimitado zonas extensas (entre 20 y 40 km²) con un comportamiento más o menos homogéneo ante los diferentes fenómenos que se

han considerado. Dada esta baja resolución parece conveniente utilizar el término *zonificación*.

De las tres partes que constituyen una zonificación sísmica, por razones obvias en esta memoria tan sólo se ha considerado la parte técnica y, dentro de ésta, el estudio del movimiento del suelo (efectos directos-efectos de sitio) y de la ruptura del mismo (efectos inducidos-licuefacción). Ello justifica la segunda parte del título de esta memoria, *Análisis de la respuesta del suelo*.

Dada la topografía de la zona estudiada (ver fig. 1.1) no es admisible la ocurrencia de amplificación topográfica, ruptura del suelo por deslizamientos, caída de rocas o fenómenos análogos. En todo caso sí es posible la ruptura superficial del suelo asociada al movimiento de fallas, sobre todo teniendo en cuenta que éstas existen dentro de la zona de estudio y son activas (ver capítulo II). Sin embargo el hecho de tratarse en todos los casos de fallas ciegas dificulta el análisis del fenómeno, requiriendo una información que hoy por hoy no está disponible en la zona de estudio (trincheras, sísmica de alta resolución...). Por tal razón tal posibilidad no ha podido ser tenida en cuenta.

3. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO.

Los fenómenos que se van a estudiar en los apartados siguientes son consecuencia del comportamiento del suelo cuando es sometido a cargas cíclicas irregulares. Por ello, resulta conveniente una breve revisión de las características de tal comportamiento.

En condiciones estáticas el suelo está sometido a una carga vertical y otra horizontal que es una fracción K_v de la vertical (fig. 4.3a).

El paso de una perturbación se suele representar simplídicamente como el paso de ondas de cizalla (SH) propagándose verticalmente hacia arriba (fig. 4.3.b). Las sucesivas oscilaciones del sentido del movimiento a que da lugar el terremoto equivalen a una serie de ciclos irregulares de carga, con cambio del sentido de acción de los esfuerzos de cizalla. Representados en un diagrama esfuerzo-deformación, esta ciclicidad queda reflejada como una serie de ciclos o lazos de histéresis (fig. 4.3c). Como queda reflejado en esta figura, cuanto mayor es la amplitud del ciclo de carga (mayor esfuerzo de cizalla), mayor es la deformación inducida; sin embargo, no existe una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones, sino que conforme las deformaciones inducidas son mayores, menor es el valor del módulo de cizalla G . Este fenómeno de degradación del módulo en función del nivel de deformación, o comportamiento no lineal, queda claramente reflejado en la figura 4.4: para pequeñas deformaciones el suelo aproxima su comportamiento al de un cuerpo elástico. Sin embargo, para deformaciones del orden de 10^{-2} ya existe una significativa reducción del módulo de cizalla.

El tamaño de los lazos de histéresis constituye una medida del amortiguamiento interno del suelo o cantidad de energía que éste disipa durante la deformación por rozamiento interno entre sus partículas. Asumiendo un comportamiento viscoelástico, el amortiguamiento se puede calcular mediante la relación señalada en la figura y, entonces, resulta que mantiene una relación inversamente

proporcional con el módulo de cizalla. Como consecuencia, a medida que progresa la deformación el suelo disipa mayor cantidad de energía: cuanto más no-linealmente se comporta el suelo menor módulo de cizalla posee y más energía disipa o absorbe.

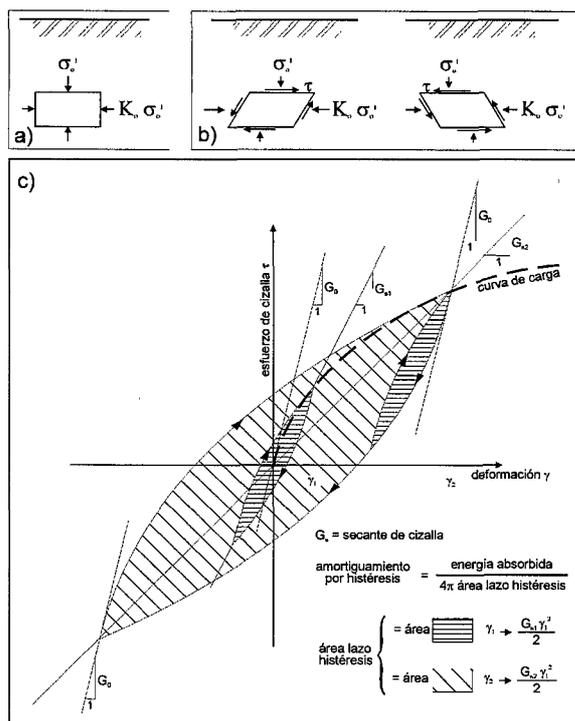


Figura 4.3. a) Estado de esfuerzos en un suelo en reposo. b) Estado de esfuerzos en el suelo durante un terremoto. c) Relación esfuerzo-deformación durante un proceso de carga cíclica. Se incluye el concepto matemático de amortiguamiento interno por histéresis.

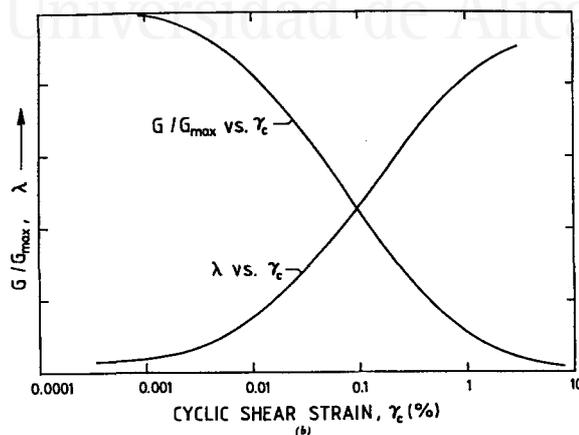


Figura 4.4. Esquema idealizado de reducción del módulo de cizalla (G) en arcillas e incremento del módulo de amortiguamiento interno, representado por λ (según Vucetic y Dobry, 1991).

4. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LOS EFECTOS DE SITIO.

Se han aplicado numerosas y variadas metodologías en zonificación. Prácticamente cada autor ha aplicado una metodología diferente y ello es debido o está condicionado por los medios y datos disponibles para estudiar los efectos de sitio. Por ello resulta difícil presentar de forma coherente un estado de la cuestión del tema; en cambio, es más fácil analizar el problema desde la perspectiva del método de análisis o forma de caracterización de tales efectos. Por tal razón en esta memoria se utilizará este criterio para conocer los trabajos de numerosos autores en zonificación, tanto de los efectos de sitio como de la licuefacción.

Las diferentes técnicas actualmente disponibles se pueden dividir en dos grupos (fig. 4.5): las basadas en métodos experimentales y las basadas en métodos numéricos. Las primeras pueden a su vez ser clasificadas en instrumentales e indirectas (basadas en relaciones empíricas establecidas entre propiedades del suelo y su respuesta).

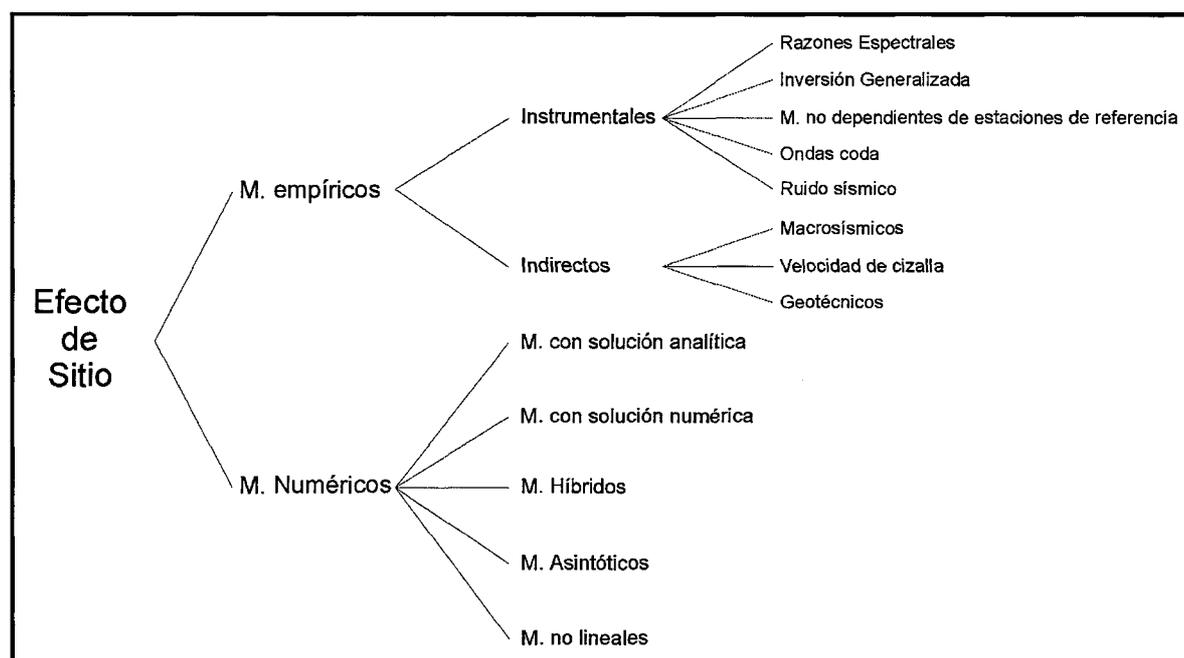


Figura 4.5. Métodos y técnicas disponibles para el análisis de la respuesta del suelo y la zonificación sísmica de una región.

4.1. Los efectos de sitio.

La señal registrada en un punto es el resultado de la interacción de diversos elementos: movimiento en la fuente, trayectoria y emplazamiento. Frecuentemente se ha observado que el movimiento del suelo registrado en un punto es muy diferente al de otro próximo (Chávez García, 1991; Hartzell *et al.*, 1996). Esta diferencia se manifiesta por:

- Variación en el espectro de la señal, con amplificación de determinadas bandas del espectro.
- Incremento en la duración de la señal.
- Aumento/disminución de los valores máximos del movimiento del suelo (aceleración, velocidad y/o desplazamiento).

Esta variación de la señal entre puntos próximos es conocida como *efecto de sitio*. El origen de los efectos de sitio es la presencia de relieves (efecto topográfico), de materiales superficiales (suelos flojos o blandos - soft sediments) o de fuertes discontinuidades laterales del subsuelo (fig. 4.6).

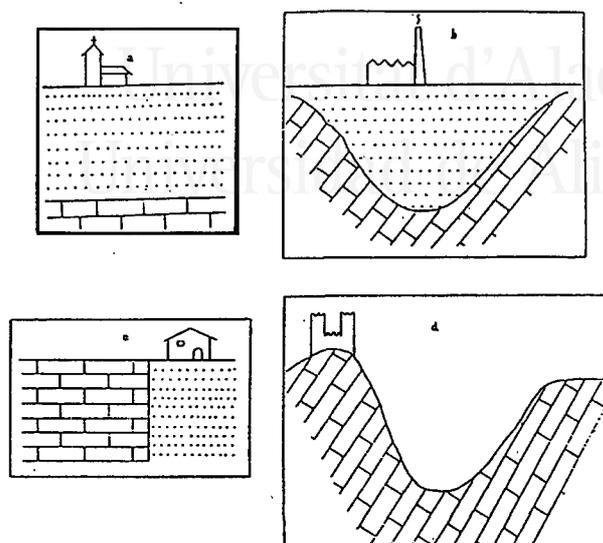


Figura 4.6. Estructuras y configuraciones tipo que pueden dar lugar a efectos de sitio. a) Capas sedimentarias horizontales sobre un substrato rocoso; b) Relleno sedimentario de un valle; c) Discontinuidades laterales bruscas; d) Relieves (amplificación topográfica). Tomada de Bard *et al.* (1995).

La principal causa de la amplificación del movimiento en las capas superficiales del suelo es el *atrapamiento* de la señal, que es consecuencia del contraste de impedancias (producto de la velocidad de cizalla por la densidad de la capa) entre dichas capas y las formaciones rocosas subyacentes (Bard, 1988). Este atrapamiento da lugar a fenómenos de resonancia, responsables de las grandes amplificaciones observadas.

La frecuencia a la que ocurre la resonancia así como su amplitud depende de las características mecánicas y geométricas de las capas. Para el caso más sencillo de capas horizontales de gran extensión lateral (por ejemplo en el centro de un valle de gran amplitud o problema típico de una dimensión, 1D), la frecuencia a la que se produce amplificación se obtiene por la expresión:

$$f_o = V/4h \quad (4.1)$$

$$f_n = (2n+1)f_o \quad (4.2)$$

siendo V la velocidad de cizalla de la capa y h su espesor. La expresión 4.1 permite obtener el modo fundamental mientras que la 4.2 sus armónicos. La amplitud del modo fundamental en modelos 1D se puede estimar a partir de la expresión (Bard *et al.*, 1986):

$$A = \left(\frac{\rho_R V_R}{\rho_S V_S} \right) \left[1 - 0.5 \pi D \left(\frac{\rho_R V_R}{\rho_S V_S} \right) \right] \quad (4.3)$$

donde ρ es la densidad del material (S-suelo; R-roca), V la velocidad de cizalla y D el amortiguamiento del suelo.

En geometrías más reales, como valles con heterogeneidades en la distribución de materiales (discordancias, cambios laterales de facies...) e interfases no planas, el problema resulta más complejo pues se produce el atrapamiento tanto de ondas de volumen (P y S, como antes) como superficiales (L y R, que no ocurría antes), con generación y dispersión además de éstas últimas en las interfases entre medios (Bard, 1988). Este hecho da lugar a importantes variaciones en la respuesta del suelo a distancias del orden de la longitud de onda de estas ondas (decenas de metros).

En estos casos la geometría del problema se representa por medio de modelos en dos o tres dimensiones (2D ó 3D). Es importante señalar que en valles aluviales suficientemente encajados (relación profundidad/semianchura elevada o lugares con geometría típica 2D y 3D) no se cumple la expresión 4.1. Ésta predice una variación de la frecuencia de resonancia que es función del espesor de la columna de suelo, mientras que los datos experimentales y teóricos (2D y 3D) reflejan una constancia de tal frecuencia en todo el valle, independientemente del espesor de sedimentos (King y Tucker, 1984). Se trata de una resonancia bidimensional que produce amplificaciones de la señal mucho mayores que las obtenidas por la expresión 4.3. Bard y Bouchon (1985) proponen, a partir de modelos teóricos, el límite de validez de dicha expresión y el comienzo del campo de resonancias bidimensionales (fig. 4.7).

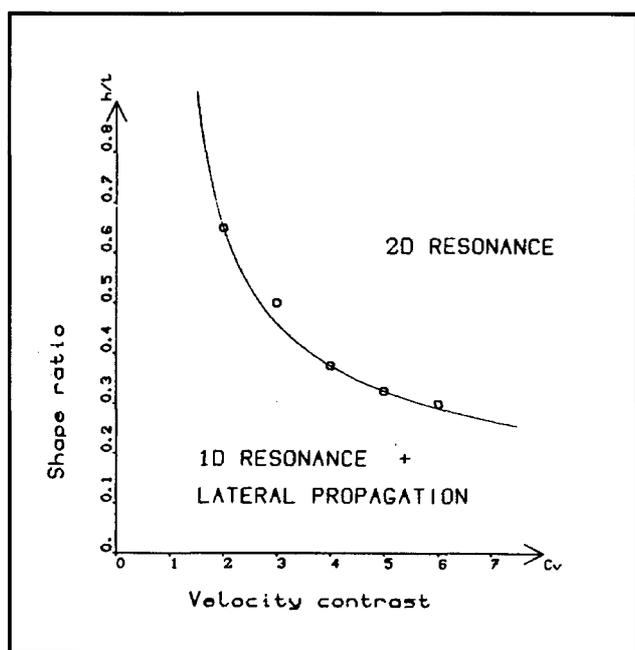


Figura 4.7. Resonancia en valles: condiciones de resonancia unidimensional y bidimensional (según Bard y Bouchon, 1985).

El efecto más claro de la resonancia 2D es el aumento de la duración de la señal: las ondas atrapadas en las capas superficiales viajan de una parte a otra en el interior de los sedimentos hasta que finalmente se amortiguan. Las ondas de volumen (P y S) sufren características reflexiones entre los

límites superior e inferior de los sedimentos; las ondas superficiales, en cambio, viajan de un extremo a otro del valle, reflejándose en ellos. Estas múltiples reflexiones producen el incremento en la duración de la perturbación, el cual es tanto más importante cuando mayor es el carácter 2D ó 3D del área y mayor sea el contraste de impedancias con el substrato rocoso. Sin embargo, los modelos actuales aún no son capaces de explicar incrementos en la duración de la señal tan grandes como los observados experimentalmente (Chávez García, 1991; Bard, 1988, 1996).

Al igual que la duración, también se ve afectada la amplitud del movimiento del suelo en el dominio del tiempo. La figura 4.8 pone de manifiesto este fenómeno: para aceleraciones pico hasta 0.4 g el suelo amplifica respecto a la roca. Con valores superiores a este rango se invierte la relación. La explicación de este hecho está en el mencionado comportamiento no lineal del suelo: éste cuando es sometido a grandes deformaciones incrementa su amortiguamiento interno y pierde rigidez, lo cual disminuye la amplitud de la señal transmitida.

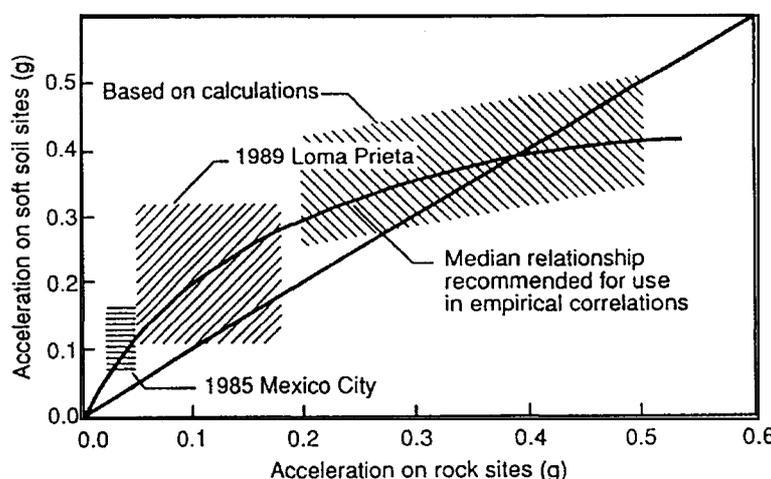


Figura 4.8. Amplificación de la aceleración máxima por efecto de las capas superficiales del suelo (Idriss, 1991).

Como consecuencia de esta no linealidad en la respuesta del suelo se producen otros fenómenos (Yu *et al.*, 1992): disminución de la frecuencia efectiva de vibración del suelo, la aceleración pico se hace cuasi-independiente de la naturaleza del suelo y se produce un importante filtrado de las frecuencias comprendidas entre 3.5 y 20 Hz.

Otro hecho conocido es que el suelo amplifica la señal sólo en una parte del espectro, produciendo el efecto contrario (deamplificación) en otras. Aki (1988) señala al respecto que el suelo amplifica para frecuencias menores que 5 Hz. Para frecuencias mayores produce un filtrado de la señal, dando entonces la sensación de que es la roca la que amplifica.

En áreas no llanas, también se ha observado que la intensidad de la sacudida es mayor en la cima de los relieves que en su base (Bard y Mèneroud, 1987; Bouchon y Barker, 1996; Celebi, 1987). Este efecto topográfico es tanto mayor cuanto más agreste es el relieve (altura frente a semianchura de la base o *factor de forma*) y tiene lugar únicamente en determinadas bandas del espectro, correspondiendo el máximo a longitudes de onda comparables a la dimensión horizontal del relieve (Geli *et al.*, 1988). En general se produce amplificación sobre topografías convexas (partes altas de relieves alomados) y deamplificación sobre las cóncavas (partes bajas y valles). Estas variaciones dan lugar a patrones de respuesta del suelo extremadamente complejos (Bard, 1988). Bard y Tucker (1985) y Geli *et al.* (1988) señalan la falta de concordancia entre los datos experimentales y los resultados teóricos de modelizaciones. Consideran que esto puede ser debido a efectos de la estratificación y heterogeneidades en las unidades, así como a efectos 2D ó 3D que aún hoy resultan difíciles de incluir en los modelos teóricos. Modelos complejos recientes que contemplan estos elementos ofrecen una buena concordancia con los datos observados (Pedersen *et al.*, 1994).

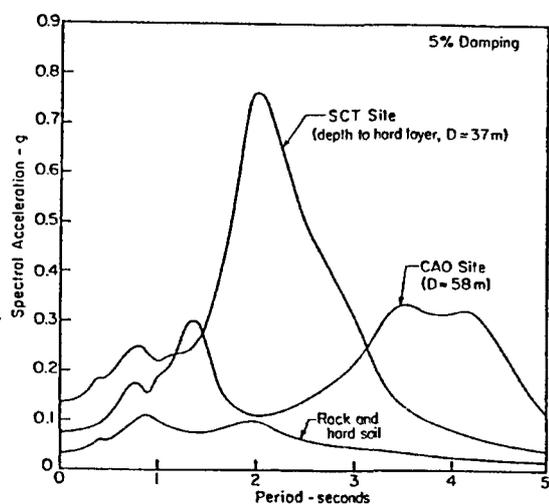


Figura 4.9. Espectros de respuesta (en aceleración) de registros en el seno del valle (SCI y CAO) y en los afloramientos de roca que bordean el valle de México D.F. Puede comprobarse que la amplificación del espectro es entre 3 y 8 veces para períodos mayores que 1.0 segundos (Seed *et al.*, 1988).

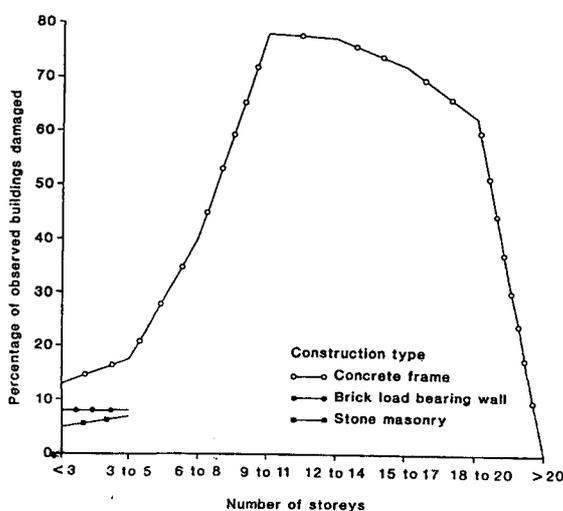


Figura 4.10. Distribución porcentual de edificios (por número de plantas) dañados durante el terremoto de 1985. Puede comprobarse que el máximo de destrucción tuvo lugar en edificios entre 10 y 20 plantas, que son precisamente aquellos cuyo período de vibración coincide con el de los sedimentos del valle, 1 a 2 segundos (Degg, 1992).

Un ejemplo ya clásico de los efectos de sitio se encuentra en el terremoto de Michoacán de 1985 (magnitud $M_s = 8.1$ y con foco en el océano Pacífico) y su efecto en México D.F. La señal registrada en los bordes de la cuenca sobre la que se asienta la ciudad tiene muy baja amplitud; en cambio, las señales medidas en el centro del valle, con arcillas de muy malas características geotécnicas en su superficie, muestran una gran variación en la duración, en la amplitud y en el

espectro (fig. 4.9): amplificación entre 3 y 8 veces para períodos largos, mayores que 1 s. Por medio de modelizaciones numéricas se ha puesto de manifiesto que la capa más superficial de arcillas tuvo un efecto decisivo en las características de la sacudida (Bard et al., 1988; Chávez García, 1991; Seed *et al.*, 1988): dadas sus especiales propiedades geotécnicas, el comportamiento de las mismas fue prácticamente lineal durante toda la sacudida, permitiendo la gran amplificación antes señalada. Fueron los edificios altos los que sufrieron en mayor grado (fig. 4.10), sobre todo los de 10 a 14 plantas. El período de vibración de estos edificios es próximo a aquellos en los que mayor amplificación se observa en la figura 4.9, existiendo por tanto una importante interacción entre suelo y estructuras. En opinión de Degg (1992) *si no hubiera habido edificios altos en tales zonas las consecuencias del terremoto habrían sido mucho menos catastróficas.*

4.2. Métodos empíricos instrumentales.

En el dominio de la frecuencia, la señal registrada por una estación en un punto (SR) representa el producto de cuatro términos: fuente (SC), trayectoria (P), emplazamiento o sitio (FT) e instrumento (I):

$$SR_j(f) = SC_j(f) \cdot P_j(f) \cdot FT(f) \cdot I(f) \quad (4.4)$$

siendo el subíndice j los eventos individuales analizados ($j=1..m$). De la anterior expresión el término $I(f)$ es conocido y fácilmente sustraible. El término FT también se conoce como función de transferencia del suelo y es una propiedad del suelo que no varía, al menos en teoría, con el evento j considerado. El objetivo de los diferentes métodos que a continuación se describen es aislar dicha función de transferencia, con la cual se caracteriza el efecto de sitio.

4.2.1. Método de las razones espectrales (Método Clásico).

Fue desarrollado por Borchardt (1970) cuando estudió la respuesta de los materiales que constituyen la bahía de San Francisco y su incidencia en el patrón de distribución de daños durante el terremoto de San Francisco de 1906.

El método parte de una estación de referencia, que se considera libre de efectos locales y se encuentra situada en las proximidades a las estaciones a estudiar. Si la distancia entre estaciones es muy pequeña comparada con la distancia al foco, es válido suponer que el término *trayectoria* (P_j) es idéntico entre estaciones. Al dividir el espectro de Fourier del registro de la estación por el de la estación de referencia:

$$\frac{SR_j}{RR_j} = \frac{SC_j \cdot P_j \cdot FT}{SC_j \cdot P_j} = FT \quad (4.5)$$

ya que la fuente y la trayectoria son comunes y la estación de referencia no tiene efectos de sitio ($FT_{roca} = 1$). Los resultados de este método se acostumbra a tomar como referencia por el resto de métodos.

Un ejemplo de aplicación de este método es el trabajo realizado por Borchardt y colaboradores en la bahía de San Francisco (Borchardt, 1970; Borchardt y Gibbs, 1976; Borchardt y Glassmoyer, 1992, 1994; Borchardt *et al.*, 1975, 1991): a partir de las razones espectrales de registros del terremoto de Loma Prieta identificaron grupos de materiales con diferente respuesta (tabla 4.2).

Unidad Geológica	V_s (m/s)	Movimientos débiles (sismos y explosiones nucleares)		Movimientos fuertes (Loma Prieta, 1989)	
		Componente Vertical	Prom. Comp. Horizontales	Componente Vertical	Prom. Comp. Horizontales
KJf	795 ± 78	1.00 ± 0.26	1.00 ± 0.38	1.00 ± 0.27	1.00 ± 0.21
TMzs	512 ± 64	1.53 ± 0.35	1.42 ± 0.45	1.28 ± 0.75	1.24 ± 0.49
QTs	412 ± 62	1.96 ± 0.68	1.70 ± 0.64	2.14 ± 0.56	1.99 ± 0.85
Qal	284 ± 42	2.19 ± 0.94	2.44 ± 1.09	1.54 ± 0.83	2.15 ± 0.86
Qaf/Qhbm	174 ± 51	2.45 ± 1.15	5.67 ± 3.31	1.83 ± 1.09	3.32 ± 1.44

Tabla 4.2. Razones espectrales promedio en el rango de períodos 0.4-2.0 segundos para las componentes vertical y horizontal del movimiento determinadas a partir de movimientos débiles y fuertes del suelo (datos extraídos de Borchardt y Glassmoyer, 1994). **Materiales:** Qaf: Rellenos artificiales; Qhbm: arcilla limosa y arcilla (Holoceno); Qal: arenas (playa y duna), gravas, arcillas y arcillas limosas semiduras a duras (Holoceno y Pleistoceno); QTs: conglomerados, margas y areniscas (Cuaternario y Terciario); TMzs: Areniscas, pizarras, riolitas (Terciario y Mesozoico); KJf: Areniscas, pizarras, rocas volcánicas y metamórficas (Mesozoico).

Aún cuando existe una gran variabilidad en los resultados, sobre todo de la componente vertical, hay fuerte correlación entre la amplificación espectral y la naturaleza y edad de los materiales. Las formaciones Qaf y Qhbm corresponden al relleno más reciente de la bahía (Young Bay Mud) y son las que peores características mecánicas presentan. En ellas se produce una mayor amplificación en las componentes horizontales y sobre ellas ocurrieron los mayores daños durante los terremotos de Loma Prieta (1989) y San Francisco (1906).

Borchardt *et al.* (1975) establecieron una relación entre la amplificación promedio de la componente horizontal de la aceleración (AHSA) para movimientos débiles y la variación de la intensidad en los materiales durante el terremoto de 1906. Dicha relación viene dada por:

$$\Delta I = 0.27 + \log(AHSA) \quad (4.6)$$

y es válida para predecir incrementos de intensidad en las formaciones estudiadas en cualquier punto

de la bahía. Borchardt *et al.* (1991) proponen además las siguientes expresiones para estimar esta amplificación promedio (y consecuentemente la variación de intensidad) cuando se dispone de la velocidad de cizalla promedio en los primeros 30 metros del suelo:

$$A_{HSA} = 701/V_S \quad (\text{Movimientos débiles}) \quad (4.7)$$

$$A_{HSA} = 598/V_S \quad (\text{Movimientos fuertes}) \quad (4.8)$$

De los resultados obtenidos de las razones espectrales y en conjunción con la información macrosísmica del terremoto de 1906 y con detallada información geotécnica, estos autores han podido establecer una serie de herramientas con utilidad en la caracterización de la respuesta del suelo. A partir de ellas definen un mapa de capacidad de amplificación de las formaciones superficiales (fig. 4.11) y de zonas que requieren un estudio específico (fig. 4.12).

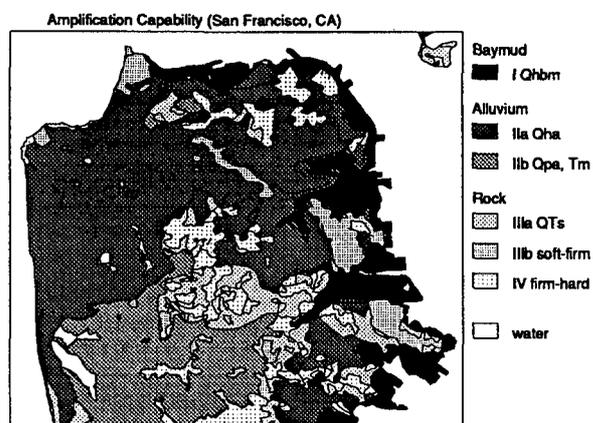


Figura 4.11. Zonificación de la capacidad de amplificación de las formaciones superficiales en el área de San Francisco (Borchardt *et al.*, 1991).

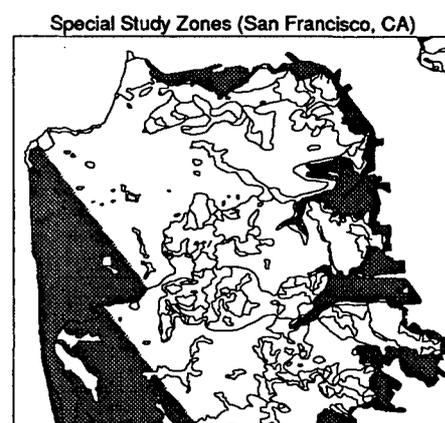


Figura 4.12. Zonas de especial atención resultantes del estudio de respuesta del suelo en el área de San Francisco (Borchardt *et al.*, 1991).

Otros ejemplos de aplicación de este método se pueden encontrar en Chávez García *et al.* (1990), Hartzell *et al.* (1996), Hays (1978), King *et al.* (1990), Rogers *et al.* (1979, 1984, 1985), Singh *et al.* (1988), Tucker y King (1984), King y Tucker (1984), etc.

Este método presenta algunas limitaciones. La primera de ellas deriva de la necesidad de trabajar con un número elevado de estaciones (sobre todo si se desea estudiar una región extensa) y de sismos, lo cual implica un largo período de adquisición de datos en áreas de sismicidad moderada a baja.

Otra limitación procede del comportamiento no lineal del suelo: éste implica que el efecto de

sitio es diferente para movimientos fuertes del suelo (no lineal) y movimientos débiles (lineal). Este tema es altamente controvertido. En general los sismólogos consideran que tal efecto es poco importante, pues muchos de sus modelos consideran que el comportamiento es lineal y se muestran muy eficientes (p.e. Bard y Bouchon, 1980a, b); en el lado contrario se encuentran aquellos que trabajan en mecánica de suelos, que se enfrentan al comportamiento altamente no lineal del suelo casi constantemente (Yu *et al.*, 1992).

Las expresiones 4.7 y 4.8, obtenidas con movimientos débiles y fuertes del suelo respectivamente, demuestran que hay cierta variación en la respuesta del suelo durante los movimientos fuertes (Finn, 1991a). Chin y Aki (1991) presentan más datos que confirman el comportamiento no lineal del suelo durante este terremoto, mientras que Beresnev *et al.* (1995) aportan más datos sobre no linealidad reconocidos en el array SMART. Pese a ello, otros autores han encontrado aplicables los resultados de movimientos débiles al campo de los fuertes (Rogers *et al.*, 1984; Tucker y King, 1984; King *et al.*, 1990; entre otros). Jarpe *et al.* (1988) no han encontrado variación significativa de la amplitud de la respuesta para grandes aceleraciones (hasta 0.7 g) y frecuencias menores que 10 Hz. Como señalan Su *et al.* (1992), posiblemente muchos de los resultados anteriores se debe a que se han obtenido con terremotos de tamaño moderado o con puntos situados más allá del campo próximo.

Finalmente, otro problema de este método es la poca estabilidad que algunas veces muestran las razones espectrales. Como consecuencia de ello el rango de variación en las amplitudes de las razones espectrales es del 30% (Tucker y King, 1984).

4.2.2. Método de Inversión Generalizada de las razones espectrales.

Este método trata de superar la señalada poca estabilidad de las razones espectrales. La solución de la ecuación 4.4 se transforma en un problema de inversión generalizada al solucionarla simultáneamente para todas las fuentes y funciones de transferencia. La ecuación 4.4 se puede reescribir como:

$$SR_k(f) = \frac{1}{r_k} FT_i(f) SC_j(f) \quad (4.9)$$

donde los subíndices k , i y j se refieren al registro, estación y terremoto en cuestión respectivamente. No se considera la respuesta del instrumento puesto que es conocida. La función de la trayectoria es sustituida por el término $1/r_k$, que representa la atenuación geométrica de la señal. Ésta es igual a $r_k = x_{ij}/2$ ó semidistancia hipocentral.

Este sistema de ecuaciones se linealiza y se soluciona minimizando el error en las K ($k=1..K$) ecuaciones por medio de mínimos cuadrados con ponderación de datos (Field y Jacob, 1995). Estas

K ecuaciones contienen $I+J$ incógnitas, luego en este sistema hay un grado de libertad que no está determinado. Ello representa que todas las soluciones aparecen multiplicadas por una función arbitraria de la frecuencia. En la práctica, este inconveniente se ha solucionado bien expresando todas las funciones de transferencia en función de una de las estaciones, de manera similar a las razones espectrales clásicas (Boatwright *et al.*, 1992; Field y Jacob, 1995; Hartzell, 1992; Seekings y Boatwright, 1994) o bien expresando todas las funciones de transferencia como relativas al promedio del conjunto de las estaciones (Andrews, 1986, en Field y Jacob, 1995).

Este método ha sido aplicado con éxito por Boatwright *et al* (1992) y por Seekings y Boatwright (1994) al análisis de la respuesta del suelo en San Francisco durante el terremoto de Loma Prieta. De acuerdo con el análisis realizado por Field y Jacobs (1995), este método no representa una gran mejora del clásico de las razones espectrales.

4.2.3. Métodos no dependientes de estaciones de referencia.

Los métodos anteriores estimaban la contribución de la fuente y de la trayectoria a partir del movimiento en una estación de referencia. Sin embargo, no siempre se dispone de una estación de referencia. Como consecuencia se han desarrollado diversas técnicas que pretenden calcular la función de transferencia sin necesidad de tal punto de referencia, minimizando así el número de estaciones a usar hasta el caso extremo de ser suficiente tan sólo una (Lermo y Chávez García, 1993).

Uno de estos métodos se basa en parametrizar la fuente y la trayectoria mediante modelos predefinidos (por ejemplo mediante el modelo de fuente de Brune), los cuales se introducen en un esquema de inversión similar al descrito anteriormente. Al igual que en el caso anterior, en este problema hay más incógnitas que ecuaciones, dando lugar a soluciones que están multiplicadas por un factor que ahora es independiente de la frecuencia (Field y Jacob, 1995). Éste, sin embargo, se puede estimar *a priori*: Boatwright *et al.* (1991) lo estiman a partir de modelos numéricos y de obtener la respuesta teórica del suelo en determinadas bandas del espectro, mientras que Field y Jacob (1995) lo hacen asumiendo que la respuesta a bajas frecuencias se aproxima a 1, ya que en tal caso las longitudes de onda son demasiado grandes como para verse afectadas por los sedimentos superficiales.

En opinión de Field y Jacob (1995), con este método se identifica perfectamente la frecuencia del modo fundamental y de las resonancias, siendo más problemática la obtención de su amplitud. Como inconveniente, precisa numerosos registros en cada punto de medida y el proceso de cálculo es laborioso.

Otro método es el denominado **razones espectrales H/V**. El mismo se basa en aplicar el método de Nakamura de análisis de microtemores a la fase S de terremotos. Las hipótesis de partida de Nakamura son dos: la perturbación es debida a la propagación de ondas Rayleigh y la amplificación de la señal es consecuencia de la presencia de capas en superficie de suelos blandos. En estas condiciones hay cuatro componentes del movimiento del suelo: horizontal y vertical en la superficie

del suelo y en el basamento rocoso. Con estas premisas, Nakamura considera que el espectro de la fuente de los microtremores, $A_s(f)$, viene dada por:

$$A_s(f) = V_s(f) / V_B(f) \quad (4.10)$$

donde V_s y V_B son las amplitudes del espectro de Fourier de la componente vertical del movimiento en superficie y en la base de la capa de sedimentos. Una estimación del efecto de sitio es:

$$S_E(f) = H_s(f) / H_B(f) \quad (4.11)$$

donde H_s y H_B son las amplitudes del espectro de Fourier de las componentes horizontales en superficie y en la base de la capa de sedimentos. Al objeto de eliminar el efecto de la fuente, define una función de transferencia o razón espectral modificada, S_M , como:

$$S_M(f) = \frac{S_E(f)}{A_s(f)} = \left(\frac{H_s(f)}{V_s(f)} \right) / \left(\frac{H_B(f)}{V_B(f)} \right) \quad (4.12)$$

En la anterior expresión, si se acepta que la razón H_B/V_B es igual a 1, la función de transferencia, corregida por el término fuente, se puede escribir como:

$$S_M(f) = H_s(f) / V_s(f) \quad (4.13)$$

luego la estimación de la función de transferencia en un punto viene dada por la razón de las componentes horizontal y vertical del movimiento del suelo en superficie. Esto es equivalente a considerar que los sedimentos superficiales son transparentes a la componente vertical del movimiento.

La validez de las anteriores premisas fue estudiada por Nakamura (1989, en Finn, 1991a) a partir del análisis de microtremores obtenidos en la boca y la base de un sondeo. La incógnita es cómo un método concebido para analizar ondas Rayleigh en microtremores puede funcionar también para las ondas S. En tal sentido, Lermo y Chávez García (1993) presentan resultados de aplicar métodos numéricos que confirman la validez de la técnica al considerar ondas SV de incidencia no vertical en lugar de ondas Rayleigh. Por otra parte, la poca variabilidad observada en las componentes verticales de registros en el valle de México D.F. la consideran un indicio más de la constancia de tal componente. En todos los casos obtuvieron la frecuencia del modo fundamental de vibración, así como estimaron su amplitud, siendo dichos valores confirmados por los obtenidos al aplicar el método de

razones espectrales.

Diversos autores han aplicado esta técnica a datos experimentales para identificar el modo fundamental del sitio (Field, 1996; Field y Jacob, 1995; Lachet *et al.*, 1996; Theodulidis *et al.*, 1996; entre otros). Todos estos trabajos coinciden en señalar que la frecuencia identificada es independiente de la fuente del ruido y que está estrechamente relacionada con la estratigrafía del sitio, siendo por tanto la que caracteriza al modo fundamental del sitio. En cambio, existe una mayor discrepancia en cuanto a la amplitud dada por estas técnicas: mientras inicialmente se encontró que ambas técnicas permiten una estimación aceptable de la misma para el modo fundamental (p.e. Lermo y Chávez García, 1993), trabajos más recientes han puesto de manifiesto que dicha amplitud es subestimada (Field, 1996; Field y Jacob, 1995). En este sentido son muy interesantes los resultados presentados por Lachet *et al.* (1996): mediante la comparación de la amplificación media predicha en determinadas bandas del espectro por esta técnica y por la clásica de las razones espectrales, encontraron que las razones H/V ofrecen una buena correlación en la amplificación predicha para frecuencias menores que la fundamental y que la calidad de los resultados empeora, subestimando la amplitud, conforme las frecuencias son mayores. Según Theodulidis *et al.* (1996), esta subestimación es fruto de un enriquecimiento relativo de la componente vertical del movimiento debido a ondas dispersas.

Una cuestión aún abierta es si el método ofrece toda la función de transferencia del sitio, es decir, identifica otras resonancias -y su amplitud- además de la fundamental. Lermo y Chávez García (1993) encontraron que el método sólo ofrece la resonancia fundamental. Field (1996) señala que los resultados de aplicar esta técnica (así como el método de Nakamura al ruido ambiental) en un pequeño valle de California no se parecen en nada a los obtenidos por las razones espectrales, contrariamente a lo que este mismo autor y Jacob (1995) obtuvieron para registros en San Francisco. En su opinión el método tan sólo ofrece la resonancia principal del sitio. Otros autores, en cambio, han obtenido una buena correlación entre la función de transferencia obtenida por este método y por el de las razones espectrales, aunque subestima su amplitud (Lachet *et al.*, 1996; Theodulidis *et al.*, 1996; entre otros). Los resultados de todos estos autores ponen de manifiesto que cuando esta técnica se aplica a ruido sísmico (método de Nakamura), tan sólo se obtiene la resonancia principal del sitio, pero ninguna información más acerca de su función de transferencia.

4.2.4. Ondas coda.

La coda de un terremoto representa la fracción de energía que llega tras el paso de las fases directas de ondas de volumen y superficiales.

Phillips y Aki (1986) utilizaron los registros de más de 90 terremotos en California Central para obtener factores de amplificación dependientes del sitio y de la frecuencia. Para bajas frecuencias (1.5 Hz) la amplificación muestra una gran correlación con la edad de los materiales, siendo alta en sedimentos recientes y baja en rocas del Cretácico, Jurásico y rocas plutónicas. Su *et al.* (1992) realizaron un análisis similar en la misma región incorporando nuevos datos. Sus resultados confirman

los del trabajo inicial: en la figura 4.13 aparecen los factores de amplificación obtenidos para diferentes unidades agrupadas en función de su edad, independientemente de su naturaleza, y, como se puede observar, la relación edad-amplificación es muy neta.

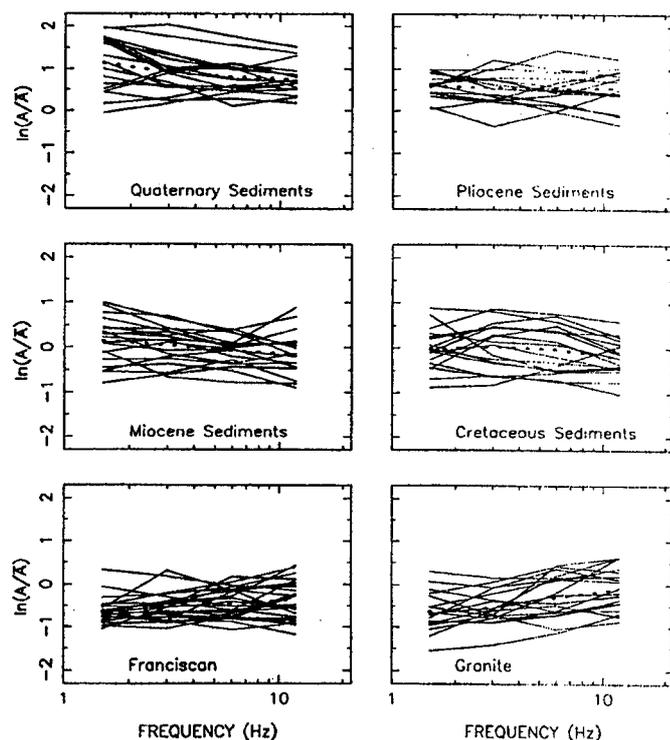


Figura 4.13. Amplificación del movimiento del suelo, para diversas frecuencias, por las rocas sedimentarias en función de su edad (Su *et al.*, 1992).

Chin y Aki (1991) aplicaron los factores de amplificación derivados de las ondas coda a los registros de movimiento del suelo durante el terremoto de Loma Prieta de 1989 ($M_s = 7.1$). Para distancias menores que 50 km de la fuente, encontraron que la respuesta predicha era sobreestimada sistemáticamente en puntos sobre sedimentos recientes y subestimada en roca, si bien la diferencia entre ambos tipos de materiales desaparece para aceleraciones mayores que 0.1 a 0.3 g. Estos autores consideran que tal discrepancia se debe a un comportamiento no lineal del suelo. Resultados similares son presentados por Aki *et al.* (1992) para otros terremotos de gran magnitud en California.

Kato *et al.* (1995) han realizado un estudio de validez de la técnica por comparación con los factores de amplificación obtenidos a partir de las ondas S mediante el método de inversión generalizada. Estos autores obtienen una alta correlación entre los resultados de ambas técnicas, con un factor de variación de 1.5. No obstante, Field (1996) y Su y Aki (1995) señalan que existe una cierta desviación para bajas frecuencias (1-4 Hz), donde el método de ondas coda sobreestima la amplificación obtenida por las razones espectrales de ondas S.

Esta técnica resulta muy atractiva por diversos motivos (Kato *et al.*, 1995): en el tratamiento

de las ondas coda se elimina totalmente el efecto de la fuente y de la trayectoria, de forma que el resultado es específico del sitio; y, por otra parte, las ondas coda pueden proceder de terremotos de cualquier magnitud. Con esta técnica se puede caracterizar la amplificación de los diversos materiales aflorantes en una región, de manera similar al trabajo realizado por Borchardt y Glassmoyer (1992). Otra vía es establecer una correlación entre tal amplificación y algún parámetro de interés en sismología o en construcción, al objeto de introducir tales factores en normativas de construcción. En este sentido ya hay trabajos realizados (Del Pezzo *et al.*, 1991). No obstante, actualmente todavía no hay trabajos específicos de aplicación de esta técnica a la zonificación del territorio.

4.2.5. Análisis espectral de ruido sísmico ambiental.

Este método parte de analizar el espectro de perturbaciones naturales (meteoros) o humanas (maquinaria) del suelo. Clásicamente el ruido sísmico se ha clasificado en microsismo cuando la perturbación contiene bajas frecuencias (<0.5 Hz) y microtremor cuando son más altas (Seo *et al.*, 1989, en Morales, 1991). Los microsismos son debidos a la incidencia de perturbaciones atmosféricas sobre océanos y continentes, propagándose como ondas superficiales. Los microtremores son ondas Rayleigh o S originadas por fuentes locales (maquinaria, tráfico, etc.). En general cuanto más alta sea la frecuencia del microtremor, más local es la fuente (Aki, 1988).

Esta técnica la desarrollaron en Japón Kanai y Tanaka (1961, en Finn, 1991a): realizaron varias campañas de medida del ruido y comprobaron que cada una de las cuatro categorías de suelo diferenciadas en el código de construcción japonés poseía un patrón de microtremores diferente. Este comportamiento fue la causa que motivó el inicio del interés por el ruido sísmico. Actualmente hay tres técnicas para estudiar la respuesta de sitio a partir de ruido: **amplitudes espectrales**, **razones espectrales** y el **método de Nakamura**. En los tres casos se considera que los efectos de sitio son debidos a la presencia de una capa superficial de sedimentos sobre un substrato elástico. Así mismo, en los tres se plantea la dificultad de aislar las características de la fuente y la trayectoria (ambas desconocidas) de los efectos de sitio.

En el **método de las amplitudes espectrales** se interpreta directamente el espectro (de potencia o de Fourier) del ruido. Se considera que el espectro del ruido registrado en roca es plano y, cuando se registra en suelo, cualquier variación que haya sufrido es debida a los sedimentos superficiales; la respuesta del suelo se caracteriza entonces por los picos que aparecen en el espectro. Considera además que estos picos del espectro son estacionarios y estables en el tiempo pero que sus amplitudes espectrales son relativas (pueden variar en el tiempo).

Esta técnica ha sido aplicada por numerosos investigadores para obtener la frecuencia fundamental de resonancia del suelo y, ocasionalmente, la amplificación del suelo (Gutiérrez y Singh, 1992; Lermo *et al.*, 1988; Lermo y Chávez García, 1994; Morales, 1991, Morales *et al.*, 1991; etc.). Morales (1991) ha determinado el período de vibración en la ciudad y en la cuenca de Granada, obteniendo un mapa de isoperíodos en la ciudad y una correlación entre la variación de la amplitud del

espectro de microtremores y el espesor de la columna de suelo en la cuenca (fig. 4.15). Gutiérrez y Singh (1992) opinan que la respuesta de sitio obtenida con este método tan sólo se puede considerar como una primera aproximación.

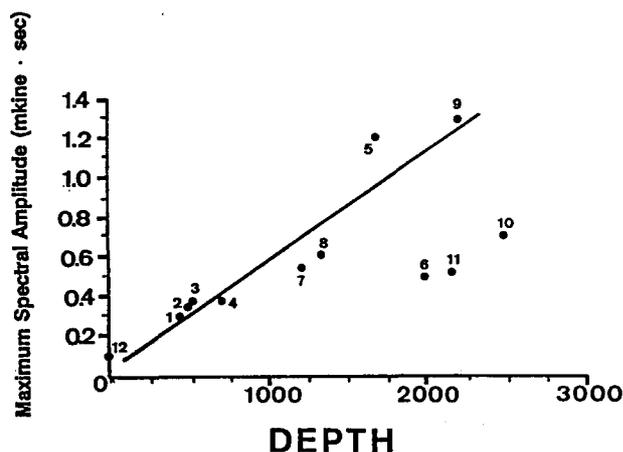


Figura 4.15. Relación entre el espesor del relleno sedimentario y la amplitud del espectro de microtremores en la Vega de Granada (Morales, 1991).

El **método de las razones espectrales** es similar al descrito de razones espectrales para terremotos. En este caso se considera que la fuente de los microtremores es la misma para las estaciones en suelo y en roca, y que la perturbación registrada en roca es representativa de la que llega a la interfase suelo-substrato. Esta técnica también ha sido aplicada en análisis de respuesta del suelo y en zonificación por diversos autores (Field *et al.*, 1990; Gaul *et al.*, 1995; Morales, 1991; etc.).

El último **método** es el **de Nakamura**, el cual se ha descrito al hablar de los métodos de razones H/V aplicados a terremotos. En este caso se considera que la fuente queda representada por la componente vertical del movimiento, la cual no es afectada por la capa de sedimentos superficiales. Dados los pocos requerimientos del método, éste ha sido aplicado por numerosos autores (Duval *et al.*, 1996; Field, 1996; Field y Jacob, 1995; Fischer *et al.*, 1995; Lachet *et al.*, 1996; Mucciarelli *et al.*, 1996; etc.).

Lermo y Chávez García (1994) aplicaron métodos numéricos, considerando tanto ondas Rayleigh (hipótesis de Nakamura) como ondas S, para estudiar el origen de los microtremores y la veracidad de las hipótesis del método. Demostraron que los resultados de esta técnica son compatibles con ambos tipos de ondas, lo que explica que otros autores hayan podido obtener el pico fundamental de vibración de la fase S aunque se esté considerando ondas R; asimismo demuestran que la división de las componentes horizontales por las verticales compensa el efecto de la fuente y permite una correcta identificación de la frecuencia fundamental de vibración y una aproximación a su amplitud, aunque suele subestimarla (Lachet *et al.*, 1996; Field y Jacobs, 1995). Como ya se ha señalado al hablar del método de las razones H/V, con el método de Nakamura no se obtiene información más que sobre el modo fundamental de vibración.

Las técnicas basadas en el ruido sísmico presentan varios problemas. Uno de ellos deriva de que no se conoce cuáles son las características de la fuente (Udwadia y Trifunac, 1973). En consecuencia, las funciones de transferencia obtenidas por microtremores no son válidas a menos que los puntos se encuentren muy próximos entre sí, en cuyo caso sí hay seguridad de que el ruido tiene la misma fuente. El análisis de microtremores presenta también ciertas ventajas. Entre ellas, la mayor es la facilidad de obtener los datos de ruido, algo muy atractivo en áreas de sismicidad moderada o baja. Asimismo los microtremores son útiles para determinar la velocidad de cizalla en las capas superiores del terreno (Seed *et al.*, 1988).

4.3. Métodos empíricos indirectos.

Los métodos empíricos indirectos incluyen una serie de técnicas basadas en observaciones experimentales de los daños de la sacudida, su relación con la naturaleza del suelo y sus propiedades mecánicas.

Desde antiguo se conoce que las áreas más dañadas están muy localizadas geográficamente. La misma experiencia señala que de forma sistemática en determinados materiales la gravedad de los daños es mayor que en otros. En fechas tan tempranas como 1829, Larramendi (1829, pag. 11) realizaba la siguiente apreciación referente a los daños ocasionados por el terremoto de Torrevieja: "*(...) se ha notado que los pueblos que están en el medio de la Vega han sufrido más que los que están inmediatos a la sierra, como Callosa, Orihuela, Cox y otros. Los edificios de Murcia que está casi doble de distancia de Torrevieja, en cuyas inmediaciones se supone el foco de los terremotos, han sufrido más que los de Orihuela (...)*". Un comentario similar hizo Orueta (1885) tras el terremoto de Andalucía de 1884.

Durante el terremoto de 1906 en San Francisco se puso claramente de manifiesto la relación entre la geología superficial y la severidad de la sacudida. Los trabajos de Wood y Lawson (Bolt, 1981) han permitido establecer una relación semicuantitativa entre dicha geología e incremento de la intensidad (ver tabla 4.3). Otros autores han presentado con posterioridad ejemplos similares (Astroza y Monge, 1991; Chávez García *et al.*, 1990; King *et al.*, 1990; Medvedev, 1965; Paula y Sousa Oliveira, 1996; Tilford *et al.*, 1985; entre otros).

El análisis de datos de este tipo ha permitido cuantificar este efecto. La tabla 4.3 presenta algunas **relaciones macrosísmicas (geología-intensidad)**. Se comprueba que es en los suelos más recientes donde más se incrementa la intensidad, entre 2 y 3 grados. La variabilidad en los resultados se debe a que las formaciones geológicas que consideraron cada autor son una mezcla de litologías y a que cada uno ha establecido de forma diferente el incremento de intensidad: a veces directamente a partir del mapa de isosistas (Medvedev, 1965; Astroza y Monge, 1991), otras a partir de la desviación de la intensidad real con la ofrecida por una ley de atenuación (Tilford *et al.*, 1985), y, en otras, a partir de registros instrumentales y su relación con la intensidad (Borcherdt y Gibbs, 1976).

Naturaleza geológica	Medvedev (1965)	Borcherdt y Gibbs (1976)	Astroza y Monge (1991)
Granito	0	0	0
Calizas, areniscas y pizarras	0.2 - 1.3	0.5 - 1.1	-
Margas y yesos	0.6 - 1.4	-	-
Conglomerados	1.0 - 1.6	-	0.5 - 1.0
Suelo arenoso	1.2 - 1.8	1.6 ± 0.6	1.0 - 2.0
Suelo arcilloso	1.2 - 2.1	2.7 ± 0.6	2.0 - 2.5
Relleno artificial	2.3 - 3.9	-	-

Tabla 4.3. Incremento de la intensidad propuesto por diversos autores en función de la naturaleza del suelo.

Medvedev (1965) ha relacionado el incremento de la intensidad con parámetros físicos de los materiales mediante la siguiente expresión:

$$\Delta I = 1.67 \log_{10} \left(\frac{\rho_0 v_0}{\rho_s v_s} \right) + e^{-0.04h^2} \quad (4.14)$$

donde: ρ_0 , v_0 , ρ_s y v_s representan la densidad y velocidad de propagación de las ondas P del granito (término de referencia) y del suelo, respectivamente, y h es la profundidad del nivel freático en metros. Con posterioridad se modificó esta expresión considerando la velocidad de las ondas S y desechando la profundidad del nivel freático (Petrovski, 1980).

La anterior expresión ha sido ampliamente utilizada para realizar la zonificación e incluso la microzonificación de numerosas ciudades del mundo (Brambati y Milo, 1977; Iburgüen, 1986; Medvedev, 1965; Schmidt, 1983). La figura 4.15a muestra el resultado obtenido por Giner *et al.* (1992) al aplicar la anterior expresión a los materiales del término municipal de Torreveja (Alicante): las zonas de mayor amplificación se sitúan alrededor de las lagunas (limos recientes), mientras que al S la presencia de areniscas y calcarenitas, más densas y rígidas, hace que el incremento de la intensidad sea prácticamente nulo.

Al tratar el método de las razones espectrales se expuso brevemente la línea de trabajo seguida por Borcherdt y colaboradores en la zonificación sísmica de la bahía de San Francisco. Cuando establecieron la relación entre las amplificaciones promedio observadas, la geología de la región y la intensidad durante el terremoto de 1906 (tabla 4.2, ecuación 4.6) consideraron las formaciones geológicas atendiendo más a su edad que a su litología. Los resultados de Borcherdt han sido utilizados por varios autores (Bodle, 1992; Evernden, 1975, 1991; Evernden y Thomson, 1985; Evernden *et al.*,

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

1981; Topozada *et al.*, 1988; etc.) para obtener la modificación de la intensidad según la edad de las formaciones geológicas (tabla 4.4) y aplicarla a la zonificación de diversas áreas de California.

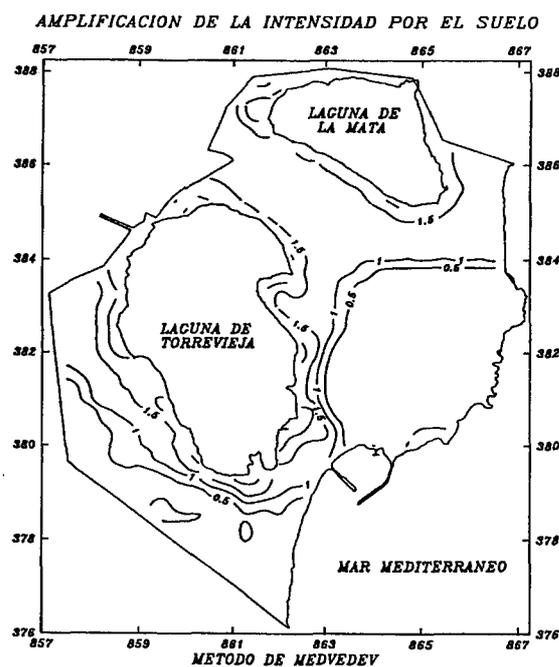


Figura 4.15a. Amplificación de la intensidad por el suelo en el término municipal de Torrevieja. Resultados obtenidos a partir de aplicar el método de Medvedev (Giner *et al.*, 1992).

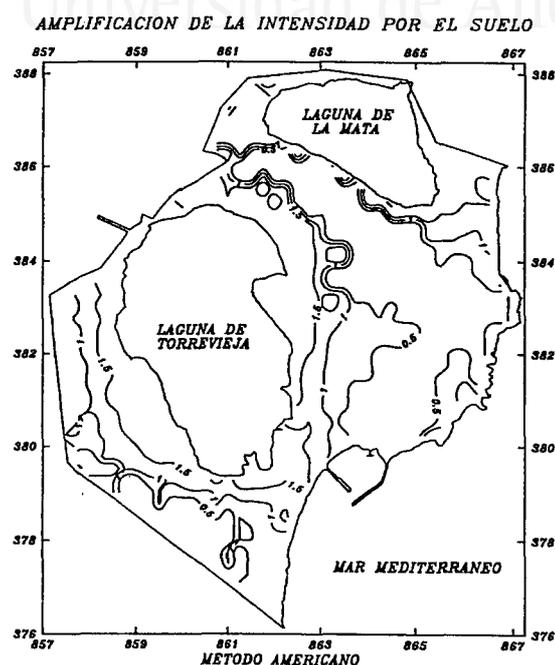


Figura 4.15b. Idem. figura 4.15a. Resultados a partir de la aplicación de los incrementos de intensidad recomendados por Evernden *et al.* (1981). Tomada de Delgado *et al.* (1992).

Unidad geológica	Evernden <i>et al.</i> (1981)	Topozada <i>et al.</i> (1988)
R. plutónicas y metamórficas	0.0	0.0
R. volcánicas	0.3	0.3
R. sedimentarias paleozóicas	0.4	0.4
R. sedimentarias del Mesozoico inferior	0.8	0.4
R. sedimentarias del Cretácico-Eoceno	1.2	1.2
R. sedimentarias del Oligoceno-Mioceno	1.5	1.5
R. sedimentarias del Plio-Pleistoceno	2.0	1.8
Sedimentos del Holoceno	3.0	2.0

Tabla 4.4. Incremento de la intensidad en función de la edad de los materiales.

Estas categorías también se utilizaron en la zonificación sísmica de Torrevieja (Delgado *et al.*, 1992; figura 4.15b). Es notable la similitud entre ambas figuras: la pequeña variación en la densidad y la velocidad de las ondas explica que ambos métodos ofrezcan resultados similares. Es también reseñable que las categorías por edad se establecieron en una región muy diferente desde el punto de vista geológico a la de Torrevieja, lo cual no impide que se obtengan resultados similares a los del método de Medvedev.

El uso de la geología superficial presenta grandes ventajas: la información se obtiene directamente de mapas geológicos y la escala de trabajo está limitada a la de los mapas, por lo que son aplicables tanto a grandes áreas (Los Ángeles; Evernden y Thomson, 1985) como a núcleos urbanos (Friuli; Brambati, 1977). Las categorías que se establecen, y en consecuencia las áreas potencialmente diferenciables, son muy amplias. Por ello esta metodología se ha utilizado mucho para estudios a gran escala.

Pese a estas ventajas, el método presenta grandes limitaciones. De una parte los mapas geológicos no siempre son adecuados: un mapa geológico convencional refleja la distribución y estructura de formaciones geológicas, prestando gran atención a las antiguas (precuaternario), muchas de las cuales poseen el mismo comportamiento desde el punto de vista de la respuesta del suelo, y poca al cuaternario, incluyéndolo todo (muchas veces) en una unidad. Ello obliga a realizar cartografías específicas, lo que anula la ventaja del poco coste de este método. De otra parte, la caracterización de la sacudida en términos de la geología no es fácil debido a la diversidad de materiales, la irregularidad de sus geometrías y la variación de las propiedades en su seno (Aki e Irikura, 1991). Dado que no existe relación única entre geología superficial e intensidad, este tipo de zonificaciones no dan una información definitiva para la evaluación específica de un área y por ello siempre tienen carácter preliminar y general.

De la misma forma que la geología superficial se relaciona con el incremento de la intensidad, es intuitivo que una **relación** similar debe existir **entre las propiedades mecánicas de los materiales y su respuesta**. Ésta debe ser incluso más neta por cuanto dichas propiedades controlan el comportamiento dinámico del suelo. En este sentido, las ecuaciones 4.1 y 4.3 muestran que la respuesta del suelo (período y amplitud) queda caracterizada con tres parámetros: la densidad, la velocidad de cizalla y el amortiguamiento.

Rogers *et al.* (1979, 1985) realizaron un análisis sobre la relación entre diversos índices geotécnicos y geológicos del suelo con la amplitud promedio de su función de transferencia en diversos períodos (bajos, de 0.2 a 0.5 s, intermedios, de 0.5 a 3.3 s, y largos, de 3.3 a 10.0 s). Los parámetros que consideraron fueron: índice de vacíos, contenido en finos (granulometría), espesor del Cuaternario, espesor del Holoceno, edad, profundidad del nivel freático, profundidad del basamento rocoso y espesor de la capa alterada. Sus resultados señalan una íntima relación entre la variación de la respuesta, el índice de vacíos y la edad del material (tabla 4.5).

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

	Edad				
	Holoceno	Pleistoceno	Plioceno	Mioceno	Mesozoico
0.2-0.5 s	3.4	3.2	1.4	1.9	1.7
0.5-3.3 s	3.3	3.1	1.6	1.8	1.1
3.3-10.0 s	2.6	2.6	2.0	1.3	0.8

	Índice de vacíos				
	0.8-0.9	0.8-0.7	0.6-0.7	0.4-0.6	0.2-0.4
0.2-0.5 s	6.2	4.2	3.0	3.1	2.3

Tabla 4.5. Comparación de la respuesta del suelo (amplitud espectral promedio) para diversos rangos del espectro con la edad y el índice de vacíos promedio de los 8 m superficiales de suelo (Rogers *et al.*, 1985). Comparaciones respecto del granito (amplitud 1.0).

Los anteriores resultados confirman la importancia que en la respuesta del suelo tiene la edad de los materiales: la edad está relacionada con el grado de consolidación y cementación del suelo y, consecuentemente, con la densidad y velocidad de ondas. El índice de vacíos muestra también una relación con la amplificación relativa y da lugar a variaciones mayores aún. Este índice está íntimamente ligado con el módulo de cizalla y la velocidad de las ondas S, lo que explica la relación observada.

Dado que la **velocidad de las ondas S** es un factor clave en la respuesta de sitio (ecuaciones 4.1 y 4.3) y además es función del módulo de cizalla (índice de vacíos) y de la densidad (edad, naturaleza, grado de compactación), resulta un parámetro muy indicado para estudiar tal respuesta. Ello explica el enorme interés por determinar su valor en formaciones superficiales y su uso en zonificación sísmica. La forma más exacta de medir tal velocidad es por medio de ensayos *in situ* (sísmica de martillo, crosshole, downhole y dispersión de ondas superficiales). Sin embargo, estos ensayos son poco apropiados para cubrir áreas amplias y, por ello, es frecuente recurrir a relaciones entre parámetros geotécnicos estándar y la velocidad de cizalla.

En opinión de Lajoie y Helley (1975), la distribución de las propiedades físicas de interés en zonificación sísmica está controlada por la edad y el ambiente deposicional de las formaciones geológicas. A partir de esta premisa realizaron una cartografía de detalle de las formaciones recientes (Holoceno y Pleistoceno) en la bahía de San Francisco. Las propiedades primarias que consideraron de los sedimentos fueron: potencia, densidad, cementación, compactación, granulometría y porosidad. De ellas, la granulometría y gradación está controlada por el ambiente deposicional, mientras que la cementación, compactación y densidad están relacionadas con la edad. Además, correlacionaron estas unidades con información geotécnica (resistencia a la penetración, velocidad de ondas) al objeto de mejorar la caracterización de cada unidad. La cartografía resultante constituye una forma alternativa

a la medida directa de la velocidad de las ondas S en una amplia región. Los autores señalan que la principal aplicación de los mapas resultantes no es especificar el comportamiento de cada unidad, sino llamar la atención acerca de áreas donde los planificadores del uso del suelo deberían considerar determinados problemas y proveer una base para futuras investigaciones sobre respuesta del suelo.

Tinsley y Fumal (1985) y Fumal y Tinsley (1985) utilizaron esta técnica en la región de Los Ángeles incorporando un gran volumen de información geotécnica. Mediante relaciones índices geotécnicos- V_s asignaron velocidad a las formaciones de las que no se tenía medida directa. Como primer resultado obtuvieron un mapa de distribución de V_s en función de los materiales superficiales o primera aproximación a la variabilidad de la respuesta relativa del suelo. Dado que la respuesta en un sitio no depende únicamente de las propiedades físicas de los materiales, sino también de su geometría, estos autores consideraron también la distribución en profundidad de materiales y reelaboraron la anterior cartografía para considerar la velocidad de las formaciones situadas bajo las superficiales. El resultado fue un nuevo mapa que refleja la velocidad promedio para una profundidad igual a un cuarto de la longitud de onda de una onda S de período 1 segundo (fig. 4.16). Este mapa constituye una mejor aproximación a la variación de la respuesta relativa del suelo durante un terremoto y es muy útil para predecir tal variación.

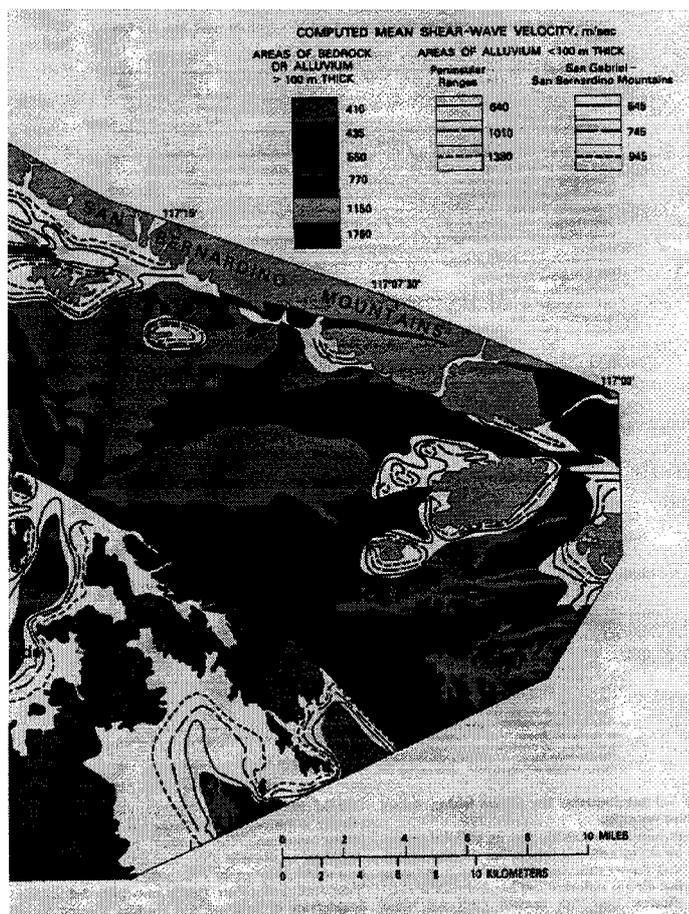


Figura 4.16. Zonificación de la respuesta relativa del suelo en el valle de Santa Ana (California) a partir de la velocidad promedio de cizalla de las formaciones geológicas superficiales (Tinsley y Fumal, 1985).

En ocasiones se ha realizado una **zonificación geotécnica** para condiciones estáticas. El fundamento de ello es que las zonas de baja aptitud geotécnica en condiciones estáticas también van a tener baja aptitud en condiciones dinámicas, dada la interrelación de propiedades. Un ejemplo de este tipo de zonificación es la de Alcoy, Alicante (Ayala Carcedo *et al.*, 1990; figura 4.17).

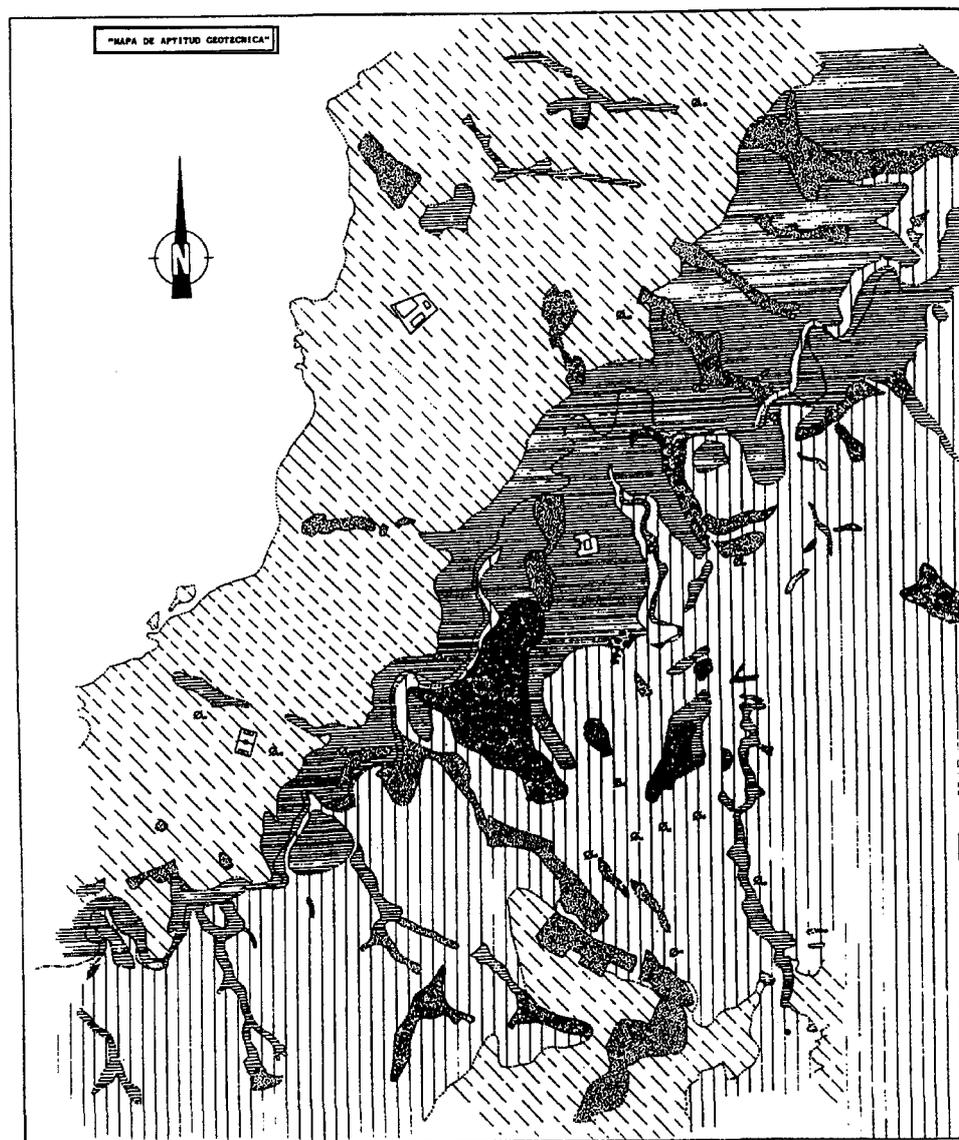


Figura 4.17. Zonificación de la aptitud geotécnica del subsuelo de la ciudad de Alcoy (Alicante). Tomada de Ayala Carcedo *et al.* (1990).

APTITUD GEOTÉCNICA				
APTITUD	ZONA	FORMACIONES	EDAD	DESCRIPCIÓN
1 (mejor)	C	III _{1a} III _{1b}	PLIOCENO	Restricciones geológicas a la construcción bajas. Cimentación más probable: superficial. Localmente puede haber paleocauces enmascarados por rellenos flojos. Carga admisible estimada, $\sigma_{ad} = 2,5-3 \text{ kgr./cm}^2$
2	A B	II _{2a} II _{2b} II _{2c}	MIOCENO	Restricciones geológicas a la construcción medias-bajas. Cimentación más probable superficial o por pilotes. Posible expansividad local, deslizamientos fáciles profundos y repantaciones superficiales. Carga admisible estimada, $\sigma_{ad} = 1,5-3,5 \text{ kgr./cm}^2$
3	E F H	III _{3a} III _{3b} III _{7b} III _{3c} III _{7c} III _{5a} III _{5b} III _{5c}	PLEISTOCENO - HOLOCENO	Restricciones geológicas a la construcción altas. Materiales muy variados. Cimentaciones más probables: superficial y por pilotes en áreas próximas a barrancos. Problemas por alternancia frecuente de capas de distinta consistencia, asentamientos diferenciales y problemas de inundaciones en algunos puntos.
4	D G	III _{2a} III _{2b} III _{7a}	PLIOCENO-PLEISTOCENO	Características muy heterogéneas. En áreas puntuales fuertes restricciones geotécnicas a la construcción. Riesgo de deslizamientos profundos. Niveles frecuentes de arcillas blandas de baja capacidad portante; Presencia de agua en horizontes colgados. Cimentación más probable: superficial o semiprofunda. Cargas admisibles estimadas $1,5 \leq \sigma_{ad} \leq 2 \text{ kgr/cm}^2$
5 (peor)	I	III _{6a} III _{6b}	ACTUAL	Espesores muy importantes de rellenos artificiales; en algunas áreas aparecen arcillas de alta plasticidad. Cimentación más probable: pilotes. Cargas admisibles estimadas $0,5 \leq \sigma_{ad} \leq 0,8 \text{ kgr./cm}^2$

Formaciones definidas en el «Mapa Geotécnico y de Riesgos Geológicos para la Ordenación Urbana de Alcoy (I. G. M. E. 1985)

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

Figura 4.17. (Continuación). Características geotécnicas de cada una de las zonas en que se dividió en casco urbano de Alcoy (tomada de Ayala Carcedo *et al.*, 1990).

- Tipo I Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. $V_s > 750 \text{ m/s}$. $N_1(60) > 40$ golpes. Resistencia $q_c > 20 \text{ MPa}$ (200 kg/cm^2).
- Tipo II Terrenos granulares o cohesivos de compacidad media a dura. V_s comprendida entre 400 y 750 m/s. Los suelos granulares tienen un $(N_1)_{60}$ superior a 10 golpes y su resistencia en punta con el penetrómetro estático es superior a 8 MPa. Los cohesivos poseen una resistencia a compresión simple superior a 0.2 MPa.
- Tipo III Suelo granular suelto a medio o suelo cohesivo medio a blando. $V_s < 400 \text{ m/s}$.

Tabla 4.6. Características de los suelos considerados en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-94.

Este método es interesante para su uso en construcción sismorresistente. En la actualidad las normativas de construcción contemplan un *coeficiente de suelo* al objeto de introducir los efectos de sitio en el espectro de diseño de las estructuras. Dicho coeficiente es función de las propiedades geotécnicas del suelo. La norma sismorresistente española, NCSE-94 (BOE 8-02-1995), considera 3 categorías de suelos (tabla 4.6) y a cada una le corresponde un espectro elástico de diseño diferente. La zonificación de la figura 4.17, adaptada a las categorías de la norma, puede representar la variación del coeficiente del suelo en el casco urbano de Alcoy.

Para finalizar, los métodos indirectos tienen como principal ventaja el precisar un tipo de información que muchas veces está disponible y, en consecuencia, su coste es bajo. Tal ventaja se desvanece en el momento en que es preciso realizar cartografías o ensayos específicos para la zonificación. Como señalan Lajoie y Helley (1975), pese a que estos métodos utilizan muchos parámetros básicos para comprender el comportamiento dinámico del suelo, al no cuantificar su respuesta sólo son útiles como indicativos de respuestas relativas, ayudando a identificar las zonas de previsible peor comportamiento. Por ello tienen un uso limitado.

4.4. Métodos numéricos.

Los métodos numéricos constituyen una potente herramienta de cálculo en el estudio de los efectos de sitio. Este tipo de análisis se ha aplicado a numerosos ejemplos prácticos con resultados satisfactorios, como son los trabajos de Seed *et al.* (1972, 1988) acerca de los terremotos de Caracas (1967) y Michoacán (1985). Estos ejemplos demuestran que con una información de partida adecuada se puede obtener resultados en concordancia con los datos experimentales o son capaces de explicar la distribución de daños observada.

Como siempre que se propone un modelo, se está realizando una abstracción-simplificación del problema tratado. Entre las simplificaciones podemos citar (Jongmans, 1991):

-*Simplificación de la geometría del problema (modelos en una, dos, o tres dimensiones, 1D-2D-3D):* hipótesis de estratificación horizontal, homogeneidad e isotropía de capas y/o abandono de dimensiones.

-*Simplificación de la naturaleza de la carga dinámica:* incidencia de ondas planas (SH, SV, P), localización de la fuente en el plano de un modelo bidimensional, emisión de ondas de alta frecuencia, etc.

-*Simplificación de la reología del suelo:* medio elástico, viscoelástico, etc.

Estas simplificaciones deben ser tenidas en cuenta a la hora de interpretar los resultados obtenidos de la modelización, pues en muchas ocasiones el uso inapropiado de estos cálculos puede dar lugar a zonificaciones totalmente erróneas. Es por ello que los resultados de los métodos numéricos requieren algún tipo de verificación, bien por medio de la distribución de daños en terremotos pasados o bien por medio de información experimental (Finn, 1988a).

La modelización numérica requiere la conjunción de tres elementos:

1. Selección de sismogramas adecuados al problema.
2. Conocimiento del área a modelizar (geometría, naturaleza y propiedades mecánicas de las formaciones geológicas).
3. Conocimiento de los algoritmos empleados.

Una cuarta fase del estudio, obligatoria antes de obtener cualquier conclusión, es la validación de los resultados.

4.4.1. Criterios para la selección de registros de entrada.

Cuando se realiza un estudio de respuesta del suelo es esencial la selección de movimientos de entrada apropiados. Los parámetros clave que más parecen afectar a los resultados son la aceleración pico y el contenido en frecuencias (Idriss, 1991). Resulta también de interés la duración (Blázquez, 1992). Estos parámetros dependen de la magnitud del terremoto así como de la distancia sitio-fuente.

El valor de la **aceleración pico** se obtiene de leyes de atenuación de la aceleración con la distancia. En España, debido a los pocos registros de aceleración disponibles, las leyes que actualmente se aplican proceden de la conversión de información macrosísmica a aceleración, relaciones intensidad-magnitud-aceleración (expresión 4.15; Martín Martín, 1983) o de terremotos de magnitud baja (expresión 4.16; Martín Martín *et al.*, 1996):

$$a = 14.223 \cdot e^{1.152 \cdot M} \cdot (R + 15)^{-1.303} \quad (4.15)$$

$$a = 52.054 \cdot e^{0.517 \cdot M} \cdot (R + 25)^{-0.866} \quad (4.16)$$

donde a representa la aceleración en gales, M la magnitud m_b y R la distancia epicentral en kilómetros. La ecuación 4.16 ofrece valores de aceleración mucho menores que los obtenidos con leyes deducidas con datos de otros países o por la misma ecuación 4.15. Según sus autores, la causa está en la gran superficialidad (2-5 km) de los terremotos de la serie de Adra de 1993 y 1994, de donde proceden la gran mayoría de las muestras. La ecuación 4.15, en cambio, ofrece resultados similares a los obtenidos en otras partes del mundo (Martín Martín *et al.*, 1996).

Seed *et al.* (1969) introdujeron el concepto de **período predominante** para representar el contenido en frecuencias de un acelerograma. Este período representa aquel al cual el espectro de respuesta de un acelerograma (generalmente para un amortiguamiento del 5%) presenta su mayor amplitud. El análisis estadístico de numerosos acelerogramas, para diversas distancias a la fuente y magnitudes de eventos, les llevó a definir una gráfica que refleja dicha variación en función de ambos parámetros. Idriss (1991) ha variado la gráfica original por inclusión de mayor número de datos. La nueva versión viene representada en la figura 4.18: en general el período crece al aumentar la distancia

de registro y, a igualdad de distancia, con la magnitud del evento.

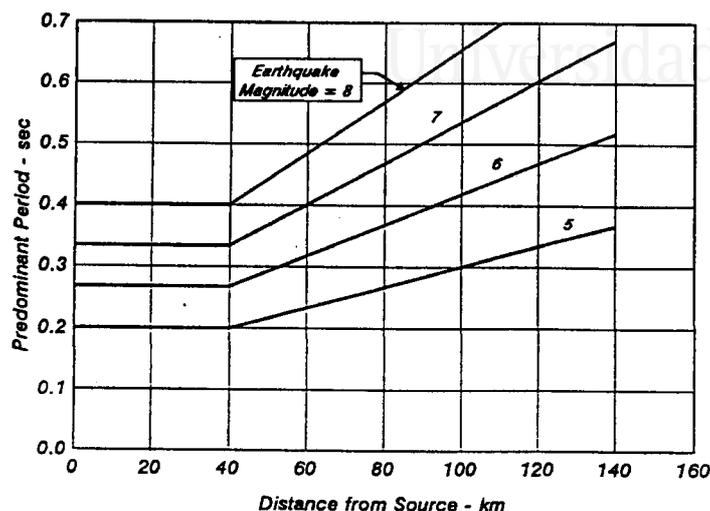


Figura 4.18. Variación del período predominante de los acelerogramas en función de la magnitud del evento y la distancia entre el punto de registro y el foco (Idriss, 1991).

Por último, la **duración** de un evento suele definirse como el tiempo transcurrido para alcanzar desde el 5% hasta el 95% del valor de la intensidad Arias (Trifunac y Brady, 1975, en Blázquez, 1992). Martín y Seed (1978a) proponen un valor estimativo promedio de duración para ciertas magnitudes (tabla 4.7).

Magnitud	Duración (s)	N_{eq}
5.5 - 6.0	8	5
6.5	14	8
7.0	20	12
7.5	40	20
8.0	60	30

Tabla 4.7. Relación entre la magnitud, el número de ciclos equivalentes N_{eq} y la duración del terremoto (Martín y Seed, 1978a).

Los anteriores elementos permiten estimar las características en cuanto a duración, contenido en frecuencias y amplitud de los acelerogramas a usar en la modelización. Una vez definidas éstas se

seleccionan acelerogramas que se aproximan a las ellas. En áreas de sismicidad moderada o baja, como es el SE de la península, tales acelerogramas no existen y en tal caso es necesario recurrir a registros obtenidos en otras partes del mundo. Entonces es importante seleccionar varios acelerogramas de entrada apropiados a dichas características o en su defecto modificarlos escalándolos en amplitud y/o período para que se ajusten a las del problema.

Otro hecho importante es la selección de **registros** obtenidos **en roca** y no en suelo. Como se ha venido tratando a lo largo de este apartado, se considera que las características de la señal obtenida en roca constituyen una buena aproximación a las de la señal que incide en la base de la columna de suelo. En el caso de no encontrar registros apropiados obtenidos en roca, siempre es posible modificar los medidos en suelo para adaptarlos a hipotéticos registros en roca, ya sea en superficie o en la base de la columna de suelo (Seed *et al.*, 1969; Schnabel *et al.*, 1972a).

Es frecuente utilizar varios acelerogramas diferentes como entrada, así Elton y Martin (1989) utilizaron 5. El objeto de tal multiplicidad es tener en consideración la incertidumbre en las características de la señal de entrada y la variabilidad inherente a las relaciones antes presentadas: es conocido que el movimiento del suelo está afectado por una cierta variabilidad (Irikura, 1992), posiblemente debido a fenómenos de *scattering* de ondas, minúsculas variaciones en las propiedades de la corteza... Por todo ello es importante no depender de los resultados obtenidos con un sólo registro de entrada. Es también frecuente utilizar pulsos sintéticos.

4.4.2. Geometría, naturaleza y geotecnia de las formaciones geológicas.

Los métodos numéricos requieren abundante información de la región a estudiar, tanto desde el punto de vista geológico como geotécnico. Obtener tal información sólo es posible para pequeñas áreas lo que explica el limitado uso de estos métodos en zonificación. Asimismo, mucha de la información geotécnica es necesario que sea medida (no estimada) mediante ensayos específicos (especialmente las velocidades de propagación de ondas), por lo que se requiere realizar estudios geotécnicos muy específicos, adicionales a los estándar, lo cual encarece mucho este tipo de métodos.

Los análisis de sensibilidad de la modelización de la respuesta del suelo a la variación en las propiedades mecánicas del suelo han puesto de manifiesto que dicha respuesta depende más de las propiedades geotécnicas del suelo que del propio programa de cálculo (Cramer y Real, 1992; Midorikawa, 1992; Seed *et al.*, 1988). Sin embargo esto es matizable, particularmente cuando las variaciones se localizan en profundidad, en general a más de 30 m. Gran parte de las características de la respuesta del suelo son debidas a las capas más superficiales del suelo (Finn, 1991a; Rollins, 1994, com. pers.) y son los primeros metros, especialmente los 10-15 metros más superficiales, los que mayor atención merecen para su caracterización geotécnica y mecánica.

4.4.3. Algoritmos de cálculo.

Actualmente existen numerosos programas para efectuar la modelización. Cada uno se caracteriza por las simplificaciones que hacen del problema, por el método de análisis y por las ecuaciones constitutivas del suelo. Diversos autores han realizado una revisión crítica de las técnicas actualmente en uso (Aki, 1988; Faccioli, 1991; Jongmans, 1991; Sánchez Sesma, 1987, 1996). De acuerdo con Sánchez Sesma (1996) éstas se pueden agrupar en 5 grandes ramas (fig. 4.19).

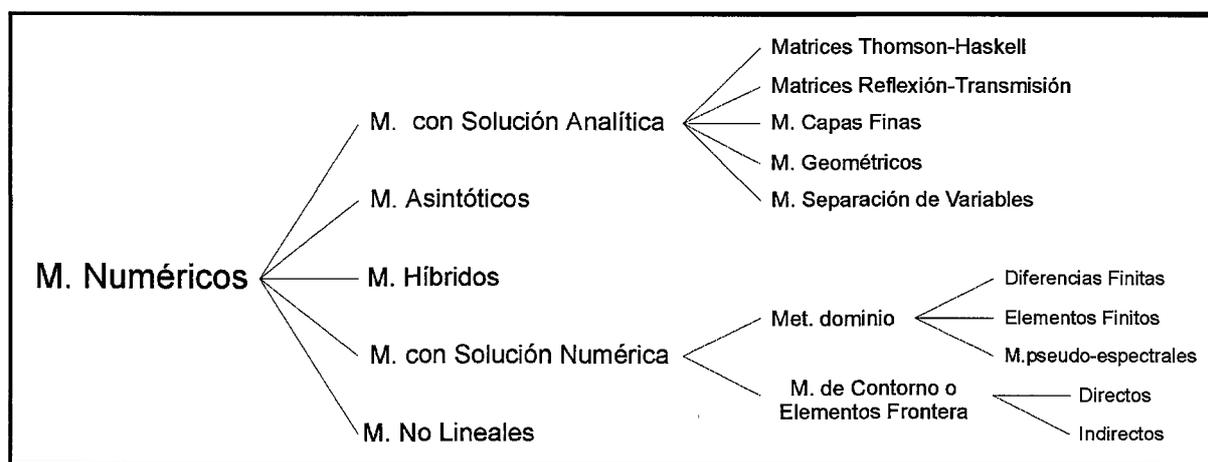


Figura 4.19. Métodos para la modelización de la respuesta del suelo. Basado en Sánchez Sesma (1996).

Los **métodos con solución analítica** se han utilizado para estudiar medios estratificados horizontales (geometrías 1D). La solución de la respuesta de un medio estratificado a ondas elásticas planas fue obtenida por Thomson (1950) y Haskell (1953). Este método considera la geometría del problema como un apilamiento de capas planas homogéneas sobre un semiespacio infinito. Ofrece una buena aproximación de la respuesta de las capas y su efecto amplificador de la señal; sin embargo, en determinados problemas se muestra poco estable numéricamente y entonces resultan más apropiados otros métodos, como las matrices de reflexión-transmisión (Kennet, 1983) o el método de capas finas (Kausel y Roesset, 1981).

En el caso de geometrías bidimensionales simples, como valles en forma de cuña, se ha desarrollado una solución de tipo puramente geométrica para calcular su respuesta ante la incidencia de ondas SH (Sánchez Sesma, 1985). Cuando la geometría del problema no es plana, es decir, los límites de capas son curvos, aparece el fenómeno de la difracción de ondas. La solución analítica a este tipo de problemas, considerando ondas elásticas, se ha obtenido por medio del método de separación de variables. Aplicando este método, Trifunac (1971, en Sánchez Sesma, 1996) ha encontrado la solución exacta a la respuesta de valles aluviales semicirculares excitados por ondas SH.

En opinión de Luzón (1996), las soluciones analíticas han sido útiles para la modelización de la propagación de ondas en medios elásticos, aún cuando están limitadas a geometrías regulares.

Los **métodos de soluciones numéricas** se han desarrollado al objeto de analizar problemas con geometrías irregulares, más aproximadas a la realidad. Como característica común a este extenso conjunto de métodos encontramos que se requiere la discretización tanto del medio como de las fronteras o contorno del problema (Sánchez Sesma, 1996).

Los *métodos de dominio* son puramente numéricos y son los únicos capaces de tener en cuenta a la vez geometrías y reologías complejas (Jongmans, 1991). En los métodos de diferencias finitas las ecuaciones diferenciales del movimiento o del comportamiento elastoplástico del suelo son reemplazadas por ecuaciones explícitas que se solucionan de forma recursiva. Este método requiere que la discretización del medio se realice en elementos de morfología regular como irregular (Joyner, 1975; Moczo, 1989). El método de elementos finitos consiste en sustituir el medio por una serie de elementos de geometría variable conectados por sus vértices o nodos. El desplazamiento y las fuerzas actuantes se calculan en ellos. Los métodos pseudo-espectrales realizan una transformación de Fourier para calcular las derivadas respecto del espacio y un esquema de elementos finitos para las derivadas respecto del tiempo (Luzón, 1996).

Estos programas tienen como principal inconveniente la poca resolución en altas frecuencias: el intervalo de frecuencias que son capaces de cubrir es inversamente proporcional al tamaño de la rejilla en que se discretiza el medio. Para problemas que pretendan cubrir altas frecuencias el tamaño de la rejilla debe ser tan reducido que, a veces, el problema resulta inabordable desde el punto de vista del coste informático. Otro inconveniente es la generación de ruido numérico en altas frecuencias.

Los *métodos de contorno o de elementos frontera* tienen en consideración las condiciones en la frontera del área estudiada para obtener las soluciones (Sánchez Sesma, 1996). Aki y Larner (1970) introdujeron un método basado en la superposición discreta de ondas elásticas planas. El desplazamiento total se obtiene por integración sobre el número de onda horizontal. Este método ha sido muy utilizado para estudiar la respuesta de estructuras geológicas bi- y tridimensionales con interfases irregulares poco buzantes, $<30-40^\circ$, y para frecuencias relativamente bajas (Bard y Bouchon, 1980a, b, 1985; Figueras, 1994; Jongmans, 1991) así como para establecer la zonificación sísmica de ciudades como Manosque -Francia- (Bard *et al.*, 1991) o Benevento -Italia- (Marcellini *et al.*, 1991).

La técnica de ecuaciones integrales y su discretización en el método de elementos de contorno (BEM) se basa en el hecho de que el campo de ondas admite una representación integral en términos de elementos sobre el contorno considerado. La discretización de dicha frontera junto con las condiciones de contorno da lugar a un sistema lineal de ecuaciones integrales (Luzón, 1996). La solución de este sistema puede realizarse por dos métodos. En el primero de ellos, o método directo, las incógnitas son los valores de los desplazamientos y de las tracciones. El otro método, el método indirecto (IBEM), formula el problema en términos de fuerzas o momentos en la frontera.

Los métodos de elementos de contorno se han utilizado frecuentemente en combinación con otros, como el de Aki-Larner o los elementos finitos. Así, Papageorgiou (1996) ha utilizado una combinación del método IBEM con el de elementos finitos para simular el movimiento del suelo en el valle de Santa Clara durante el terremoto de Loma Prieta. Esta combinación de programas es lo que se ha dado en llamar **métodos híbridos**, a la cual se ha recurrido frecuentemente al objeto de aprovechar la capacidad de cada programa para estudiar una parte específica del problema.

Cuando se pretende estudiar fenómenos a altas frecuencias se suele recurrir a los denominados **métodos asintóticos**. La teoría de rayos se basa en el comportamiento asintótico de las soluciones de ondas en altas frecuencias, por lo que se puede utilizar los métodos geométricos (Sánchez Sesma, 1996). Estos métodos son válidos para estructuras de grandes dimensiones en relación con la longitud de las ondas involucradas. Dado que estos métodos trabajan en altas frecuencias, resultan complementarios de los métodos de dominio. Presentan problemas derivados de su carácter geométrico: sólo pueden trabajar con geometrías sencillas.

Por último, los **métodos no lineales** poseen ecuaciones constitutivas capaces de reproducir el comportamiento no lineal del suelo. Estos programas se basan tanto en la teoría de la plasticidad como en la simulación directa de las curvas de histéresis esfuerzo-deformación (Bardet *et al.*, 1992; Joyner y Chen, 1975; Martin y Seed, 1978b; Streeter *et al.*, 1974; entre otros).

Aun cuando es un programa lineal, SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972b) tiene amplio uso en ingeniería sísmica para el estudio del comportamiento no lineal del suelo. Este programa trabaja en el dominio de la frecuencia y como tal es lineal; sin embargo mediante el modelo denominado lineal-equivalente (Idriss y Seed, 1967; 1968) es capaz de reproducir el comportamiento no lineal del suelo. Dada la versatilidad del programa SHAKE ha sido muy utilizado para la zonificación sísmica (Elton y Martin 1989; Sharma y Kovacs, 1982; Valverde *et al.*, 1995).

Otro aspecto del comportamiento del suelo, que sólo es posible estudiar mediante programas no lineales, es su respuesta en presiones efectivas. Actualmente hay varios programas capaces de modelizar en presiones efectivas (Bardet *et al.*, 1992; Dikmen y Ghaboussi, 1984; Elgamal, 1991; Ghaboussi y Dikmen, 1977, 1979; Lee y Finn, 1978; Martin y Seed, 1978a; etc.).

4.4.4. Validación de resultados.

Los métodos numéricos se caracterizan por su gran capacidad de ofrecer resultados una vez que establecidos el modelo geotécnico y geométrico del área, la señal de entrada y el algoritmo de cálculo. Por otra parte, diversos autores ya han prevenido sobre el uso indiscriminado de estos métodos, llamando la atención sobre numerosas fuentes de incertidumbre (Finn, 1988a). Ello obliga a verificar las modelizaciones con datos experimentales de movimiento del suelo.

Hasta la fecha se han celebrado dos *test ciegos* al objeto de analizar la validez de los métodos

numéricos, uno en el valle de Turkey Flat (California, USA) y otro en el de Ashigara (Japón). En estas pruebas se ofrecía a los participantes una descripción geológica de la región, abundante información geotécnica y registros reales medidos en roca en una o varias estaciones. El objetivo era determinar el movimiento del suelo en otras estaciones situadas dentro de los valles (este movimiento era conocido por el comité científico de las respectivas reuniones). En estos tests se podía utilizar cualquier algoritmo, independientemente de su naturaleza y del número de dimensiones con que pudiera trabajar.

Las principales conclusiones a resaltar de estas reuniones son (Cramer y Real, 1992; Midorikawa, 1992):

- La desviación de los resultados predichos con los reales es grande para el valor pico del movimiento, tanto más cuanto mayor es la amplitud del movimiento a obtener: 10% en Turkey Flat (movimiento débil) frente al 30-50% en Ashigara (movimiento fuerte).
- Los métodos muestran aptitud para determinar la forma y posición de los picos del espectro, aunque hay discrepancias en cuanto a su amplitud. Como en el caso anterior, dichas discrepancias son mayores en el caso de Ashigara, donde la amplitud de la señal requerida es mayor.
- De forma global, los resultados predichos poseen mayor grado de incertidumbre en el test de Ashigara que en el de Turkey Flat. Ello es debido a una mayor complejidad geológica del área.
- No se observa una diferencia significativa entre las predicciones efectuadas por los programas 1D y los 2/3D (Midorikawa, 1992), lo que demuestra la validez de los métodos 1D para estudiar casos complejos.

Ambos tests demuestran que la fiabilidad de las predicciones de estos métodos dependen mucho de la calidad de los datos geotécnicos (Cramer y Real, 1992; Midorikawa, 1992).

5. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN.

Licuefacción (o licuación) es el proceso de transformar cualquier sustancia en un líquido. Para un material granular (arena, limo y, a veces, grava) saturado, la licuefacción se define como la transformación desde un estado sólido a otro líquido como consecuencia de un incremento de la presión intersticial y una reducción-anulación de la presión efectiva. Esta definición es independiente de la causa perturbadora, que puede ser estática o dinámica (terremotos, olas o impactos). Es también independiente de la deformación o movimiento del suelo que podría seguir a la transformación (NRC, 1985). Para los propósitos de esta tesis, la **licuefacción** se puede entender como toda pérdida de la resistencia a la cizalla del suelo, con el consiguiente desarrollo de grandes deformaciones en arenas y limos durante un terremoto.

La licuefacción no es un fenómeno con un comportamiento único, sino que es un complejo grupo de respuestas que dependen de las causas que la genere, del estado de esfuerzos y la naturaleza del material, y de la magnitud de las presiones intersticiales desarrolladas. Un análisis en profundidad

de estos fenómenos así como de los diferentes comportamientos observados se puede encontrar, entre otros, en los trabajos de Blázquez (1978), Castro (1969) y NRC (1985).

5.1. Factores que determinan la capacidad de licuefacción.

Mediante ensayos cíclicos de laboratorio se ha podido determinar cuales son los factores determinantes de la capacidad de licuar un suelo. Entre ellos podemos destacar (Blázquez, 1995; Crespellani *et al.*, 1991):

-*Características de la vibración sísmica*: tamaño del terremoto y forma de la vibración.

-*Propiedades geotécnicas del terreno*: la densidad relativa inicial, la granulometría, el contenido en finos, la permeabilidad del suelo y el grado de saturación.

-*Factores del entorno*: la presión de confinamiento, la existencia de tensiones de cizalla estáticas iniciales, la edad e historia geológica del suelo y la historia sísmica del suelo.

5.1.1. Factores sísmicos.

Ensayos cíclicos en arena han puesto de manifiesto que el número de ciclos de carga que es necesario aplicar para producir la licuefacción disminuye rápidamente con el incremento de su amplitud (De Alba *et al.*, 1975, en Blázquez, 1981). La figura 4.20 presenta el resultado de uno de estos análisis (Martín y Seed, 1978a): para una misma densidad relativa un incremento en la amplitud de los ciclos de carga disminuye drásticamente el número de ellos necesarios para producir licuefacción. De la misma forma, para igual amplitud de carga es necesario aplicar mayor número de ciclos para producir el mismo efecto.

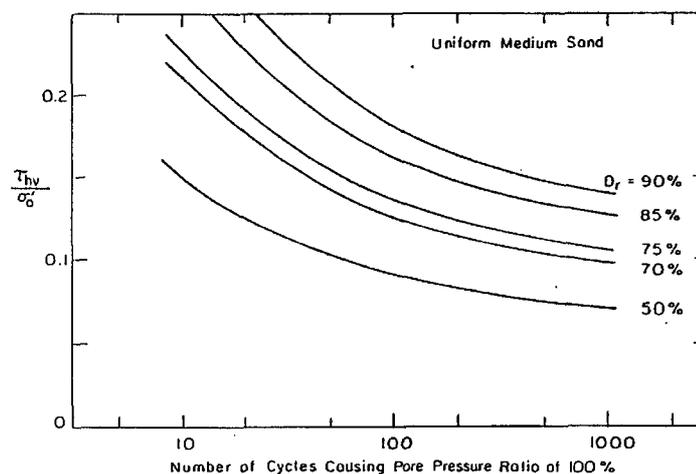


Figura 4.20. Resultados de ensayos de carga cíclica en arenas. Se puede comprobar que conforme aumenta el "tamaño del terremoto" (incremento en el número de ciclos), se puede llegar a causar la licuefacción de arenas muy densas (Martín y Seed, 1978a).

En ingeniería sísmica es común representar los terremotos como una sucesión de ciclos de carga (ver tabla 4.7); cuanto mayor sea su magnitud, mayor es el número de ciclos que aplicará el sismo así como previsiblemente su amplitud. Ello explica la estrecha relación entre el tamaño de los terremotos y la ocurrencia del fenómeno. De acuerdo con esta relación es de esperar que exista un límite o magnitud umbral por debajo de la cual no se generan presiones intersticiales suficientes como para causar la licuefacción. En general se acepta que magnitudes inferiores a 5.0 no producen licuefacción (Atkinson *et al.*, 1984).

Además de los anteriores parámetros también va a influir la regularidad o irregularidad de los ciclos de esfuerzos aplicados en el tiempo. La presencia de ciclos aislados de gran amplitud no se traduce en un incremento importante de la presión intersticial (Martin *et al.*, 1974).

5.1.2. Propiedades geotécnicas del suelo.

De las propiedades geotécnicas del suelo, la **densidad relativa** es el parámetro fundamental. La figura 4.20 muestra que la predisposición de un suelo a licuar es tanto mayor cuanto menor sea su densidad relativa: el número de ciclos es menor y, por tanto, el tamaño del terremoto necesario para causar el fenómeno es también menor.

Es bien conocido que a igualdad de otros parámetros, las arenas finas ($D_{50} \approx 0.1-0.2$ mm) son más susceptibles que el resto de granulometrías. A causa de su baja permeabilidad, durante un terremoto se establece condiciones de no drenaje, ya que no son capaces de disipar las sobrepresiones generadas. Suelos más finos tienen superficies específicas mayores, apareciendo fenómenos de atracción eléctrica entre cristales, lo que aumenta la cohesión del material y disminuye la susceptibilidad. Generalmente se ha considerado que las gravas tienen poca susceptibilidad dada su alta permeabilidad; sin embargo, datos recientes procedentes del valle del río Wabash (Illinois, USA) demuestran que estas granulometrías ($D_{50} \approx 3-15$ mm) también pueden licuar (Obermeier *et al.*, 1993).

Wong *et al.* (1975, en Blázquez, 1981) ha realizado ensayos cíclicos sobre arenas para analizar la influencia del grado de uniformidad y la graduación de las mismas. Sus resultados muestran que las arenas bien graduadas poseen una resistencia cíclica menor que las arenas uniformes.

Como ya se ha mencionado, la **permeabilidad** está relacionada con la granulometría, de manera que a granulometrías más gruesas corresponden permeabilidades también más altas, las cuales favorecen la disipación de la presión intersticial y por tanto evita la licuefacción. Sin embargo, la existencia de suelos impermeables sobre otros permeables favorece las condiciones de no drenaje, lo que puede permitir que suelos de permeabilidad alta lleguen a licuar (Crespellani *et al.*, 1991).

La licuefacción está ligada a la presencia de agua en el medio. Si éste se encuentra parcialmente saturado, el agua en su seno se comporta como parcialmente compresible por expulsión del aire. Como consecuencia, arenas parcialmente saturadas poseen una susceptibilidad mucho menor

que si lo estuvieran totalmente (Blázquez, 1995).

Diversos autores han establecido una serie de **criterios texturales** o características típicas que reúnen los materiales capaces de licuar (Bard *et al.*, 1995; Corté, 1987; Crespellani *et al.*, 1991; Seed e Idriss, 1982; tabla 4.8). Dado que se trata de parámetros que típicamente se obtienen en cualquier investigación geotécnica, su uso puede ser ilustrativo de la susceptibilidad a licuar del suelo.

	Corté (1987) Bard <i>et al.</i> (1995)	Wang (1979, en Seed e Idriss, 1982)	Kishida (1969, en Crespellani <i>et al.</i> , 1991)
Suelos arenosos y limosos	<ul style="list-style-type: none"> •S = 100% •$C_U < 15$ •$D_{50} = 0.05-1.5$ mm 		<ul style="list-style-type: none"> •$D_{50} = 0.074-2$ mm •$C_U < 10$ •$D_R < 75\%$ •$\sigma_v' < 2$ kg/cm²
Suelos arcillosos	<ul style="list-style-type: none"> •$D_{15} > 0.005$ mm •LL < 35% •W > 0.9 LL •Bajo la línea A en la carta de Casagrande 	<ul style="list-style-type: none"> •Contenido en finos (< 0.005 mm) < 20% •LL < 35% •W > 0.9LL •IL > 0.75 	
Suelos no licuables	<ul style="list-style-type: none"> •$D_{10} > 2$ mm •$D_{70} < 74$ μm 		

Tabla 4.8. Características texturales de los suelos licuables. Símbolos: S-Grado de saturación; C_U -Coeficiente de uniformidad; D_n -Diámetro n determinado a partir del ensayo granulométrico; LL-Límite líquido; W-humedad; IL-Índice de liquidez; D_R -Densidad relativa; σ_v' -Presión vertical efectiva.

5.1.3. Factores del entorno.

La **edad** de un suelo constituye un importante indicio de numerosas de sus propiedades mecánicas, entre ellas el grado de cementación y la compactación. En general para edades recientes tanto la cementación como la compactación del suelo es menor, por lo que su susceptibilidad es mayor, hecho este contrastado experimentalmente (Youd y Perkins, 1978). El medio deposicional y la forma en que se depositó la arena va a influir de igual manera en dicha susceptibilidad, siendo los rellenos hidráulicos antrópicos en los que peor comportamiento se ha observado.

Dado que la licuefacción representa la anulación de las presiones efectivas, se comprende que a profundidades superiores a 15-20 metros la presión vertical efectiva es tal que la amplitud de los ciclos y el número de ellos requeridos para licuar la arena difícilmente pueden ser originados por un terremoto (Seed, 1979). Alternativamente, tensiones cortantes iniciales disminuyen la capacidad del suelo (Vaid y Finn, 1979).

No hay muchos datos acerca de la influencia de la historia sísmica del suelo en su susceptibilidad a la licuefacción. En principio se puede suponer que un previbrado del suelo (un terremoto en el pasado) va a dar lugar a una cierta compactación del suelo. Seed *et al.* (1977) han estudiado este fenómeno: sometieron muestras de arena a cargas cíclicas de pequeña amplitud (comparables a un terremoto de magnitud 5); la sobrepresión generada se dejó disipar y posteriormente se volvió a aplicar nuevas cargas de igual amplitud que las primeras. Los resultados fueron, primero, que la arena apenas si se compactó por las sucesivas series de carga y, segundo, que aumentó su resistencia notablemente. Esto se interpreta como consecuencia de un reordenamiento de los granos de arena, con una leve compactación. Si las cargas aplicadas hubieran sido de mayor amplitud, aunque con sobrepresiones inferiores a las necesarias para licuar la arena (60% o mayor), este incremento de la resistencia desaparece, permitiendo la re-licuefacción del suelo. En definitiva, una historia sísmica con niveles de deformación moderados disminuye la capacidad del suelo, mientras que una historia con grandes deformaciones o incluso con licuefacción influye negativamente (Finn *et al.*, 1970).

Datos procedentes del terremoto de Niigata (Obermeier, 1989) ponen de manifiesto que las arenas sueltas a profundidades entre 5 y 15 metros presentaban resistencias a la penetración (SPT) más altas que las conocidas previas al terremoto, que las arenas densas en cambio habían perdido resistencia y que los lechos de arena suelta situados entre 0 y 6 metros se encontraban en un estado más suelto aún que el inicial. Este último hecho lo interpreta como efecto del flujo ascendente de agua durante la licuefacción, que deja la arena en un estado muy suelto.

5.2. Efectos de la licuefacción.

La licuefacción por sí misma no es causante de daños. Sólo cuando está acompañada por desplazamiento o ruptura del suelo es cuando posee carácter destructivo. Básicamente podemos encontrar daños como consecuencia de **ruptura por flujo, expansión lateral** (o extensión lateral), **oscilaciones del suelo, pérdida de la capacidad de carga y asentamientos** (EERI, 1994a).

La expansión lateral implica el desplazamiento lateral de grandes bloques como consecuencia de la licuefacción de materiales en profundidad (fig. 4.21). El movimiento de los bloques se efectúa a favor de pequeñas pendientes (menores que 3°) o hacia escarpes (barrancos, canales de ríos, etc.) y como consecuencia de la acción de fuerzas gravitatorias originadas por la topografía e inerciales debidas al terremoto. En general los desplazamientos involucrados son de amplitud métrica a decamétrica.

La ruptura por flujo se genera en pendientes mayores que en el caso anterior y el desplazamiento puede suponer grandes distancias, desde decenas de metros hasta kilómetros (fig. 4.22). El desplazamiento es consecuencia de la licuefacción de la masa que se desplaza o bien de capas bajo ellas, de manera que las capas superficiales deslizan sobre el suelo licuado. La mayor distancia de desplazamiento da a este tipo de ruptura del suelo una mayor capacidad de destrucción.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

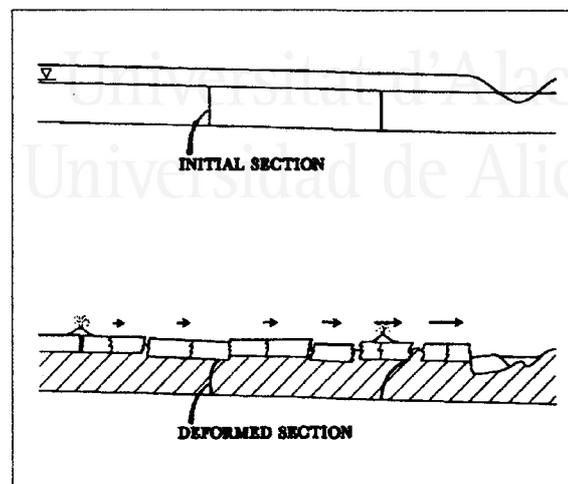


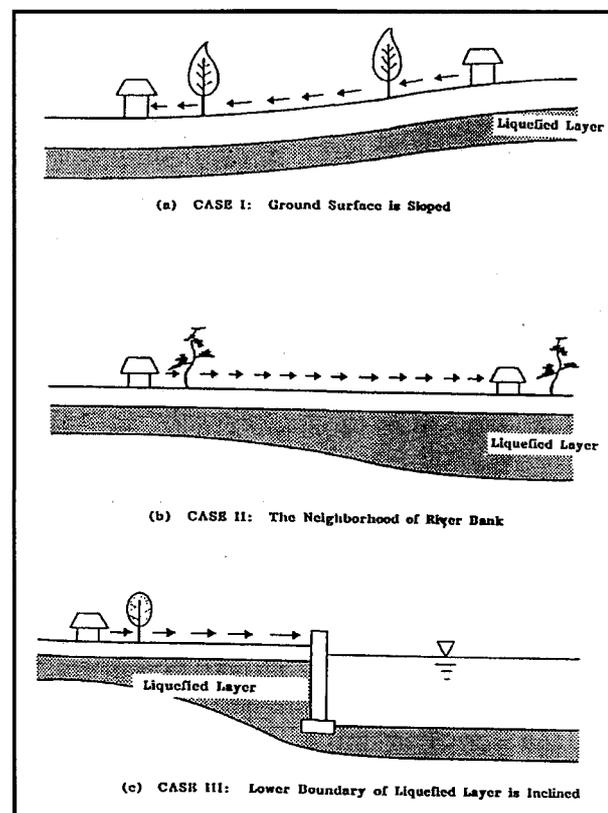
Figura 4.21. Esquema de ruptura del suelo por licuefacción - expansión lateral (Youd, 1992, en EERI, 1994a).

Figura 4.22. Esquemas mostrando configuraciones típicas en la naturaleza que pueden dar lugar a rupturas por flujo (Hamada, 1991, en Glaser, 1994):

a) Suelos en una pendiente.

b) Proximidad a un río.

c) Base de la capa licuada que presenta pendiente.



En aquellos casos en que la topografía es tan llana que no permite el desplazamiento lateral de masas, la licuefacción de capas en profundidad se manifiesta en superficie porque el suelo no licuado se mueve como una masa turgente sobre el licuado, con formación de numerosas fisuras que se abren y cierran según el movimiento de bloques (fig. 4.23). Este suelo pierde en gran medida su

capacidad portante, por ello si sobre él existen edificios o estructuras, puede sufrir grandes deformaciones como consecuencia del peso de los edificios y dar lugar a importantes asentamientos.

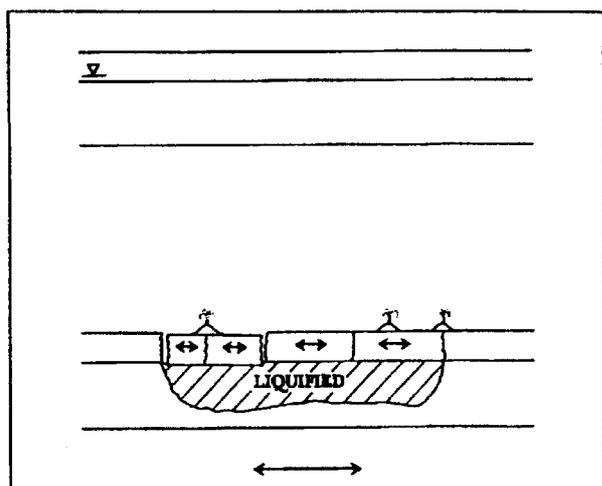


Figura 4.23. Esquema mostrando el comportamiento del suelo en caso de no existir un desplazamiento apreciable en la horizontal. Los bloques no licuados, situados en la superficie del terreno, oscilan sobre los licuados, formándose fisuras por las que extruye arena, formando volcanes de arena (Youd, 1992, en EERI, 1994a).

Los movimientos en la vertical (asentamientos) son debidos al reordenamiento de los granos de arena tras la licuefacción y el flujo del agua en el seno del esqueleto de la arena. Este asentamiento vertical, en ausencia de movimientos en la horizontal, es equivalente al volumen de agua expelida durante e inmediatamente después de la licuefacción de la capa de arena (Glaser, 1994). La manifestación en superficie de volcanes de arena u otras formas de expulsión de sedimentos y agua es la causa del déficit de masa en profundidad, causa de los asentamientos diferenciales del terreno.

Youd y Perkins (1987) han definido el *Índice de Severidad de la licuefacción* (LSI), o resultado de dividir el máximo desplazamiento en la horizontal (en mm) por 25, como una forma de cuantificar la capacidad de producir daños que tiene la licuefacción (consecuencia de desplazamientos horizontales). Un LSI menor que 5 va a generar pocos daños en edificios; éstos van a ser moderados a graves para $5 < \text{LSI} < 20$ y graves para valores superiores a 30. Iwasaki *et al.* (1982, en TC4, 1993) ha propuesto el *Índice de Licuefacción Potencial* (P_L) para estimar la potencialidad de los daños por licuefacción (ver apartado 5.4).

5.3. Susceptibilidad, Oportunidad y Potencialidad a la licuefacción.

Cuando se trabaja con licuefacción desde la perspectiva de zonificación es frecuente encontrar los términos susceptibilidad y potencialidad. Esta terminología fue introducida por Youd y Perkins (1978) y de acuerdo con ellos la **Susceptibilidad** representa una medida de la capacidad que tiene el suelo de licuar. Un *mapa de susceptibilidad* delimita unidades con igual comportamiento o capacidad de resistir un terremoto sin sufrir licuefacción. Generalmente estos mapas dividen el territorio en

niveles relativos de comportamiento, desde no susceptibles hasta altamente susceptibles, y suelen reflejar la distribución de los factores primarios que controlan la capacidad a la licuefacción del sedimento (naturaleza del sedimento y densidad relativa) y la presencia de agua (profundidad del nivel freático).

Otro término relacionado es la **Oportunidad**, que es una función de la intensidad de la sacudida necesaria para licuar el suelo. Un *mapa de oportunidad* refleja la probabilidad de ocurrir aceleraciones suficientemente altas como para causar licuefacción. Un mapa de oportunidad es pues un mapa de peligrosidad sísmica.

Finalmente, **Potencialidad** representa la suma de la susceptibilidad más la oportunidad. Al unir ambos conceptos, un *mapa de potencialidad* a la licuefacción expresaría que la probabilidad de ocurrir licuefacción en un sitio es mayor o menor que en otro debido a diferentes propiedades físicas (diferente susceptibilidad) o a diferentes períodos de retorno de las aceleraciones mínimas requeridas en cada punto para que ocurra licuefacción (diferente oportunidad-peligrosidad sísmica).

5.4. Zonificación sísmica de la Susceptibilidad y Oportunidad a la licuefacción.

Como en el caso de los efectos de sitio, se han aplicado numerosos métodos para trabajar con el problema de la licuefacción. Esta variedad surge de la diversidad de la información útil, del tamaño de la región a estudiar e incluso de las preferencias personales. Sin embargo, tal gama es más restringida que en el caso de la respuesta del suelo. Básicamente se han utilizado técnicas basadas en criterios históricos, geológicos, geotécnicos o métodos analíticos.

Los métodos analíticos presentan numerosas limitaciones para su uso en zonificación. Estos métodos consisten en un estudio de la licuefacción desde un punto de vista teórico, analizando la respuesta dinámica del suelo a través de modelos teóricos y de ensayos dinámicos. Su uso es muy restringido puesto que están basados en la respuesta específica del sitio. Por ello se han aplicado poco y siempre a áreas pequeñas, donde es posible definir las condiciones del sitio (Youd, 1991). En Finn (1988a) y Crespellani *et al.* (1991) se puede encontrar una revisión de muchos de los programas actualmente utilizados en este tipo de análisis.

5.4.1. Criterios históricos.

Al comentar los denominados *factores del entorno* ya se señaló la importancia que tiene que un suelo haya licuado con anterioridad por su efecto negativo en las propiedades del suelo; estudios de campo confirman que la licuefacción se ha repetido en el mismo punto (Sims y Garvin, 1995). Esta reincidencia del fenómeno es el punto de partida de estos métodos: el criterio de zonificación consiste en delimitar aquellas zonas que históricamente han sufrido licuefacción y mediante correlaciones con criterios geológicos o con datos geotécnicos se extrapolan las condiciones de estas zonas a otras dentro

de la región estudiada.

Obermeier (1988, en Youd, 1991) ha recopilado numerosa información acerca de la distribución de manifestaciones de licuefacción en la superficie del suelo en la región de Nuevo Madrid (Missouri, USA) como consecuencia de los terremotos de 1811 y 1812. Esta distribución la ha utilizado para definir áreas de alta susceptibilidad a la licuefacción en la región. Posteriormente, ha utilizado información geotécnica para extender la división de las zonas identificadas a una extensa región del valle del río Mississippi (Obermeier, 1989).

Dado que esta información no abunda, es frecuente utilizarla en combinación con otros criterios, generalmente geológicos, para definir las áreas de susceptibilidad especialmente alta dentro de zonas ya por sí calificadas de susceptibilidad alta (Youd, 1991).

5.4.2. Criterios geológicos.

Al estudiar la naturaleza de los sedimentos en donde se han documentado casos de licuefacción, se observa que este fenómeno es especialmente frecuente en ciertos ambientes sedimentarios y condiciones hidrológicas.

Ya se ha señalado que entre los factores que en mayor medida controlan las propiedades geotécnicas que determinan la susceptibilidad de un suelo se encuentran su edad, granulometría, cementación, compactación y el grado de saturación (profundidad del nivel freático). Estos factores están estrechamente relacionados con la naturaleza del ambiente sedimentario en que se depositaron los sedimentos; así determinados ambientes se caracterizan por el bajo grado de empaquetamiento de sus sedimentos. Entre ellos se encuentran los medios eólicos y fluviales, los cuales además dan lugar a una selección y granoclasificación de los sedimentos en el rango que se ha comprobado que posee mayor susceptibilidad a licuar. Como consecuencia estos ambientes son considerados como los más probables de contener sedimentos susceptibles de licuar. Asimismo, la experiencia señala que los rellenos hidráulicos realizados por el hombre son muy susceptibles. Estos hechos son la base para clasificar los ambientes sedimentarios en función de su mayor o menor probabilidad de contener sedimentos susceptibles de licuar.

Por otra parte, es obvio que los ambientes diferenciados en base a criterios geológicos van a contener tanto sedimentos susceptibles como no susceptibles. Si a ello se suma la conocida falta de relación unívoca entre geología y geotecnia, se entiende que estos criterios sólo son aproximativos. Su uso combinado con información más precisa acerca de las propiedades geotécnicas de los sedimentos, así como su distribución en la región (criterios geotécnicos), va a dar lugar a una mejor delineación de las unidades con diferente grado de susceptibilidad.

Youd y Perkins (1978) han recopilado información acerca de numerosos terremotos en los que ha ocurrido licuefacción, el medio sedimentario de los depósitos así como la naturaleza de los

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

sedimentos afectados, su edad y la frecuencia con que ocurría en cada medio. El análisis de los datos recopilados les permitió clasificar cada medio en diferentes grados de susceptibilidad en función de la frecuencia del fenómeno en cada uno de ellos (tabla 4.9).

Tipo de depósito	Distribución de los sedimentos no cohesivos	Probabilidad de que sedimentos no cohesivos saturados sean susceptibles a licuefacción (por edad del depósito)			
		< 500 años	Holoceno	Pleistoceno	Plioceno
Depósitos continentales					
Canales fluviales	Localmente variable	Muy alta	Alta	Baja	Muy baja
Llanura de inundación	Localmente variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Abanicos y llanuras aluviales	Amplia	Moderada	Baja	Baja	Muy baja
Terrazas y llanuras marinas	Amplia	-	Baja	Muy baja	Muy baja
Deltas y abanicos deltáicos	Amplia	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Lacustre y playa	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Coluvial	Variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Talud	Amplia	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Dunas	Amplia	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Loess	Variable	Alta	Alta	Alta	?
Tillitas	Variable	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Tuff	Rara	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Tefra	Amplia	Alta	Alta	?	?
Suelos residuales	Rara	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Sebka	Localmente variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Zona costera					
Delta	Amplia	Muy alta	Alta	Baja	Muy baja
Estuarino	Localmente variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Playa de alta energía	Amplia	Moderada	Baja	Muy baja	Muy baja
Playa de baja energía	Amplia	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Albufera	Localmente variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Zona de batida	Localmente variable	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Artificiales					
Relleno no compactado	Variable	Muy alta	-	-	-
Relleno compactado	Variable	Baja	-	-	-

Tabla 4.9. Clasificación de la susceptibilidad a licuefacción de diversos medios sedimentarios en función de su edad (Youd y Perkins, 1978).

La anterior clasificación ha sido utilizada por Youd y colaboradores (Tinsley *et al.*, 1985; Youd y Perkins, 1978; etc.) para realizar la zonificación de diversas comarcas de California. El método en todos estos trabajos es similar: parten de la cartografía geológica disponible y modifican la parte correspondiente a los sedimentos más recientes (Holoceno y Pleistoceno) al objeto de contemplar los distintos medios recogidos en la tabla 4.9 y la velocidad de sedimentación en cada uno de ellos. Para ello hacen un amplio uso de fotografías aéreas, datos de subsuelo (sondeos) y análisis geomorfológicos.

En una segunda etapa recopilan la información acerca de la profundidad del nivel freático en la región, considerando la profundidad media y los valores de cota más superficial conocidos (caso más desfavorable posible).

La tercera parte consiste en integrar ambas cartografías, geológica e hidrológica, subdividiendo las diferentes clases recogidas en la tabla 4.9 en función de la profundidad del nivel freático de acuerdo con los intervalos de profundidad dados por Youd y Perkins (1978; tabla 4.10).

Unidad	Profundidad del nivel freático (metros)			
	0-3	3-10	10-15	> 15
Holoceno reciente	Muy alta a alta	Moderada	Baja	Muy baja
Holoceno antiguo	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Pleistoceno superior	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Pleistoceno medio e inferior	Muy baja	Muy baja	Muy baja	Muy baja
Pre-Pleistoceno	Muy baja	Muy baja	Muy baja	Muy baja

Tabla 4.10. Criterios de susceptibilidad a licuefacción utilizados por Tinsley *et al.* (1985) para la zonificación del valle de San Fernando (California, USA).

Pascual *et al.* (1994) han aplicado una metodología similar en la zonificación de la Vega de Granada. La parte geológica del problema la consideraron mediante la definición de un *índice de disgregabilidad* o medida cualitativa del grado de compactación y/o cementación de los sedimentos así como de su edad. En función del mismo asignaron a cada formación un valor que varía desde 0, para la disgregabilidad mínima, hasta 6 para las formaciones más recientes y menos compactadas (tabla 4.11).

En una segunda etapa realizaron una clasificación según la profundidad del nivel freático en la zona de manera similar a la propuesta por Youd y Perkins, asignando un valor numérico a cada intervalo de profundidad (tabla 4.12).

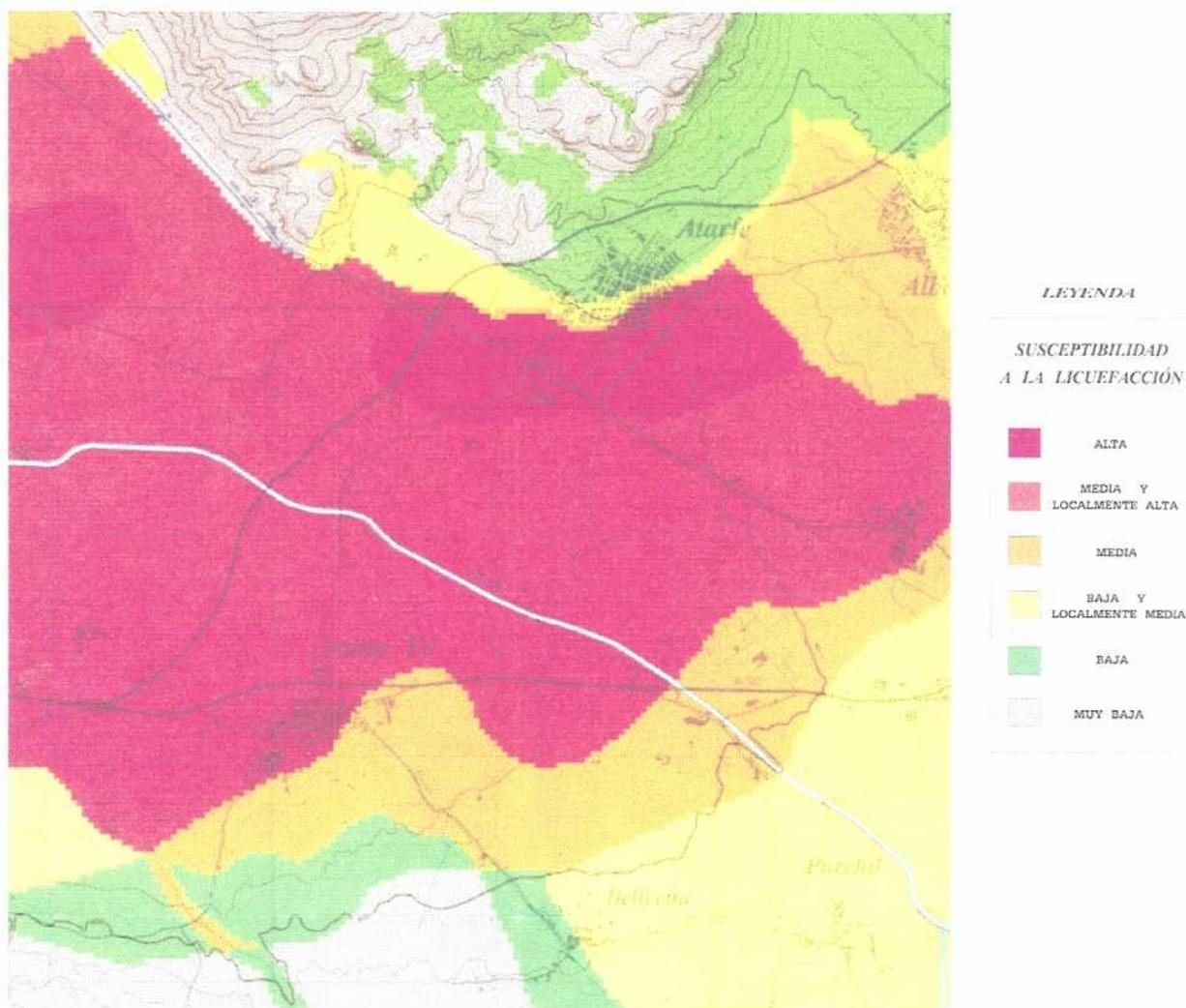


Figura 4.24. Zonificación de la susceptibilidad a la licuefacción de los sedimentos de la Vega de Granada (Pascual *et al.*, 1994).

Finalmente la susceptibilidad la obtuvieron mediante la suma los dos índices de cada unidad. Al objeto de combinarlos digitalizaron la región en cuadrículas de 5x5 m y asignaron a cada una su valor correspondiente de disgregabilidad y piezometría, de manera que la susceptibilidad se obtiene de forma automática por suma de cada par de valores. La figura 4.24 muestra el resultado final del proceso. Esta cartografía es muy similar a la presentada por Chacón *et al.* (1988) para la misma zona.

Unidad geológica	Clasificación cualitativa	Valor asignado
Triásico y Jurásico	Mínima	0
Mioceno / Plioceno	Muy baja	1
Formación Pinos-Genil	Baja	2
Plioceno Superior, Pleistoceno, Formación Zubia, depósitos de ladera	Media	3
Formación Alhambra (Pleistoceno)	Media-Alta	4
Formación Vega Alta (Holoceno)	Alta	5
Formación Vega Baja (Holoceno)	Máxima	6

Tabla 4.11. Clasificación de los materiales de la Vega de Granada en función de su grado de disgregabilidad (Pascual *et al.*, 1994).

Profundidad del nivel freático (m)	0-3	3-6	6-9	9-12	> 12
Valor asignado	4	3	2	1	0

Tabla 4.12. Grados de susceptibilidad según la profundidad del nivel freático en la Vega de Granada (Pascual *et al.*, 1994).

Tipo	Topografía	Potencialidad de licuefacción
A	Lechos de ríos antiguos y actuales, áreas palustres, rellenos, áreas bajas interdunas	Licuefacción probable
B	Abanicos, dunas, llanuras de inundación, playas, otras llanuras	Licuefacción posible
C	Terrazas, colinas, montañas	Licuefacción no probable

Tabla 4.13. Criterios topográfico-geomorfológicos para la clasificación de la susceptibilidad a licuefacción (Iwasaki *et al.*, 1982, en Youd, 1991).

Iwasaki *et al.* (1982, en Youd, 1991) y Wakamatsu (1992, en TC4, 1993) han propuesto clasificaciones similares en base a la numerosa información histórica sobre licuefacción existente en Japón. La clasificación propuesta por Iwasaki y otros se diferencia respecto de la anterior en que considera elementos de tipo geomorfológico (tabla 4.13).

Como en el caso de las zonificaciones sísmicas basadas en información geológica, estos criterios presentan como principal atractivo el basarse en información muchas veces disponible y tratarse de métodos fáciles y rápidos de aplicar, lo que explica su amplio uso en zonificación. El inconveniente señalado, la falta de relación unívoca entre geología y geotecnia, constituye su principal limitación.

5.4.3. Criterios geotécnicos.

En ellos se utiliza la información geotécnica como medio de establecer la susceptibilidad del suelo a licuar. Estos criterios constituyen el criterio más fiable para realizar una zonificación. Sin embargo, dado que requieren medidas *in situ* son mucho más costosos, sobre todo cuando se aplican para estudiar grandes áreas.

De acuerdo con Glaser y Chung (1995) hay dos conjuntos de métodos para estudiar la susceptibilidad del suelo: métodos penetrativos y no penetrativos. Los primeros se realizan en sondeos y los segundos no requieren perforar el terreno. Estos métodos se pueden reagrupar según que en ellos se mida la resistencia a la penetración (métodos penetrativos, fundamentalmente SPT y CPT) o la velocidad de propagación de ondas en el medio. Existen otros métodos pero aún se utilizan poco con vistas a zonificación. En Glaser y Chung (1995) se realiza una descripción detallada de todos ellos.

5.4.3.1. Métodos de evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción basados en el ensayo SPT.

Por su fácil realización y la correlación que tiene con numerosos parámetros del suelo, este ensayo constituye una de las pruebas más extendidas en las labores de reconocimiento geotécnico.

Seed e Idriss (1971) propusieron el denominado *Método Simplificado* para evaluar el potencial a licuar de un suelo. En este método se estima de una parte la carga sísmica o Razón de Esfuerzos Cíclicos (CSR) aplicada por el terremoto y se compara con el esfuerzo cíclico máximo que el suelo puede resistir (CSR_{crit}). El suelo licuará si $CSR \geq CSR_{crit}$.

La carga aplicada por el terremoto viene dada por la expresión:

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma_o} \right)_{M=7.5} = 0.65 \frac{a}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d \quad (4.17)$$

donde a es la aceleración máxima debida al terremoto, g es la aceleración de la gravedad, σ_v es la presión vertical en el punto, σ_v' es la presión vertical efectiva, y r_d es un factor de reducción de esfuerzos por la profundidad y la rigidez del suelo.

La capacidad del suelo viene dada en función del valor corregido del ensayo SPT ó $(N_1)_{60}$. Seed e Idriss (1982) presentaron una correlación empírica entre el valor de $(N_1)_{60}$ y CSR_{crit} basada en casos históricos de terremotos donde hubo/no hubo licuefacción (fig. 4.25). La licuefacción ocurre cuando representado el par $(CSR, (N_1)_{60})$, el punto se sitúa sobre la línea de la figura. Esta línea se ha establecido para terremotos de magnitud 7.5; para magnitudes diferentes se multiplica el valor de CSR por el coeficiente de magnitud apropiado (tabla 4.14).

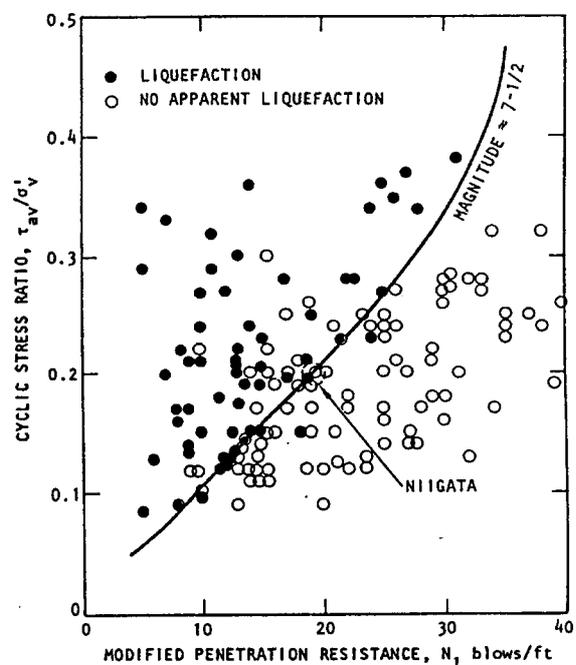


Figura 4.25. Relación entre la resistencia a la penetración modificada y la ocurrencia de licuefacción en arenas para terremotos de magnitud 7.5 (Seed e Idriss, 1982).

Magnitud	Seed e Idriss	Ambrasseys	Loertscher y Youd
8.5	0.89	0.44	0.62
7.5	1.00	1.00	1.00
6.5	1.19	1.69	1.88
5.5	1.43	2.86	4.46

Tabla 4.14. Factores de escala por magnitud según diversos autores (datos extraídos de Glaser y Chung, 1995).

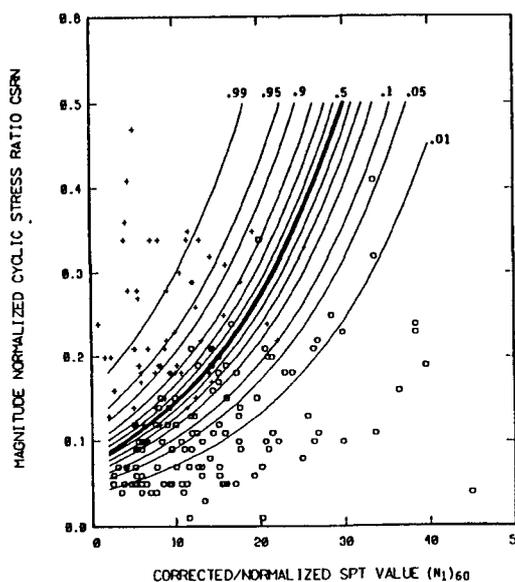
Hay tres limitaciones en este método: la figura 4.25 se ha construido en base a datos con ausencia de esfuerzos de cizalla estáticos iniciales, para presiones de confinamiento máximas de 150 KPa y con arenas finas cuyo contenido en finos es inferior al 5% (Finn, 1991b).

Para corregir la primera limitación, Finn (1991b) propone aplicar un factor corrector K_α , función de la razón de esfuerzos iniciales de cizalla ($\alpha = \tau/\sigma'_v$), al CSR_{crit} de la arena. Para presiones de confinamiento superiores a 100-150 KPa propone aplicar también un factor corrector, K_σ . Con respecto al contenido en finos, Seed e Idriss (1982) modificaron el valor de $(N_1)_{60}$ en función del contenido en finos. Originariamente incrementaron dicho valor en 7.5 unidades para aquellas arenas cuyo $D_{50} < 0.15$ mm. Seed (1988) recomienda corregir el SPT de arenas limosas y limos con igual densidad relativa a un valor equivalente de arenas limpias mediante la adición de los coeficientes de la tabla 4.15. Ello permite aplicar directamente la curva de la figura 4.30.

Contenido en finos	10%	25%	50%	75%
$(\Delta N_1)_{60}$	1	2	4	5

Tabla 4.15. Corrección del SPT corregido por el contenido en finos (Seed, 1988).

Figura 4.26. Curvas de isoprobabilidad de licuefacción en arena limpia (Liao *et al.*, 1988). Las cruces representan licuefacción mientras que los círculos son casos donde no hubo.



Liao *et al.* (1988) han realizado un análisis estadístico de los datos de Seed e Idriss, a los que adjuntaron otros nuevos. Sus resultados reflejan que hay un comportamiento estadístico diferenciado entre muestras con más del 12% en finos y muestras con menos. En dicho análisis consideraron que la línea de la figura 4.25 es de naturaleza estadística, es decir, no es una separación dicotómica sino

probabilística: tal y como lo propusieron Seed e Idriss, el método simplificado es binario, hay o no hay licuefacción, sin embargo en la misma figura se observa que hay observaciones sin licuefacción en el campo de licuefacción y viceversa. Esta naturaleza estadística del límite de campos les permitió definir curvas de isoprobabilidad de licuefacción para arenas finas (fig. 4.26).

Un método muy utilizado en Japón es el propuesto en su Código de Diseño de Puentes (Iwasaki *et al.*, 1978, en Ishihara y Yasuda, 1991). Como en el método simplificado, considera la capacidad del suelo y el esfuerzo de cizalla aplicado por el terremoto (expresado como una función de la aceleración pico). La capacidad del suelo se estima por medio de las siguientes relaciones:

$$\frac{\tau_{\max,l}}{\sigma_v'} \begin{cases} = 0.0676\sqrt{N_1} + 0.19 & (0.02mm \leq D_{50} < 0.05mm) \\ = 0.0676\sqrt{N_1} + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) & (0.05mm \leq D_{50} < 0.6mm) \\ = 0.0676\sqrt{N_1} - 0.05 & (0.6mm \leq D_{50} < 2.0mm) \end{cases} \quad (4.18)$$

donde D_{50} es el tamaño medio de grano en milímetros y N_1 es el valor del ensayo SPT corregido por la presión efectiva confinante ($N_1 = N \cdot (1.7/(\sigma_v' + 0.7))$), con σ_v' expresada en kg/cm^2). La carga sísmica viene dada por:

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma_v'} = \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d \quad (4.19)$$

donde σ_v es la presión vertical total, σ_v' es la presión vertical efectiva, a_{\max} es la aceleración máxima estimada en superficie en cm/s^2 , g es la aceleración de la gravedad y $r_d = 1 - 0.015z$, donde z es la profundidad en metros, y representa un factor de reducción por la profundidad y rigidez del suelo.

Dividiendo las expresiones 4.18 por la 4.19 se obtiene el factor de seguridad F_L . El suelo licuará para F_L menores que 1. Cuando se realiza un análisis se calcula el factor de seguridad para diversas profundidades de la columna de suelo y el factor de seguridad global de toda la columna se obtiene como (Iwasaki *et al.*, 1982, en TC4, 1993):

$$P_L = \int_0^{20} (10 - 0.5Z) F(Z) dZ \quad (4.20)$$

donde: $F(Z) = (1 - F_L)$ si $F_L < 1.0$ y $F(Z) = 0$ si $F_L \geq 1.0$, y Z es la profundidad en metros. De acuerdo con la anterior expresión, se considera que puede producirse licuefacción hasta profundidades de 20 metros. Este factor P_L está correlacionado con los daños causados por licuefacción y representa la susceptibilidad global del suelo: $P_L > 15$: Susceptibilidad muy alta; $15 \geq P_L > 5$: Susceptibilidad alta; $5 \geq P_L > 0$: Susceptibilidad baja; $P_L = 0$: Susceptibilidad muy baja. Como en el método simplificado, la capacidad del suelo se obtiene por medio de criterios puramente empíricos.

Existe además otros métodos menos extendidos que utilizan el ensayo SPT (Cao y Law, 1991; Law *et al.*, 1990; Taiping *et al.*, 1984; Yegian y Whitman, 1978; entre otros) y ofrecen resultados comparables. Como quiera que estos métodos utilizan el *método simplificado* para calibrar sus resultados, resulta más práctico utilizar este último directamente (Glaser y Chung, 1995).

5.4.3.2. Métodos de evaluación de la capacidad a la licuefacción basados en el ensayo CPT.

El ensayo CPT ofrece numerosa información acerca de la variación de la estratigrafía y una medida/estimación de muchas propiedades de interés en geotecnia y análisis dinámico de suelos.

Hasta la fecha hay pocos datos de medida de la resistencia a la penetración q_c en puntos donde ha ocurrido licuefacción. Sin embargo abundan las correlaciones entre este ensayo y el SPT (Robertson y Campanella, 1983). En base a ella la figura 4.30 se puede modificar y convertir en otra que refleje la relación q_c frente a CSR. Para ello es preciso normalizar la resistencia en punta q_c por la presión de confinamiento y referirla a una presión vertical efectiva de 100 kPa/cm² (Faccioli *et al.*, 1993):

$$q_{cI} = q_c C_p = q_c \left(\frac{100}{\sigma_v'} \right) \quad (4.21)$$

donde σ_v' es la presión vertical efectiva (en kPa). Una vez normalizado se puede transformar el eje de la figura 4.25 multiplicando el eje por el factor $q_{cI}/(N_1)_{60}$ determinado en la región. La posición de la curva obtenida se modificará de acuerdo con los factores de la tabla 4.14 al objeto de considerar terremotos de magnitud diferente a 7.5.

5.4.3.3. Métodos de evaluación de la capacidad a la licuefacción basados en la velocidad de cizalla.

La velocidad de cizalla es función de muchos de los parámetros que controlan la capacidad del suelo a licuefacción: índice de vacíos, presión confinante, edad, historia de deformaciones, etc. Es por ello que resulta un parámetro prometedor en este tipo de estudios. Además, presenta la ventaja de poder estudiar suelos difíciles de ensayar como son las gravas.

La velocidad de cizalla es función del índice de vacíos y de la presión confinante. Para una arena con índice de vacíos constante (misma densidad) su velocidad V_s se incrementará con la profundidad. En consecuencia para correlacionar V_s con el CSR_{crit} es necesario normalizar V_s por la presión confinante, de forma similar a como se hace para el SPT y el CPT (Finn, 1991b):

$$V_{sl} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}'} \right)^{0.25} \quad (4.22)$$

donde P_a es la presión atmosférica y σ_{vo}' es la presión confinante efectiva inicial expresada en las mismas unidades que P_a . Una vez que la velocidad ha sido normalizada se utiliza el gráfico V_{sl} -CSR de la figura 4.27 para determinar el campo en el que se sitúa el punto estudiado. Como en casos anteriores, esta línea se modifica de acuerdo con la magnitud del terremoto por medio de los coeficientes de la tabla 4.14.

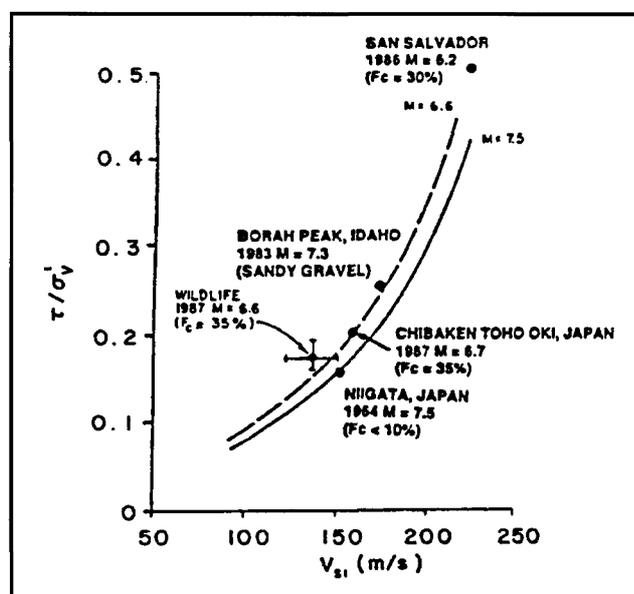


Figura 4.27. Relación entre la velocidad de cizalla del suelo y la ocurrencia de licuefacción (Finn, 1991b).

5.4.4. Métodos para el estudio de la Oportunidad y Potencialidad de licuefacción.

La oportunidad de licuefacción representa la probabilidad de ocurrir aceleraciones suficientemente altas como para exceder la resistencia del suelo. En consecuencia, el dato de trabajo suele ser típicamente la aceleración, elemento que por otra parte es, junto con la intensidad, el utilizado en los análisis de peligrosidad sísmica.

Aunque una vez que se ha realizado un análisis geotécnico de la susceptibilidad a licuefacción resulta fácil realizar también mapas de oportunidad y de potencialidad, no son frecuentes los ejemplos en la literatura. La combinación de los criterios simplificado o del código de construcción japonés, que ofrecen un valor de aceleración, con métodos estándar de peligrosidad sísmica permite calcular de forma fácil la oportunidad a licuefacción. A continuación se presentan tres métodos, cada uno con su

forma particular de integrar estos métodos en el cálculo de la peligrosidad sísmica.

Atkinson *et al.* (1984) y Finn (1988b) han desarrollado un método para calcular la oportunidad y la potencialidad de licuefacción que combina el método zonificado de Cornell (1968) de cálculo de peligrosidad sísmica con el método simplificado de Seed e Idriss (1971). En este método la curva de la figura 4.25 se linealiza y transforma en un haz de rectas de acuerdo con la expresión:

$$CSR_{crit} = (N_1)_{60} / (12.9M - 15.7) \quad (4.23)$$

donde M es la magnitud del terremoto. Conocida la capacidad del suelo, se puede calcular la aceleración mínima (a_{crit}) requerida para que ocurra licuefacción por medio de la ecuación 4.18 ($CSR = CSR_{crit}$). Con ambos datos, M y a_{crit} , y el método zonificado de Cornell calculan la probabilidad de ocurrencia de tal aceleración para terremotos con magnitud $M < m \leq M_{max}$ siendo M_{max} la magnitud máxima capaz de generar cada fuente sísmica. El resultado es la oportunidad sísmica de licuefacción.

Como por medio de las expresiones 4.17 y 4.23 existe una relación funcional entre aceleración y $(N_1)_{60}$, se puede utilizar este parámetro en lugar de la aceleración en el algoritmo de cálculo de la peligrosidad sísmica, de manera que el resultado en lugar de estar expresado con la clásica curva aceleración-períodos de retorno (o probabilidad de excedencia) se puede ofrecer en función del ensayo SPT. Un ejemplo de aplicación de este método en el área de la Vega Baja se presenta en la figura 4.28.

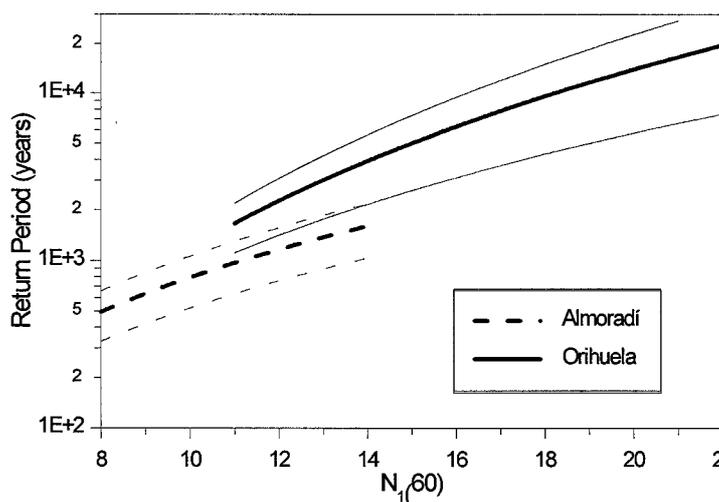


Figura 4.28. Oportunidad a la licuefacción en dos puntos de la Vega del río Segura (Delgado *et al.*, 1996). Se incluye la incertidumbre en la estimación de dicha oportunidad (líneas finas).

Otro método es el propuesto por Youd y Perkins (1987), basado en el índice LSI. En tal trabajo establecen una relación funcional entre magnitud, LSI y distancia, de manera que al calcular la peligrosidad sísmica el parámetro de estudio es el índice LSI y no la aceleración (fig. 4.29). Dado que el índice está relacionado con el desplazamiento horizontal del suelo ocasionado por la licuefacción, constituye una medida más directa de los posibles daños causados por el fenómeno, más aún que el conocer si va a ocurrir o no, ya que es posible que ocurra licuefacción y no haya daños.

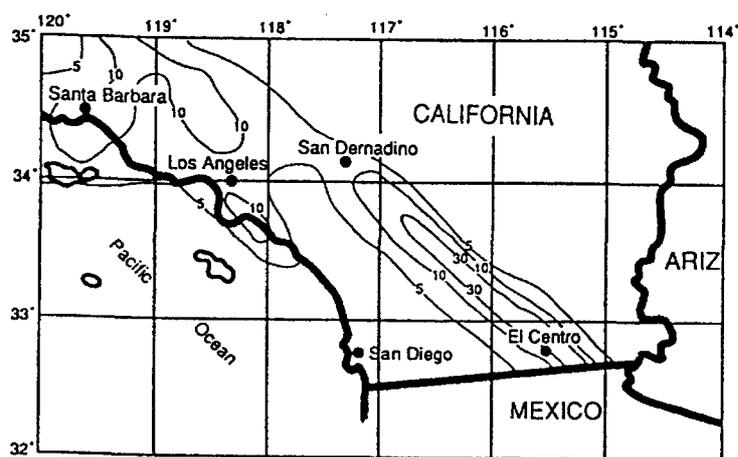


Figura 4.29. Oportunidad a la licuefacción en el S de California: contornos con el 10% de probabilidad de ser excedido un Índice de Severidad de la Licuefacción en 50 años (Youd y Perkins, 1987).

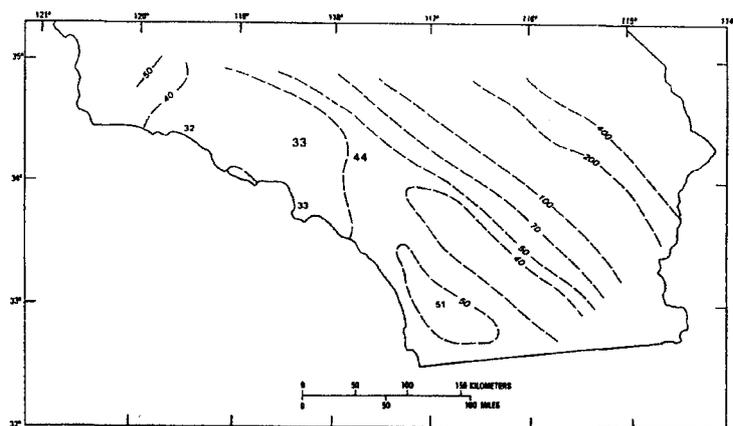


Figura 4.30. Período de retorno (en años) de la licuefacción en el S de California (Tinsley *et al.*, 1985).

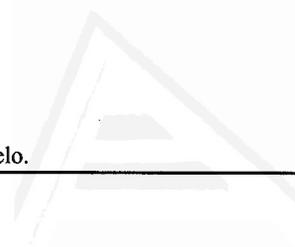
Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

Finalmente, otro método es el utilizado por Tinsley *et al.* (1985) en la región de Los Ángeles. Estos autores utilizan la información histórica de licuefacción (distancia de puntos donde hubo licuefacción a la fuente del terremoto) para determinar la distancia crítica a partir de la cual no se produce (documenta) la licuefacción. Esta distancia crítica, junto con las fuentes sísmicas definidas por otros autores en las proximidades a Los Ángeles y junto con un criterio geométrico para contabilizar la aportación individual de cada fuente, es utilizada para determinar el período de retorno de licuefacción en la región (fig. 4.30). Si se compara este mapa con el de la figura 4.29 se observa que la morfología de las curvas es similar, aunque cada una refleja información diferente.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

**CAPÍTULO V:
METODOLOGÍA**

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

1. METODOLOGÍA PARA LA ZONIFICACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN DE LA VEGA BAJA.

Atendiendo al orden de los objetivos planteados para la presente investigación, el primero de ellos era analizar la susceptibilidad a la licuefacción del suelo. Como ya se comentó en otros capítulos, hay información histórica que señala la ocurrencia de este fenómeno como consecuencia del terremoto de Torrevieja de 1829.

Como se puso de manifiesto en el capítulo IV, existen diversas metodologías para realizar la zonificación de la susceptibilidad a la licuefacción del suelo. Básicamente éstas se basaban en criterios históricos, geológicos y/o geotécnicos. Aunque hay datos históricos de licuefacción en el área, esta información procede de tan sólo 2 eventos, Torrevieja (1829) y Jacarilla (1919), número excesivamente reducido de datos. La zonificación que se realice no puede basarse realmente en ellos, sino que éstos van a servir como complemento de los otros tipos de información.

Por lo que respecta a los criterios geológicos, estos son muy útiles cuando se pretende estudiar una región de gran extensión y, a cambio, pierden resolución por cuanto generalizan las características del suelo y no cuantifican su resistencia. Considerando el caso particular de la Vega Baja, los criterios geológicos resultan poco prácticos por cuanto en ella, de acuerdo con la geología de superficie, sólo es posible diferenciar dos áreas con diferente susceptibilidad: la zona próxima al canal, de susceptibilidad alta, y la llanura de inundación del río, de susceptibilidad moderada a alta. Dada esta poca resolución se ha considerado más conveniente realizar una zonificación cuya base sea la caracterización geotécnica de los materiales. Como quiera que la información geotécnica es limitada (ver capítulo III), se combinará con los datos geológicos e históricos para así mejorar la delimitación de áreas.

La metodología seguida para la zonificación de la susceptibilidad a la licuefacción de la Vega viene representada en la figura 5.1. Dado que el análisis requiere conjuntar campos muy diferentes entre sí, se ha dividido el estudio a partir del cual se determinará la susceptibilidad del suelo en tres bloques o elementos:

1. El fenómeno sísmico: determina la localización y tamaño de los terremotos que pueden afectar a la zona de estudio y, por tanto, los esfuerzos que sufrirá el suelo y causarán la licuefacción.
2. El elemento geológico-geotécnico: por el cual se identifican los materiales presentes en la región y su resistencia a la licuefacción.
3. El factor agua o parte hidrogeológica, que informa de la presencia y profundidad del agua en la zona de estudio, condición sin la cual no puede ocurrir el fenómeno.

El tratamiento de los diversos problemas relacionados con cada uno de estos elementos se ha

hecho en sucesivas fases, de manera que en cada una de ellas se van cubriendo etapas con objeto de adaptar la información de partida a la verdaderamente requerida para analizar la susceptibilidad a la licuefacción. Estas fases, con carácter general, han consistido en una primera etapa de *obtención de los datos básicos* o mínimos necesarios para comenzar la investigación. En una segunda etapa se *preprocesa* esta información de base y adapta a las necesidades del problema. Hecho ésto, se *procesa* o analiza la susceptibilidad del suelo de la Vega a la licuefacción. De este análisis resulta numerosa información cuya conjunción con los datos geológicos da lugar a la definición de áreas de igual susceptibilidad a la licuefacción. Finalmente, la definición de estas áreas de licuefacción, o zonificación preliminar, se ve completada por la información histórica existente (terremoto de Torrevieja), tras lo cual finaliza el procesado de los datos y resulta la zonificación del área de estudio.

A continuación se describen las fases del estudio señaladas en la figura 5.1. Dado que el preprocesado es diferente para cada elemento parece oportuno describir separadamente cada uno de ellos.

1.1. Determinación de la carga sísmica.

En este apartado se trata de determinar la carga sísmica que el terremoto aplicará sobre el suelo y que es la causante directa de que ocurra licuefacción.

1.1.1. Localización y tamaño de los terremotos.

El objetivo principal de este elemento es determinar los parámetros sísmicos del problema: la localización y tamaño de los eventos así como su amplitud (aceleración máxima). Los datos básicos para realizar este análisis se presentaron en el capítulo II de esta memoria, en el que se puso de manifiesto que la sismicidad destructiva de la región ha ocurrido siempre en siglos pasados. Los datos aportados en dicho capítulo ponen de manifiesto que:

1. El área sísmicamente más energética (que ha producido terremotos más grandes, $I_0 = IX-X$, y en mayor número) es el propio entorno de la Vega Baja y Torrevieja (ver figs. 2.7 y 2.8 y tabla 2.2). En ella diversos autores han identificado, además, varias fallas tectónicamente activas.
2. En el N de la provincia de Alicante y S de la de Valencia ha existido una importante sismicidad histórica destructiva ($I_0 = VIII-IX$ en la escala MSK).
3. En el S y E de la provincia de Murcia y en el NE de la de Almería hubo también sismicidad histórica importante ($I_0 = VIII-IX$) y además los datos de tectónica activa ponen de manifiesto que se trata del área tectónicamente más activa del SE peninsular (aunque su sismicidad sea menor).

De los anteriores datos resulta necesario considerar dos tipos de área fuente de terremotos

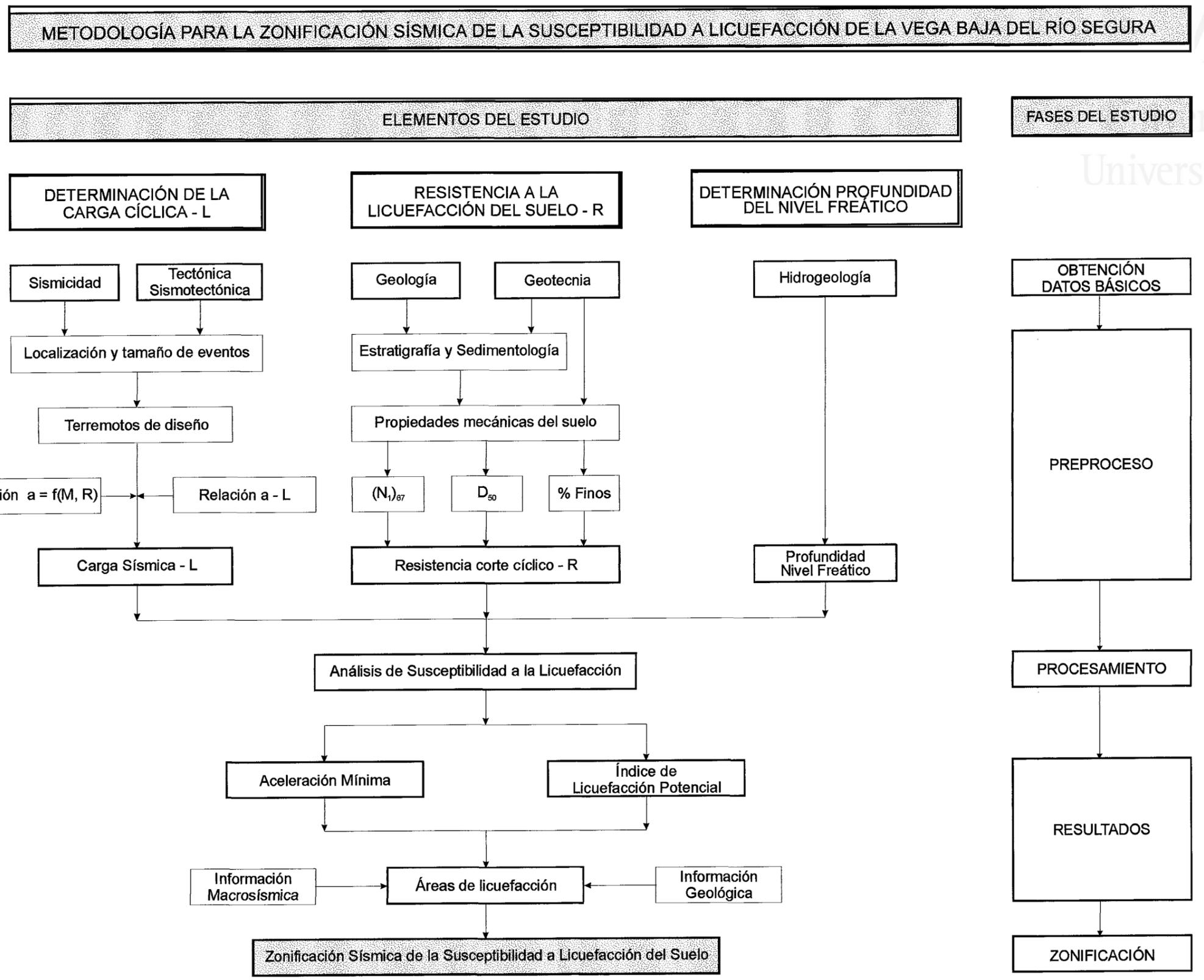


Figura 5.1.

potencialmente destructivos que pueden incidir sobre la Vega (ver en la fig. 5.2 su localización):

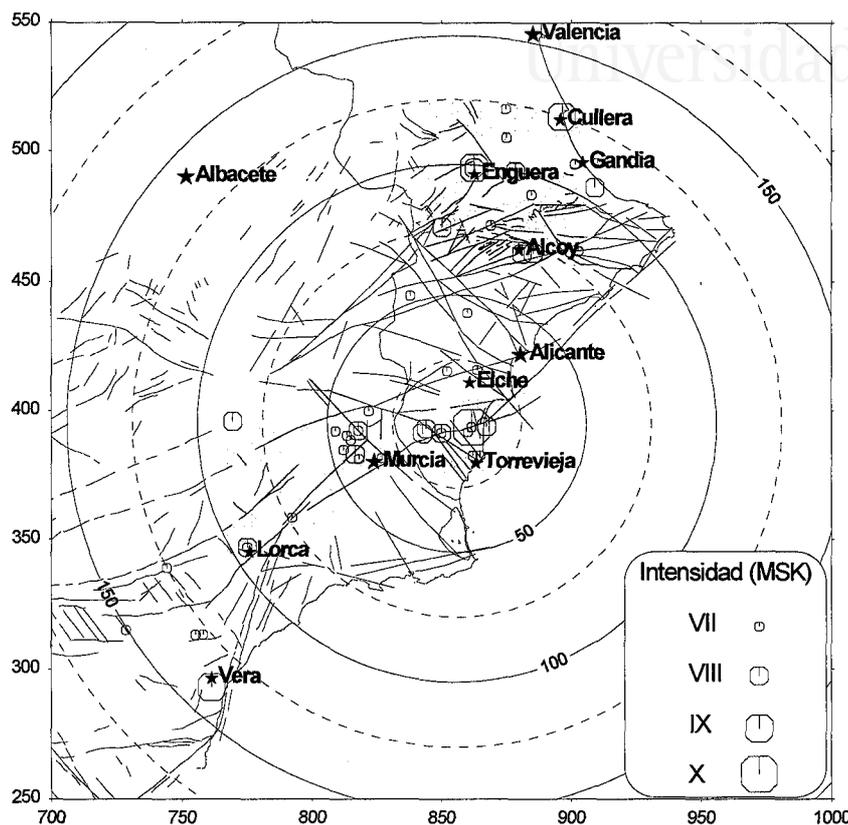


Figura 5.2. Localización geográfica de las zonas sísmicamente más activas que pueden afectar a la zona de estudio (en sombreado). Los círculos representan distancia en km respecto de Almoradí.

1. Áreas muy próximas con capacidad para generar terremotos de gran tamaño (magnitud alta): se trataría de la propia Vega y de Torrevieja. En ella el terremoto de mayor tamaño conocido en la historia sísmica de la región (aproximadamente 500 años) tiene una intensidad de grado X ($m_b \approx 6.1-6.7$; ver tablas 2.2 y 2.9). En esta zona ha ocurrido uno de los terremotos de mayor magnitud sufridos en la península en el presente siglo (Jacarilla, 1919, $I_o = VIII$, $m_b = 5.2$).

2. Áreas algo más alejadas y con menor actividad que la anterior: las zonas de Enguera-Alcoy (65-125 km) y del Medio Segura-Murcia-Lorca (30-100 km). La primera de ellas ha llegado a producir eventos de intensidad IX ($m_b \approx 5.4-6.0$; tablas 2.2 y 2.9); para la segunda zona el terremoto máximo conocido tiene intensidad VIII ($m_b = 5.1$; Mezcua y Martínez Solares, 1983), habiendo ocurrido eventos de este tamaño en el presente siglo (Cehegín, 1948, $I_o = VIII$, $m_b = 5.0$; Mezcua y Martínez Solares, 1983).

Evento	Distancia (km)	Magnitud (m_b)	Aceleración (cm/s^2)
1 - Fuente próxima	< 25	6.1- 6.7	400 (0.408 g)
2 - Fuente próxima	< 25	\approx 5.0	68.7 (0.070 g)
3 - Fuente intermedia	75	\approx 6.0	39.2 (0.040 g)
4 - Fuente intermedia	40	\approx 6.0	78.5 (0.080 g)

Tabla 5.1. Parámetros sísmicos de los terremotos de diseño considerados en el presente estudio.

Las anteriores consideraciones constituyen la base para definir el tamaño y localización de los eventos que se van a considerar en el análisis (tabla 5.1). Las aceleraciones reflejadas en dicha tabla se han obtenido a partir de la ley de Martín Martín (1984; expresión 4.15)

1.1.2. Carga cíclica L.

Una vez que se han definido las características de los terremotos de diseño, es necesario traducir la magnitud expresada en la tabla 5.1 a esfuerzos cíclicos (sismoinducidos). Esto se ha hecho por medio de la expresión 4.15 ó ley de atenuación para el SE de la Península (Martín Martín, 1984). Conviene señalar que en el análisis que se realizará se ha considerado que la aceleración es igual para todos los puntos, de manera que no se puede hablar de un foco o fuente situada en un punto en concreto del área de estudio.

Diversos autores han propuesto relaciones entre la aceleración máxima del terremoto y los esfuerzos cortantes o de cizalla que el terremoto aplica sobre el suelo. Probablemente las expresiones más conocidas sean las propuestas por Seed e Idriss (1971), ecuación 4.17, y por Iwasaki (1978, en Ishihara y Yasuda, 1991), ecuación 4.19. Ambas expresiones son idénticas y se diferencian tan sólo por una constante (en la propuesta por Seed e Idriss, 1971). En nuestro caso y por consistencia con el método de medida de la capacidad a la licuefacción que se va a utilizar, el descrito en el Código japonés, se empleará la expresión 4.19.

1.2. Capacidad de licuefacción del suelo.

Este apartado se centra en el problema de identificar la distribución geográfica de los materiales susceptibles de licuar y en determinar sus propiedades al objeto de calcular su capacidad.

1.2.1. Estratigrafía y sedimentología de la Vega.

Los datos de base de este apartado se presentaron en el capítulo III de esta memoria. De acuerdo con ellos el relleno superficial de la Vega Baja se puede dividir en tres unidades (superficial,

de arcillas blandas e intermedia), cada una con propiedades muy contrastadas de la supra e infrayacente. Por su posición y naturaleza, sólo los materiales de la Unidad Superficial revisten interés para el presente análisis. Las otras no son susceptibles bien por su naturaleza arcillosa o bien por encontrarse a profundidades tales que no es posible que ocurra licuefacción (profundidades mayores que 15-20 m).

La Unidad Superficial está constituida por una alternancia de niveles arcillosos y limosos con otros limo-arenosos y arenosos. Los medios de depósito de estos materiales son idénticos a los que actualmente existen en la Vega: un curso fluvial, rodeado de una amplia llanura de inundación, que va a desembocar al mar. Los niveles más arenosos corresponden a las zonas de canal (paleo-Segura), mientras que los arcillosos son las típicas facies de llanura de inundación (laminación horizontal con presencia de gasterópodos, huellas de raíces, etc.).

En las figuras 3.5b y 3.5c se presentaron sendos cortes NW-SE y E-W a través de la Vega. En ellos se pone de manifiesto que la mayor abundancia de arena tiene lugar en la posición actual del canal del río mientras que hacia el N de la Vega (área de Catral-Dolores) los niveles de arena limosa son cada vez menos potentes y predomina el limo arenoso (ver sondeos en el Anejo I). Esta mayor abundancia de la arena limosa y fina en el S de la zona estudiada está relacionada con la posición actual del canal del río (o tal vez varios canales en el pasado), que a la luz de los sondeos disponibles parece haber migrado de forma natural la mayor parte del tiempo por la mitad S de la Vega. El interior de la Vega (zona al N del canal del río) sería un área palustre que recibiría aportes detríticos en las periódicas avenidas del río (muy frecuentes por otra parte), lo que explica el predominio del limo (arenoso) sobre la arena, aunque es también posible que en algún momento el canal del río o algún canal secundario del mismo discurriera por esta zona. En este sentido, la figura 3.3, en la que se representaban las áreas de marjal o pantanosas, la huerta (o llanura de inundación no pantanosa) y la posición del río (idéntica a la actual) ayuda mucho a comprender esta distribución de granulometrías.

En los sondeos realizados en el sector comprendido entre San Fulgencio y Guardamar (P5, S-GUA y AG10) se ha encontrado fundamentalmente arena limosa con restos de algas que indican un medio marino somero próximo a la línea de costa (zonas sublitoral y de batida - *shoreface* y *foreshore*). Esta zona, también conocida como *Alto de la arena*, constituye el tercer medio sedimentario presente en la zona de estudio, aunque sólo es reconocible por datos de subsuelo. Su tránsito a los medios continentales es difícil de delimitar dada la parquedad de datos, pero es claro que en algún momento de la historia geológica reciente debió situarse al menos entre San Fulgencio (penetración dinámica SD-10), la sierra del Molar (penetraciones SD11, B-SF9 y B-SF10) y el sondeo P5 y que la progradación de los medios continentales ha retirado la costa hasta su posición actual, reemplazando parcialmente los sedimentos costeros por otros continentales y/o acumulando limos y arcillas sobre ellos. Dada la baja cota de toda la zona es muy posible que también las zonas palustres tuvieran en determinados momentos de su historia geológica influencia marina (lagunas costeras), consecuencia de las oscilaciones eustáticas ocurridas durante el Holoceno.

1.2.2. Propiedades mecánicas del suelo. Esfuerzo cíclico máximo R .

Existen varios métodos para determinar la resistencia del suelo al corte cíclico. Entre los más empleados encontramos el *Método simplificado* de Seed e Idriss (1971) y el recomendado por Iwasaki et al. (1978, en Ishihara y Yasuda, 1991), siendo, como en el caso de la carga cíclica, comparables los resultados de ambos. Para el presente trabajo se ha decidido aplicar el segundo de ellos. Ello es debido a que en él se tiene en consideración, de forma bastante clara, los factores que directamente controlan la capacidad del suelo (densidad relativa, granulometría y contenido en finos) y, además, contempla el efecto del espesor de la capa potencialmente licuable en la severidad del fenómeno mediante el denominado *Índice de Licuefacción Potencial* (P_L), tanto en su manifestación externa (cuanto mayor es el índice más probable es que el fenómeno se manifieste en superficie) como en su posible incidencia en las construcciones (en capas de arena poco potentes nunca podrán resultar índices altos y, en consecuencia, los posibles efectos sobre las construcciones serán pequeños o nulos).

El método aplicado requiere calcular la carga aplicada por el terremoto (ver apartado anterior) y la capacidad del suelo. Para calcular esta última se ha considerado la versión modificada del método (TC4, 1993) y no la original, presentada en el capítulo anterior. De acuerdo con los resultados de Tatsuoka (1981, en Yasuda y Wakamatsu, 1993), el método original subestimaba la resistencia del suelo, por ello en la nueva versión del método (Japan Road Association, 1991, en TC4, 1993) se introduce un factor específicamente para tener en cuenta el contenido en finos. En el nuevo método la capacidad del suelo R es la suma de tres sumandos:

$$R = R_1 + R_2 + R_3 \quad (5.1)$$

donde:

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N_j}{\sigma_v' + 0.7}} \quad (5.2)$$

$$R_2 \begin{cases} = 0.19 & (0.02mm \leq D_{50} < 0.05mm) \\ = 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) & (0.05mm \leq D_{50} < 0.6mm) \\ = -0.05 & (0.6mm \leq D_{50} < 2.0mm) \end{cases} \quad (5.3)$$

$$R_3 \begin{cases} = 0.0 & (0\% \leq FC \leq 40\%) \\ = 0.04FC - 0.16 & (40\% < FC \leq 100\%) \end{cases} \quad (5.4)$$

siendo σ_v' la presión vertical efectiva en kg/cm², N_j el resultado del ensayo SPT normalizado al 67% de energía (efectividad típica del ensayo en Japón; Seed *et al.*, 1985), D_{50} el diámetro medio y FC el contenido en finos. Estas expresiones son válidas para arenas con una densidad relativa inferior al 60%, por lo que se pueden utilizar con la arena de la Vega, de densidad relativa típica del 45%.

Calculado R se determina el factor de seguridad F_L como el cociente R/L , el cual determinará si el suelo licúa ($F_L \leq 1$) o no ($F_L > 1$). El efecto de la licuefacción sobre el conjunto de la columna de suelo, que también puede considerarse como el factor de seguridad global del suelo, se obtiene mediante el mencionado *Índice de Licuefacción Potencial* P_L (expresión 4.20). Como ya se señaló en el capítulo anterior, cuando el índice P_L es mayor que 15 la susceptibilidad a la licuefacción del suelo es muy alta y su efecto sobre el terreno (daños) puede ser muy importante (Iwasaki *et al.*, 1982, en TC4, 1993).

En la forma en que el índice de licuefacción potencial P_L está definido, éste integra tres de los parámetros básicos que controlan la capacidad del suelo a licuar considerando una columna de suelo de 20 m de espesor, es decir, que la licuefacción puede ocurrir hasta una profundidad máxima de 20 m. Revisando los diversos sondeos así como las penetraciones dinámicas disponibles (ver Anejo I), comprobamos que muchas de las penetraciones dinámicas y alguno de los sondeos finalizaron mucho antes de alcanzar tal profundidad. En consecuencia, si no adoptamos una medida para equiparar resultados, la interpretación de los índices resultantes dará lugar a una visión distorsionada de la realidad del problema. Con vistas a ello definimos el **Índice de Licuefacción Potencial Normalizado** NP_L como el resultado de dividir P_L por la profundidad máxima de investigación de acuerdo con la expresión:

$$NP_L = \frac{1}{x} \int_0^x (10 - 0.5Z)F(Z)dZ \quad (5.5)$$

donde x representa la profundidad máxima de investigación, Z la profundidad y F el valor del factor de seguridad F_L a la profundidad Z .

Es evidente que esta normalización no contrarresta la falta de información debida a la finalización *prematura* de los ensayos y sondeos, y en su lugar lo que realmente hace es promediar el índice P_L por la profundidad de investigación, de manera que al comparar índices normalizados estamos asumiendo que la parte desconocida del sondeo posee características similares a la conocida. Esto en un principio no es correcto, pero representa adoptar una postura conservativa por cuanto en todos los sondeos se observa que a profundidades mayores que 14-15 m la columna del suelo es frecuentemente arcillosa (comienza la Unidad de Arcillas Flojas) y, en aquellos puntos donde no lo

es (proximidades del río), los metros más profundos corresponden al propio substrato geotécnico de la Vega. En consecuencia en la mayoría de los casos se está incrementando la susceptibilidad del suelo: se está tratando la parte *desconocida* del sondeo, que mayoritariamente es arcillosa o substrato (no licuables), como los metros superficiales, donde abundan los niveles de arena limosa, limo arenoso y, en ocasiones, arena fina (sí licuables).

Este nuevo índice (así como el inicialmente propuesto por Iwasaki) podemos considerarlo como una medida cuantitativa de la susceptibilidad del suelo a la licuefacción.

De acuerdo con las expresiones 5.2 a 5.4, para el problema que estamos tratando se requieren tres parámetros del suelo: el ensayo de penetración (SPT), el diámetro de partícula medio D_{50} y el contenido en finos.

El ensayo de penetración N_j .

Dada la diversa procedencia de los informes geotécnicos utilizados, se dispone del resultado de ensayos de penetración dinámicos diferentes al SPT, típicamente de ensayos Borros y de un penetrómetro ligero SUNDA. Al objeto de incorporar tal información es necesario transformar sus valores de golpeo al número de golpes del ensayo SPT equivalentes.

Para la expresión 5.2 se requiere utilizar el resultado del ensayo SPT equivalente al de la práctica japonesa, que resulta ser algo más eficiente desde el punto de vista energético que la práctica americana o europea (67% de efectividad energética frente al 60%). Por otra parte, de acuerdo con las recomendaciones de Seed *et al.* (1985), es necesario tener en cuenta que en Japón el diámetro del sondeo donde se realiza el ensayo es menor que en el resto de los países y recomienda por ello introducir un nuevo factor corrector. Por todo ello, el valor del SPT a utilizar en la ecuación 5.2 se ha obtenido a partir de la expresión:

$$N_j = \frac{ER}{67} \frac{10}{9} N(SPT) \quad (5.6)$$

siendo ER la efectividad energética real del ensayo. En el caso de los ensayos Borros y SUNDA se ha considerado que esta efectividad es la teórica del 60%.

Diámetro medio y contenido en finos.

Los otros dos elementos que intervienen en la capacidad del suelo se determinan típicamente de la curva granulométrica del suelo. En determinadas ocasiones (informes antiguos y penetraciones dinámicas) resulta que no existen tal tipo de ensayos o que se realizaron en otras partes de la columna del suelo, pero que no tienen interés para este estudio (muestras arcillosas). Esto plantea un grave problema porque entonces es necesario recurrir a estimación de ambos parámetros.

Al objeto de estimar un valor lo más aproximado al real de ambos parámetros, dicha asignación se ha hecho considerando la descripción del geólogo y/o sondista que levantó la columna del sondeo, teniendo en cuenta los resultados de la prueba de penetración (en general valores anómalamente bajos son sinónimo de arcillas y/o limos) y las características granulométricas de sondeos próximos. Obviamente se tendrán en consideración los tres puntos cuando se trate de un sondeo y sólo los dos últimos para el caso de las penetraciones dinámicas.

1.3. Profundidad del nivel freático. Hidrogeología de la región.

Como último elemento necesario para realizar el análisis de susceptibilidad a la licuefacción se encuentra conocer la presencia/ausencia de agua en el suelo. Como ya se señaló en el capítulo III de esta memoria, la Vega Baja corresponde al acuífero detrítico ligado al río Segura. El acuífero, por las razones señaladas de poca explotación y alimentación asegurada por los excedentes de riego, se encuentra prácticamente a 1 ó 2 m de profundidad y no sufre apenas variación estacional en su cota piezométrica. Como se puede observar en la figura 3.19, esta profundidad es aproximadamente constante en el conjunto de la Vega y tan sólo en las proximidades al canal es algo mayor, lo cual es lógico si tenemos en cuenta que éste se encuentra ligeramente más elevado que su llanura de inundación.

En el análisis de susceptibilidad se utilizará la profundidad del nivel freático medida en el sondeo geotécnico. Como en algunos casos ésta no viene expresada, se considerará entonces la ofrecida por el mapa de la figura 3.19.

1.4. Análisis de la susceptibilidad a la licuefacción.

Una vez que se ha determinado la distribución geográfica de los materiales susceptibles de licuar así como su resistencia y la carga que los diversos terremotos considerados va a representar, estamos en condiciones de comenzar el análisis de la susceptibilidad a la licuefacción.

De acuerdo con el método escogido, un material licuará si el esfuerzo cíclico máximo que puede soportar R es menor que la carga aplicada L . Sin embargo, según Iwasaki *et al.* (1982, en TC4, 1993) las categorías de susceptibilidad vendrán realmente dadas no porque en un punto dado se cumpla la condición de licuefacción, sino porque en el conjunto de la columna de suelo el fenómeno tenga una cierta entidad. Es por ello que el parámetro de trabajo para el análisis de susceptibilidad sea realmente el índice de licuefacción potencial y que en base a él se divida el territorio en zonas de diferente susceptibilidad.

Por otra parte, como el análisis se va a realizar para diversos valores de aceleración pico, la extensión de las zonas donde ocurre licuefacción va a variar de un evento a otro. Por ello los resultados se presentaran atendiendo a dos parámetros: el índice de licuefacción potencial y la aceleración mínima

requerida para que la licuefacción ocurra. Estos dos últimos puntos son complementarios y ayudan a definir mejor las zonas de diferente susceptibilidad.

Como quiera que la zona de estudio representa unos 96 km² y la información geotécnica es limitada (apenas 60 sondeos), se establecerá una relación entre la distribución espacial de los anteriores índices y los medios sedimentarios presentes en la región, lo cual permite extrapolar el valor de los citados índices a zonas no cubiertas por la geotecnia.

Este método, aplicar primero criterios geotécnicos y después geológicos, permite cuantificar la capacidad de las zonas definidas en base a criterios geológicos.

Información histórica.

Como última etapa en el procesamiento de los datos, la incorporación de información histórica referente a licuefacción permite completar el análisis. De acuerdo con los datos disponibles, se deduce que hubo licuefacción como consecuencia de los terremotos de Torrevieja (1829) y Jacarilla (1919). Sin embargo, la menor magnitud de este último evento, así como el hecho de tener su foco fuera de la zona de estudio hace pensar que la licuefacción debió ocurrir en el área epicentral (Bigastro y Jacarilla), junto a Orihuela.

Estévez *et al.* (1994) y Alfaro (1995) han analizado los testigos recuperados en sondeos realizados en la Vega y encontrado estructuras sedimentarias que coinciden con las generadas durante la fluidificación y licuefacción de arenas. Ello representa un dato más de licuefacción. Sin embargo, estos datos se han obtenido en el seno de un proceso mecánico (la perforación del sondeo) que puede haber inducido muchas de las deformaciones observadas. En cualquier caso, tanto si las estructuras son sismoinducidas como si son debidas al proceso de la perforación, son indicativas de un material susceptible, que puede licuar. Los sondeos que ellos analizaron corresponden con los denominados S1 a S8, con los que se realizaron el corte de la figura 3.6b. Para profundidades comprendidas entre 0 y 20 m, todos los sondeos, excepto el S7, presentan indicios de licuefacción.

Con respecto al terremoto de Torrevieja, por su proximidad en el tiempo existe abundante información acerca de los daños y efectos, incluyendo la licuefacción, que causó (Larramendi, 1829; López Marinas, 1976; Rodríguez de la Torre, 1984), destacando por la fiabilidad de sus datos los informes elaborados por Larramendi (1829), acerca de la distribución de daños (tabla 5.2) y por el Obispo de Orihuela (Canales, 1984; Rodríguez de la Torre, 1984) sobre los trabajos de reconstrucción.

Esta documentación ha sido utilizada por numerosos investigadores para evaluar la intensidad sísmica en cada población (Galbis, 1932; López Casado *et al.*, 1992; López Marinas, 1976; Muñoz y Udías, 1991; Rodríguez de la Torre, 1984). La figura 5.3 presenta el mapa de isosistas de este terremoto (Muñoz y Udías, 1991). En él las intensidades más altas (IX-X, exceptuada Torrevieja) se encuentran en las proximidades al río: San Fulgencio, Rojales, Formentera, Benijófar, Almoradí, Daya Nueva, Puebla de Rocamora, San Bartolomé y Benejúzar (esta última localidad cambió de

emplazamiento tras la reconstrucción, pasando de encontrarse sobre el mismo canal del río, a 500 m al S del mismo; la situación de este núcleo no es, por tanto, correcta en el mapa de isosistas).

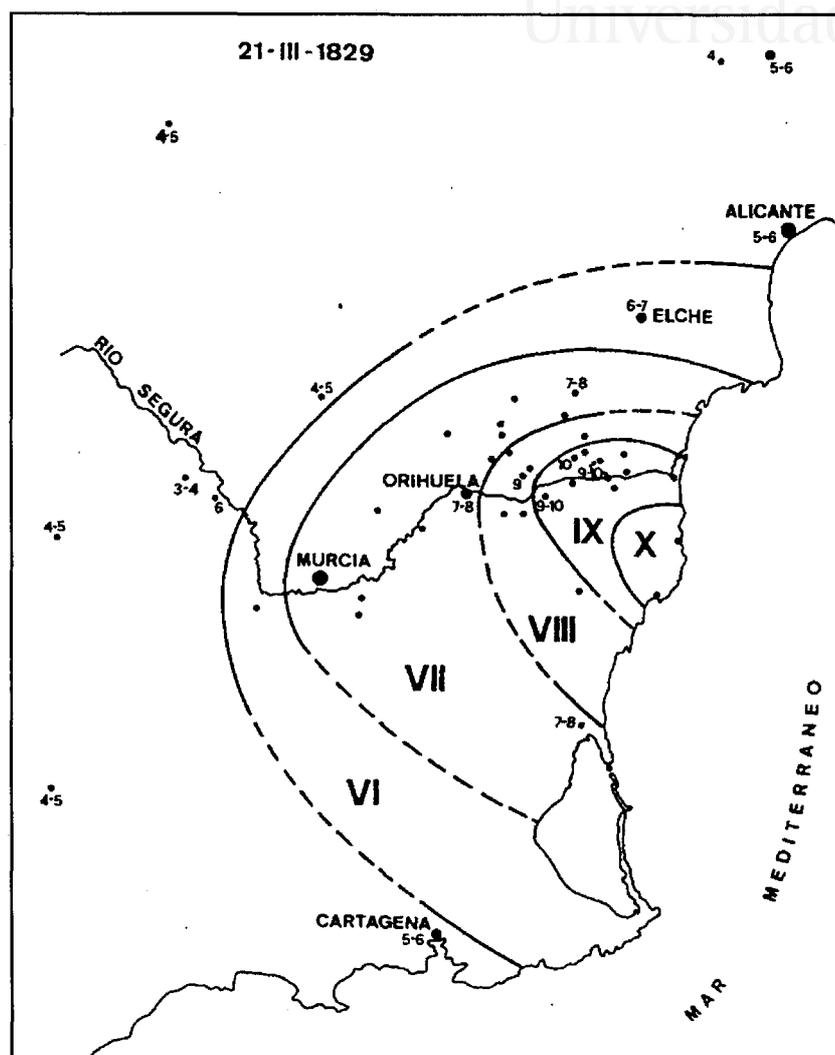


Figura 5.3. Mapa de isosistas del terremoto de Torrevieja (según Muñoz y Udías., 1991).

El mayor número de víctimas se concentra en Almoradí, Benejúzar y Rojales. Estas poblaciones tenían todas una planta irregular, con calles estrechas y, al menos en Almoradí, casas elevadas (varias plantas) por lo que previsiblemente las calles actuaron como ratoneras, atrapando a las personas que huían despavoridas de sus casas. En el extremo opuesto encontramos a Torrevieja: su reciente fundación, con su callejero hipodámico y casas de una planta hizo que, pese a sufrir destrucción total, el número de víctimas fuera menor (Larramendi, 1829).

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

Núcleo urbano	Habitantes	TD	PD	Puentes	Muertos	Heridos
Torrevieja	2150	534	-	-	32	67
Benejúzar	2000	257	-	1	80	50
Almoradí	3500	388	69	1	192	150
Rojales	2500	319	81	-	30	34
Guardamar	3000	397	132	1	8	14
Formentera	500	78	-	-	12	16
Dolores	2500	29	267	-	5	4
S. Fulgencio	1000	59	76	-	1	3
Benijófar	250	71	18	1	-	-
Rafal	700	5	38	-	2	6
Daya Vieja	100	1	14	-	5	1
Daya Nueva	300	29	6	-	2	1
P. Rocamora	150	4	-	-	-	-
S. Felipe	500	16	10	-	-	-
Callosa	4100	32	274	-	1	-
Jacarilla	300	2	14	-	-	-
Algorfa	180	24	-	-	-	1
Bigastro	1000	11	22	-	-	-
Orihuela	22500	668	1358	-	19	30
Benferri, Redován, Elche, Cox, Granja, Catral, Albaterra y Molins	26000	20	17	-	-	1

Tabla 5.2. Daños causados por el terremoto de 1829 en la provincia de Alicante (Larramendi, 1829; Rodríguez de la Torre, 1984). TD: Edificios Totalmente Destruídos; PD: Edificios Parcialmente Destruídos.

Un fenómeno muy extendido durante este terremoto fue la licuefacción. Existen numerosas referencias acerca de la aparición de volcanes de arena (Rodríguez de la Torre, 1984). En este sentido es de destacar la descripción que realiza el propio Larramendi (1829), *"se han abierto millares de agujeros como del diámetro de tres a cuatro pulgadas, a excepción de algunos en las proximidades a San Fulgencio que son mayores, y grietas en diferentes direcciones ... han arrojado arenas de diferentes clases, lodos y aguas saladas"*. También se mencionan casos de ruptura de las márgenes del río, que podrían corresponder a manifestaciones del flujo y expansión lateral del suelo como consecuencia de la licuación del subsuelo, siendo de destacar el hecho de que se destruyeran cuatro puentes (los de Benejúzar, Almoradí, Benijófar y Guardamar). Sin embargo no hay ninguna referencia que permita relacionar estos daños a construcciones con la ocurrencia de licuefacción, de la misma forma que tampoco hay documento alguno que evidencie, de forma indiscutible, que la licuefacción

produjo daños en estructuras, aunque abundan aquellos que refieren daños en las cosechas, ya que el agua que manó de los *volcanes de arena* y de las numerosas grietas fue muy pernicioso para las plantas (Rodríguez de la Torre, 1984). Dada la exactitud con que se describen los *volcanes de arena* y las citas de daños a cosechas no deja de ser sorprendente esta ausencia de daños licuefacción-inducidos en poblaciones, todo lo cual lleva a pensar que éstos fueron poco frecuentes o bien pasaron desapercibidos entre la catástrofe.

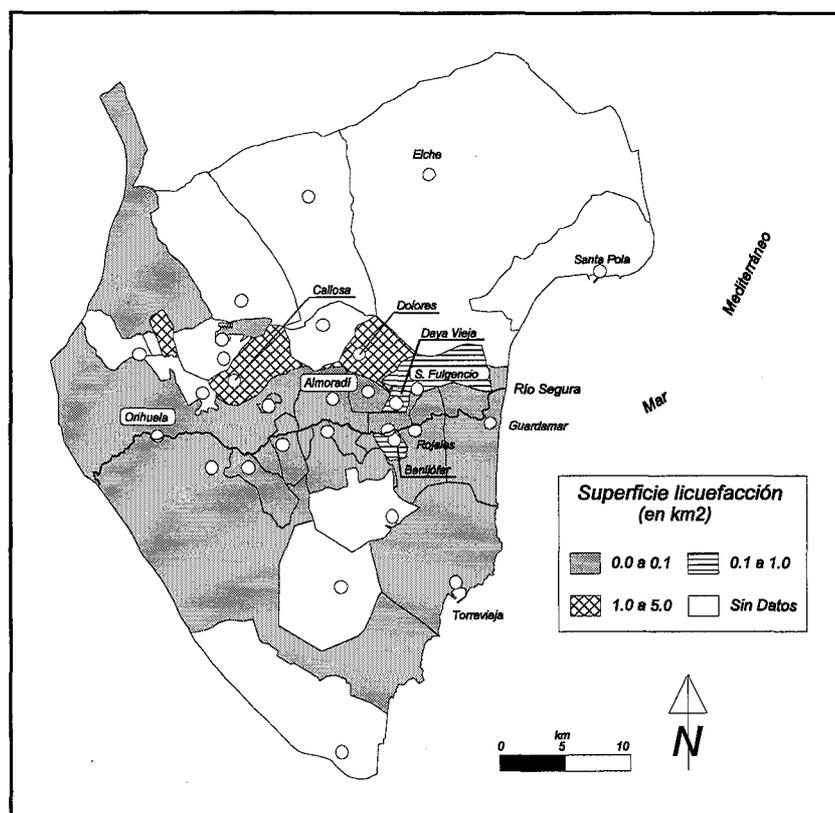


Figura 5.4. Superficie afectada por licuefacción durante el terremoto de Torrevieja (según Larramendi, 1829).

La figura 5.4 se ha realizado a partir de los datos aportados por Larramendi, el cual ofrece una estimación de la superficie afectada por licuefacción en diferentes pueblos de la Vega. Donde más licuefacción hubo fue en la parte E de la Vega, cerca de la desembocadura del río: Dolores, San Fulgencio, Daya Vieja y Benijófar. También es muy importante en Callosa, con 2.5 km² afectados, aunque fuera de la zona de estudio.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

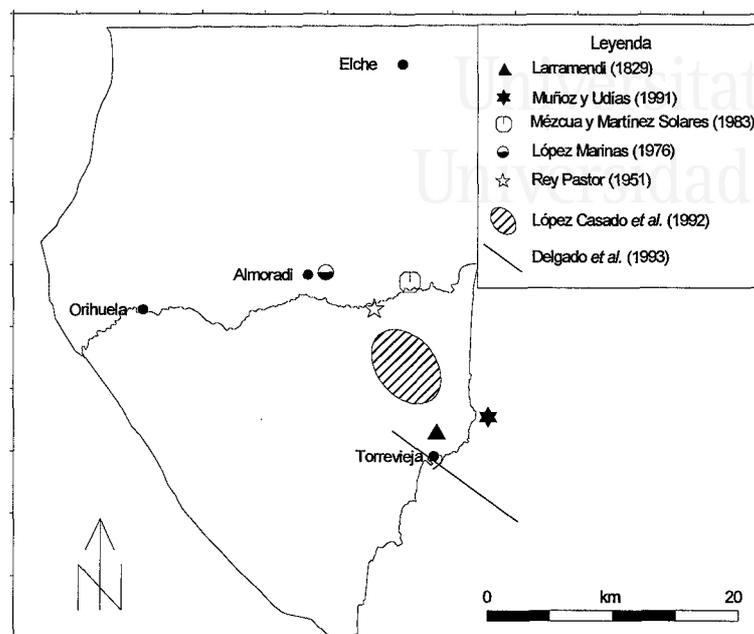


Figura 5.5. Hipótesis de localización del foco del terremoto de Torreveja. Modificado de López Casado *et al.* (1992).

Por último, son varias las hipótesis acerca de la situación del foco de este terremoto (fig. 5.5): de una parte se encuentran aquellos autores que sitúan el epicentro en las proximidades al río (Rey Pastor, 1951; López Marinas, 1976; Mézcua y Martínez Solares, 1983), de otra, hay quien lo sitúa en la costa (Muñoz y Udías, 1991; Delgado *et al.*, 1993) y por último otros que lo hacen en las inmediaciones de Torreveja (Larramendi, 1829; López Casado *et al.*, 1992). Muñoz y Udías (1991) estiman la magnitud del evento en 6.9, mientras que Delgado *et al.* (1993) consideran que ésta debió ser menor, $M_L \approx 6.3-6.7$.

2. METODOLOGÍA PARA LA ZONIFICACIÓN DE LA RESPUESTA DEL SUELO DE LA VEGA BAJA.

El otro de los objetivos de esta memoria es el análisis de la respuesta del suelo en la Vega con el propósito de determinar la importancia de los efectos de sitio. La metodología seguida para cubrir tal objetivo está basada en los resultados ofrecidos por los métodos numéricos debido a los pocos registros de movimiento del suelo dentro de la zona de estudio. Efectivamente, ésta no ha sido monitorizada hasta la primavera de 1996, cuando la Universidad de Alicante instaló una estación en las proximidades de Almoradí, siendo por tanto la cobertura de menos de 1 año.

En el capítulo IV se hizo una revisión de los diversos métodos empíricos indirectos aplicados en zonificación sísmica, poniéndose de manifiesto su utilidad pero también sus numerosas limitaciones. De una parte, los métodos macrosísmicos no son aplicables a la zona de estudio debido al pequeño tamaño de ésta (no se observa en su seno una variación significativa en la intensidad para

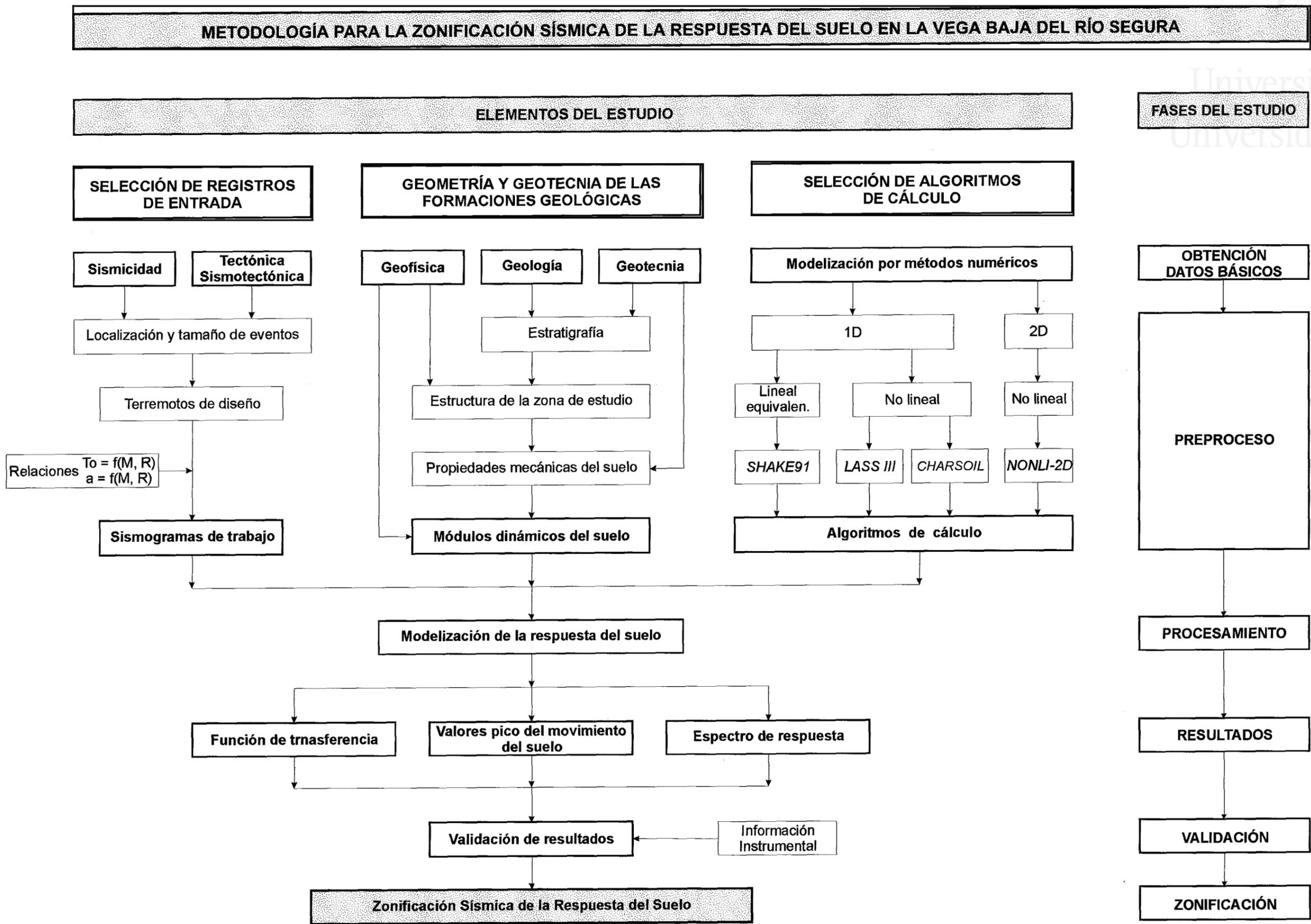


Figura 5.6.

diferentes sismos) y a la constancia en la naturaleza y edad de los materiales (todos tendrían el mismo comportamiento relativo). De otra parte, dados los pocos datos disponibles de velocidad de propagación de ondas S, resulta impensable aplicar dicho método. Finalmente los métodos geotécnicos, cuya información de base sí está disponible, no cuantifican la respuesta del suelo y, además, incluirían a toda la Vega en la misma tipología (tipo III) de las consideradas en la actual norma sismorresistente.

La metodología desarrollada en este trabajo para realizar la zonificación sísmica de la Vega viene representada en la figura 5.6. Como en el caso descrito en el apartado anterior, en esta figura aparecen reflejados de izquierda a derecha los diversos elementos o bloques de información de los que se ha partido; asimismo, de arriba a abajo aparecen detalladas las distintas fases en que se ha dividido el estudio.

El significado de cada elemento y fase es similar al descrito en el caso de la licuefacción: en cada elemento se ha tratado de obtener una parte de la información necesaria para la posterior modelización de la respuesta del suelo. En el primero de ellos se analiza el problema de la sismicidad y sismotectónica del área de estudio para determinar la localización y tamaño de los epicentros más destructivos que han afectado a la Vega así como para obtener registros de movimiento del suelo representativos de tales terremotos. Otro de los elementos se centra en determinar la geometría, naturaleza y propiedades mecánicas de los materiales que constituyen la Vega. Finalmente, el tercer elemento comprende el problema de seleccionar, entre la pléyade de programas hoy en día disponibles, aquellos más apropiados al problema estudiado.

A continuación se describe cada una de las fases de la investigación. Dado que el preprocesado es diferente para cada elemento, éste se describe aparte para cada uno de ellos.

2.1. Selección de registros de entrada.

El objetivo de este elemento es determinar la parte sísmica del problema: localización y tamaño de los eventos así como las características del movimiento del suelo que se utilizará en la modelización (amplitud y contenido en frecuencias).

2.1.1. Localización y tamaño de los terremotos a modelizar.

Para el análisis de la respuesta del suelo se van a considerar los mismo eventos que en el caso de la susceptibilidad a la licuefacción, por lo que todo lo dicho en apartado 1.1.1. es válido para el presente y por ello no se repite a continuación.

En el análisis de susceptibilidad a la licuefacción no se tuvo en cuenta la sismicidad del N de Argelia. Esta zona se encuentra aproximadamente a 275-300 km de la zona de estudio y está

caracterizada por una actividad sísmica muy elevada, así desde 1922 hasta la actualidad ha sufrido dos terremotos de magnitud 6.7 y varios más (hasta 7) con magnitud mayor que 5.5. Aunque no se dispone de mucha información sobre la peligrosidad sísmica de esta zona, es previsible que en ella puedan ocurrir eventos de magnitud alta, entre 7.0 y 8.0, en un período de 200 ó 300 años. Esta potencial actividad así como el recuerdo del terremoto de 1985 en México D.F. obliga a considerar la posible influencia de un terremoto lejano de estas características.

La tabla 5.3 presenta las características de los cinco eventos que finalmente se utilizarán en la modelización del movimiento del suelo.

Evento	Distancia (km)	Magnitud (m_b)	Aceleración (cm/s^2)	Período (T_0)	Duración (seg.)
1 - Fuente próxima	< 25	6.1- 6.7	400 (0.408 g)	0.27-0.32	8.0-14.0
2 - Fuente próxima	< 25	≈ 5.0	68.7 (0.070 g)	0.20	8.0
3 - Fuente intermedia	75	≈ 6.0	39.2 (0.040 g)	0.37	8.0
4 - Fuente intermedia	40	≈ 6.0	78.5 (0.080 g)	0.27	8.0
5 - Fuente lejana	275-300	≈ 7.0-8.0	49.1 (0.050 g)	1.50	40.0

Tabla 5.3. Parámetros sísmicos de los terremotos de diseño considerados en el presente estudio.

2.1.2. Características del movimiento del suelo.

Los parámetros del movimiento del suelo (valores pico y contenido en frecuencias) de terremotos con las características antes descritas se pueden estimar a partir de las relaciones entre magnitud-distancia-aceleración (leyes de atenuación - Martín Martín, 1984) y magnitud-distancia-período predominante presentadas en el capítulo anterior (Idriss, 1991; ver tabla 5.3).

Como en la zona de estudio no existen registros de aceleración adecuados y es, por tanto, necesario recurrir a bases de datos, se han seleccionado varios de ellos para la modelizar cada evento, cada uno con características muy dispares (ver tabla 5.4). Con ello se elimina la dependencia que los resultados muestran con respecto a las características de las señales de entrada.

Según se puede observar, los acelerogramas no siempre cumplen las condiciones de la tabla 5.3. Por ello, se han modificado mediante factores de escala para ajustar la amplitud y/o período a cada problema concreto, de forma similar a como otros autores lo han hecho (Elton y Martin, 1989; Seed *et al.*, 1988; etc.).

Fecha	Evento	Magnitud (m_b)	Prof. foco (km)	Estación	Tipo de suelo	Distancia epicentral (km)	$ a_{\max} $ (cm/s^2)	Período predom. (seg.)	Duración (seg.)
Eventos 1 y 5									
10/01/87	Whittier Narrow	6.0	9	Mt. Wilson	Diorita	18	171.3	0.17	8.4
17/01/94	Northridge	6.7	18	Pacoima	Roca	9	295.2	0.32	9.8
28/06/92	Big Bear	6.7	11	Civic Center	Roca	7	534.2	0.31	10.2
Evento 2									
23/12/93	Adra	5.0	8	Adra	Esquisto	6	25.3	0.22	1.1
4/01/94	Adra	4.9	2	Adra	Esquisto	28	30.0	0.15	3.6
Eventos 3 y 4									
4/01/94	Adra	4.9	2	Almería	Conglo- merado	44	8.5	0.24	12.2
17/10/89	Loma Prieta	7.0	18	Yerba Buena	Roca	95	65.8	0.64	8.4

Tabla 5.4. Características de los acelerogramas utilizados en la modelización del movimiento del suelo. Todas las magnitudes se han convertido a la escala m_b de acuerdo con las relaciones propuestas por Utsu (1982, en TC4, 1993). Datos extraídos de NOAA (1992), EERI (1994b) y Carreño *et al.* (1995).

En cuanto a la amplitud, el factor de escala se obtiene fácilmente dividiendo la amplitud indicada en la tabla 5.3 por la del acelerograma (tabla 5.4) y multiplicando entonces todos los puntos del acelerograma por dicho factor de escala. Para el caso de la frecuencia, este factor se ha utilizado la expresión que está implementada en SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972b) para tal efecto:

$$\Delta t_2 = \frac{T_2}{T_1} \Delta t_1 \quad (5.7)$$

siendo Δt_1 y T_1 el intervalo de muestreo y el período predominante de cada acelerograma de la tabla 5.4, T_2 el período que debe tener el acelerograma a utilizar en la modelización (el dado en la tabla 5.3) y Δt_2 el intervalo de muestreo que debe tener el acelerograma para que su período sea T_2 .

En la figura 5.7 se presentan los acelerogramas escalados (y su correspondiente espectro de respuesta) tal y como han sido utilizados en la modelización.

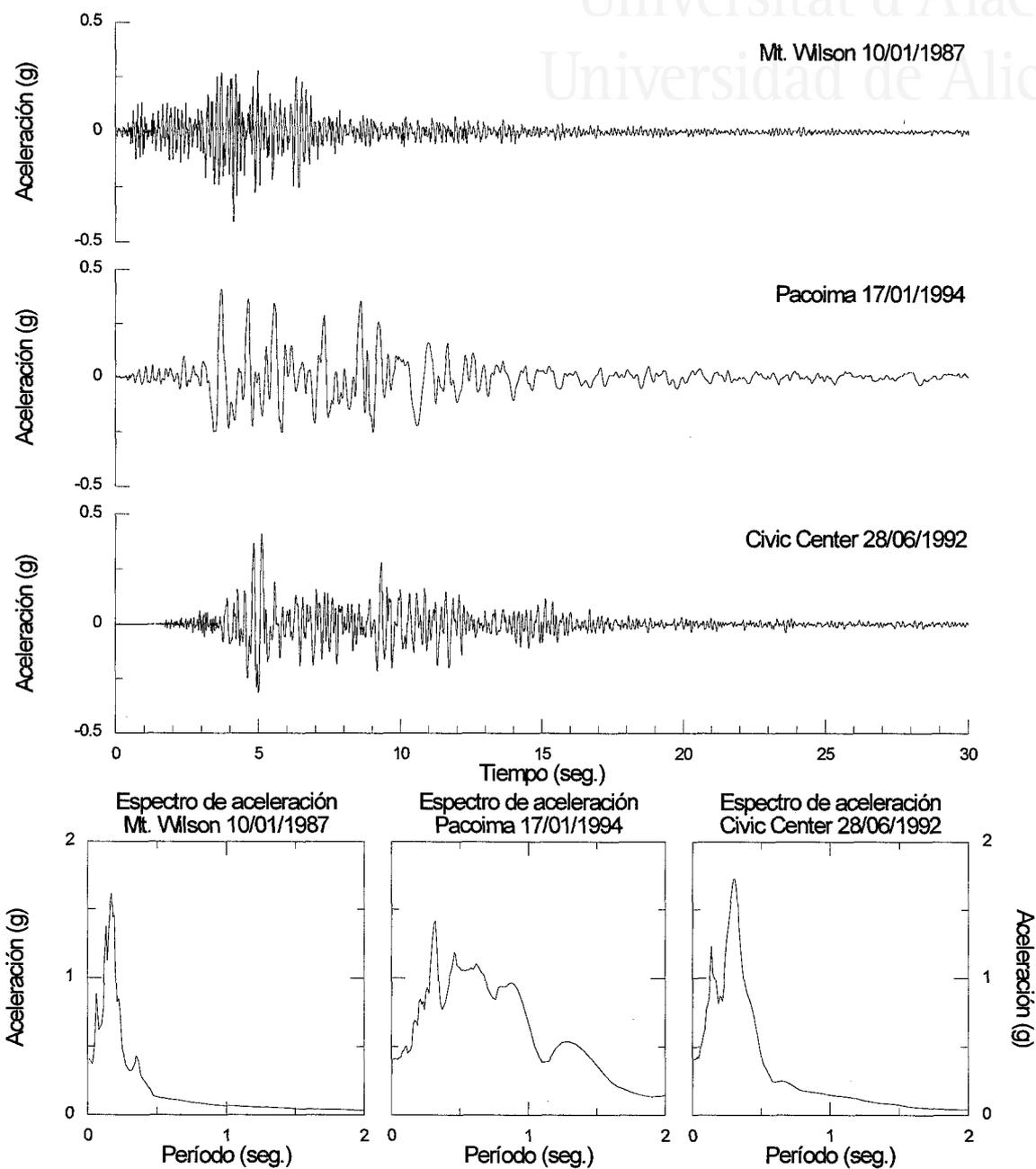


Figura 5.7a. Acelerogramas escalados en amplitud utilizados para la modelización del evento 1 (tabla 5.3). Puede apreciarse la gran variabilidad en las características de las señales, siendo destacable el importante contenido en periodos largos del acelerograma registrado en Pacoima (terremoto de Northridge). Como se especifica en el texto, las señales no se han escalado en período.

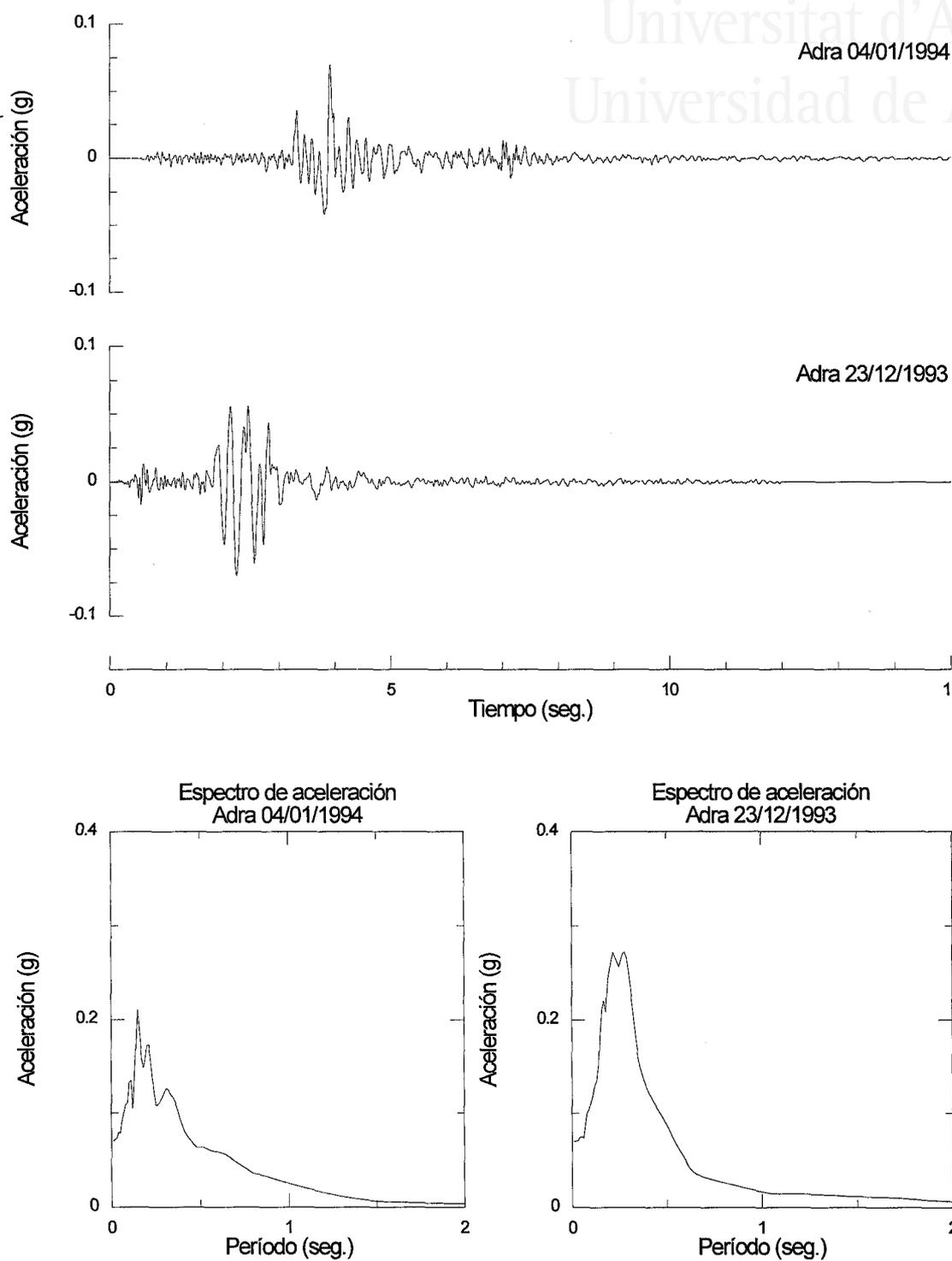


Figura 5.7b. Acelerogramas escalados en período y amplitud utilizados para la modelización del evento 2 (tabla 5.3).

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

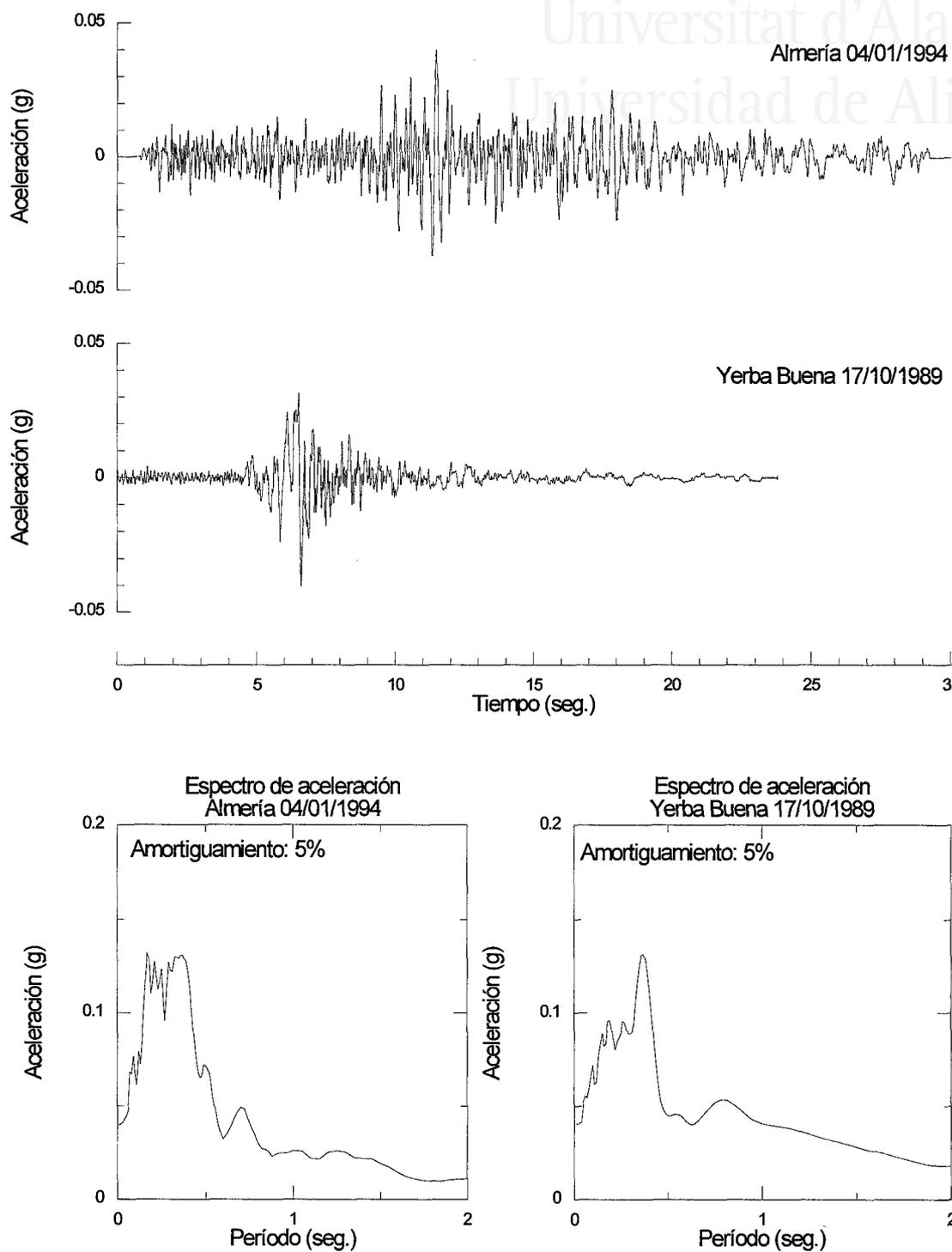


Figura 5.7c. Acelerogramas escalados en período y amplitud utilizados para la modelización del evento 3 (tabla 5.3).

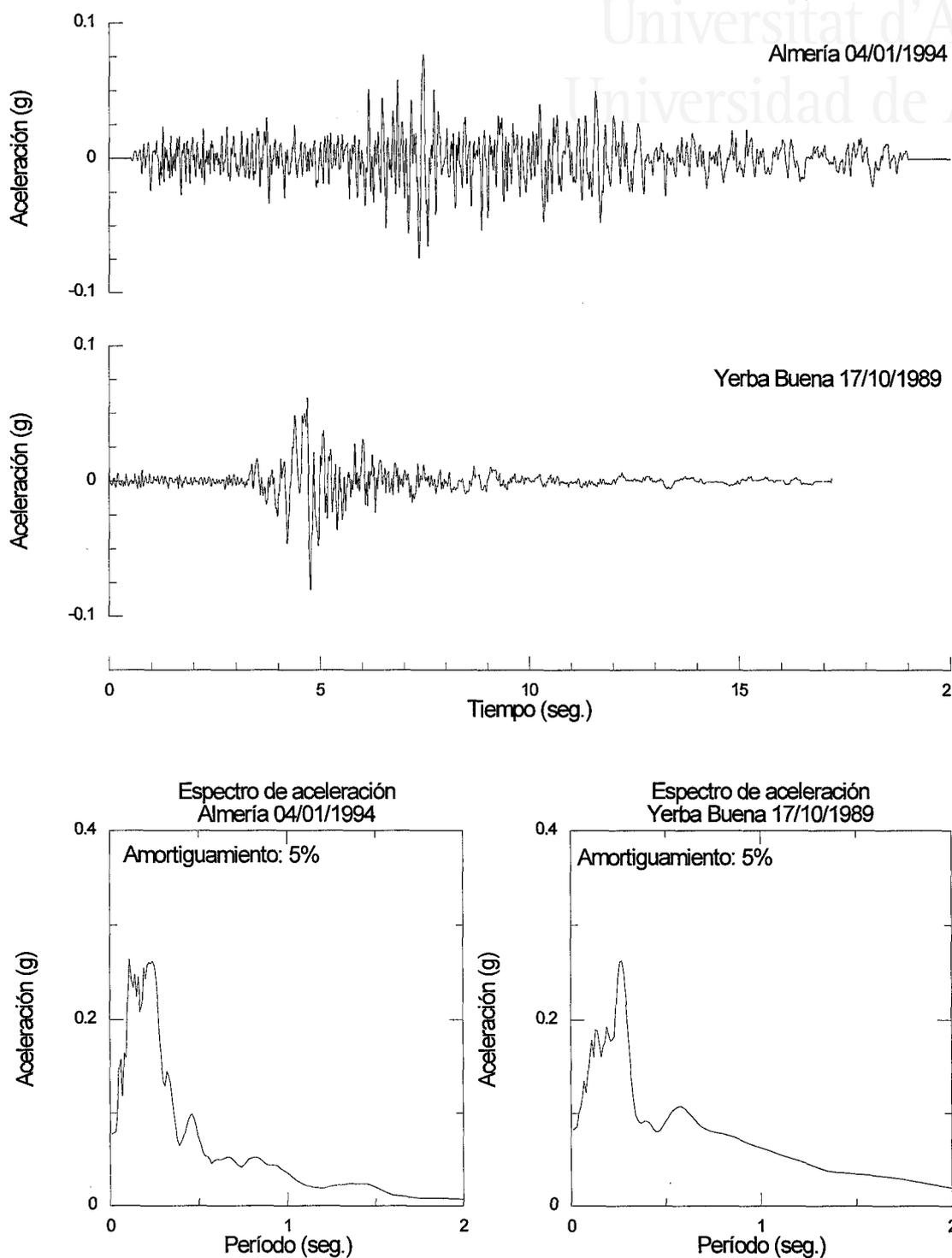


Figura 5.7d. Acelerogramas escalados en período y amplitud utilizados para la modelización del evento 4 (tabla 5.3).

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

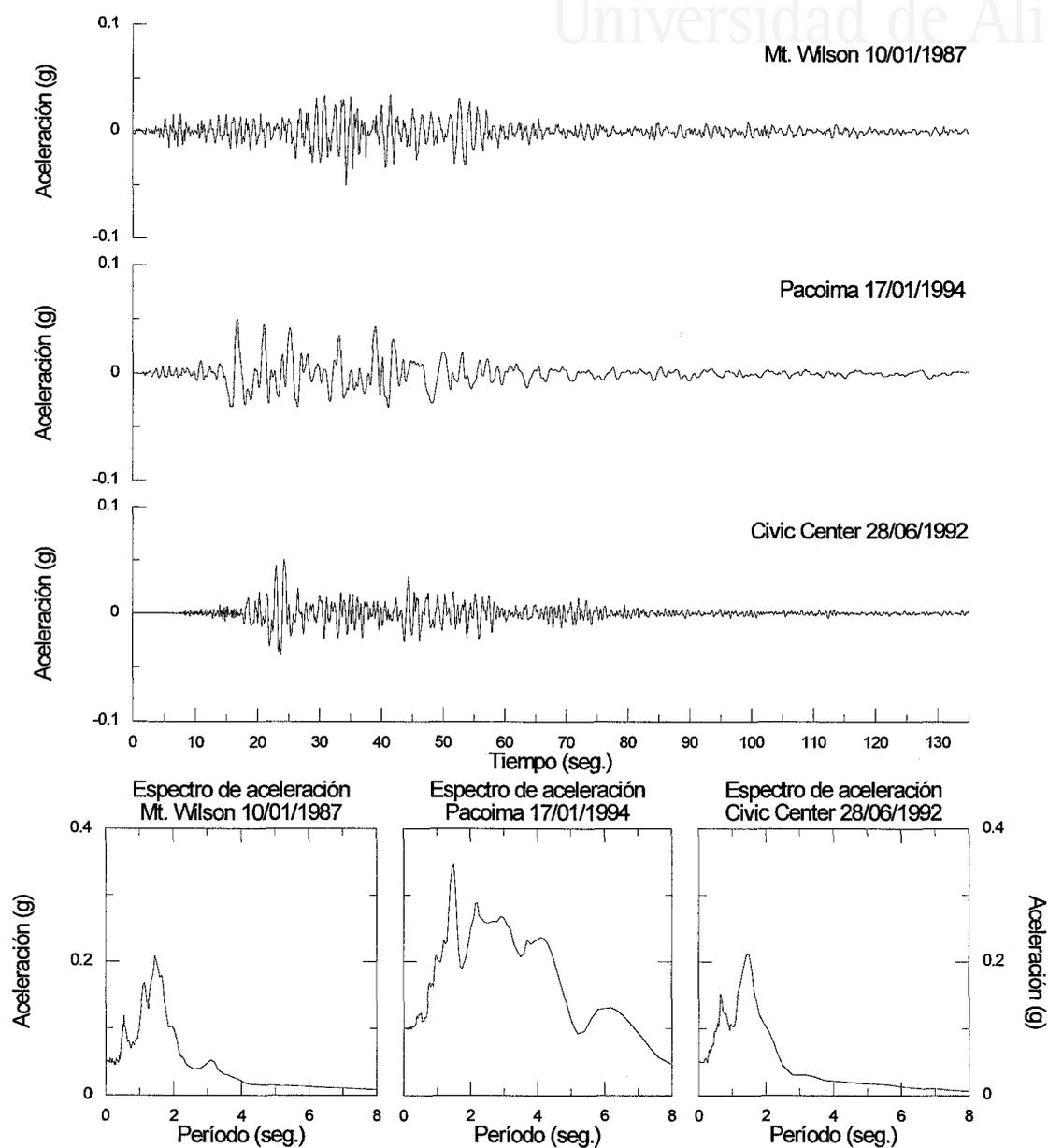


Figura 5.7e. Acelerogramas escalados en período y amplitud utilizados para la modelización del evento 5 (tabla 5.3). Puede apreciarse el importante desplazamiento del período predominante de los acelerogramas y el gran incremento en la duración de los registros..

2.2. Geometría y geotecnia de las formaciones superficiales.

Este apartado se centra en describir el procedimiento seguido para adaptar la información disponible acerca de la Vega (estratigrafía y propiedades mecánicas de los materiales que ella existen) a la requerida por los programas de modelización del movimiento del suelo.

2.2.1. Estratigrafía y estructura de la Vega Baja.

Los datos de partida de este análisis se presentaron en el capítulo III. En él se puso de manifiesto que la Vega Baja se asienta sobre sedimentos recientes (Pleistoceno Superior y Holoceno) de poco espesor (aproximadamente 30-35 m) en el centro de la misma. En tal área la sucesión estratigráfica observada está constituida por arcillas y limos, a veces arenosos, que en profundidad (aproximadamente a -8 ó -10 m de la superficie) son sustituidos por arenas finas y arenas limosas. Bajo estos sedimentos existe una arcilla gris blanda muy característica, con frecuentes inclusiones de materia orgánica. A su base se encuentra otra sucesión también arcillosa gris aunque con frecuentes niveles de arena, arena limosa y limos. Finalmente bajo los anteriores materiales se observa un radical cambio en el color, de gris a amarillo o a rojo-salmón, que marca el límite entre los sedimentos recientes (parte superior) y los más antiguos (parte inferior). Estos últimos son los mismos que aparecen aflorando en los márgenes de la Vega: abanicos aluviales del borde N, areniscas del Plioceno de la sierra del Molar, Fm. Conglomerados del Segura, Fm. Margas Versicolores, etc.

A partir de la información de sondeos parece deducirse un dispositivo de tipo solape (*onlap*), de manera que las sucesiones más profundas del relleno reciente no aparecen representadas en las columnas de los sondeos realizados en los bordes de la Vega (ver la fig. 3.27).

2.2.2. Propiedades mecánicas del suelo.

Una vez conocida la estratigrafía y estructura de la zona de estudio es necesario obtener las propiedades mecánicas de cada formación con vistas a la posterior modelización de su comportamiento dinámico. Dichas propiedades aparecen resumidas en el apartado 3.2.7 del capítulo III (ver la tabla 3.1 y figs. 3.15 y 3.16). De tal información se desprende que:

1. Los materiales superficiales (entre 0 y 35 m de profundidad) poseen densidad baja (densidad seca de 1.5 g/cm³ en promedio) y un índice de vacíos elevado (entre 0.75 y 1.0). Su resistencia al corte (compresión simple) es típicamente inferior a 1 kg/cm². Este estado tan suelto de los materiales se manifiesta claramente por el valor promedio del ensayo SPT, que siempre es inferior a 15 golpes.
2. Los materiales situados bajo los anteriores poseen una densidad seca superior a 1.75 g/cm³ y su grado de compactación/consolidación es bastante más elevado, como así lo demuestra su menor índice de vacíos (0.5-0.6). Además de una mayor compactación/consolidación, estos materiales se encuentran

muchas veces cementados, como lo demuestra la elevada resistencia al corte (100 kg/cm^2 en las calcarenitas y 10 kg/cm^2 en las areniscas). Este estado también lo refleja el ensayo SPT.

Este fuerte contraste justifica tratar a los materiales de la Unidad Profunda como el basamento geotécnico de la Vega y considerar que el límite entre esta unidad y las suprayacentes es el que, por lo general, separa al suelo de la “roca”.

Para la modelización en una dimensión (1D) y con objeto de no introducir subjetividad en el análisis, sólo se han considerado aquellos puntos donde existen sondeos que han atravesado los sedimentos recientes de la Vega y alcanzado el basamento geotécnico. Por otra parte, para la modelización en dos dimensiones (2D) la figura 3.27 constituye el modelo bidimensional adoptado de la Vega. Al objeto de definir completamente la columna a modelizar en cada punto se ha seguido el siguiente procedimiento para cada sondeo:

1. Sólo se consideran aquellos sondeos geotécnicos que atraviesan los sedimentos recientes hasta alcanzar el basamento geotécnico.
2. A partir de la columna estratigráfica del sondeo y de la clasificación geotécnica de sus materiales se determinan las diferentes unidades y subunidades presentes.
3. Las propiedades geotécnicas de cada una se obtienen de los diferentes ensayos realizados a muestras del sondeo. En aquellas en las que no se hayan realizado ensayos, se les asignarán los valores promedio correspondientes de la tabla 3.1.
4. La base de la columna de suelo o *bedrock* de cada sondeo ha sido, en general, el límite sedimento-basamento geotécnico. En determinados casos se ha modificado este criterio bien porque parte de los materiales suprayacentes muestren un estado natural que permita considerarlos parte del basamento o al contrario. La tabla 5.5 detalla el criterio seguido para determinar la base de la columna de suelo en cada sondeo.
5. Para el modelo 2D de la Vega, se ha proyectado sobre el corte la posición de los diversos sondeos situados en sus proximidades y considerado que las propiedades del suelo varían linealmente de un sondeo a otro según la dirección horizontal (ver apartado 2.3.4.3 de este capítulo).

2.2.3. Módulos dinámicos del suelo.

La siguiente fase en el estudio es la determinación de los módulos dinámicos que los programas precisan para realizar la modelización. Uno de ellos, el módulo de cizalla G (o la velocidad de cizalla V_s) es común a todos ellos mientras que otros son específicos de cada programa. Por ello a continuación tan sólo se trata el problema de determinar el módulo G y más adelante, cuando se describan los programas, se abordará la determinación del resto de módulos.

Nombre Sondeo	Prof. Basamento Geotécnico (m)	Prof. <i>Bedrock</i> (m)	Observaciones
S1	34.7	40.0	Se incluyen materiales del basamento geotécnico hasta alcanzar las arenas compactas.
S2	36.2	40.9	Idem S1.
S3	32.0	44.4	Se considera que el basamento geotécnico se inicia en las margas rígidas a tal profundidad.
S4	31.0	44.4	Los materiales del basamento geotécnico poseen la misma estratigrafía y propiedades que los del sondeo S3, por lo que se ha asumido la parte profunda de la columna de este sondeo.
S5	27.0	27.0	-
S6	24.9	33.0	Idem S3
S7	17.2	15.8	Se incluye la arena muy compacta inmediatamente sobre el basamento geotécnico.
S8	16.6	16.6	-
P1	23.7	44.0	El basamento geotécnico se inicia en la arena con cantos muy compacta.
P2	30.7	44.8	Idem P1.
P4	35.0	35.0	-
P7	4.1	4.1	-
BENI-1	16.3	16.3	-
SF1	8.2	8.2	-
SF2	4.2	4.2	-
SF3	11.0	11.0	-
AG-1	29.8	29.8	-
AG-2	33.5	41.5	Idem S3.
AG-4	37.0	40.5	Idem S3.
AG-6	16.1	16.1	-
AG-7	11.5	11.5	-
AG-9	23.2	19.5	Idem S7.
AG-10	13.0	13.0	-

Tabla 5.5. Relación de sondeos utilizados en la modelización 1D y criterios seguidos para fijar la profundidad del *bedrock* en aquellos en que ésta no coincide con el muro de la Unidad Intermedia.

Son pocos los datos de velocidad de cizalla disponibles: dos mediciones realizadas en el mismo punto. Asimismo, durante la redacción de esta memoria se están efectuando ensayos dinámicos (triaxial y corte cíclicos) a muestras inalteradas de los sedimentos de la Vega; sin embargo, aún no están disponibles los resultados. Dado el interés de conocer V_s , es necesario recurrir a relaciones empíricas para estimarla. Por ello a continuación se describen algunos procedimientos al uso.

2.2.3.1. Módulo de cizalla en la arena.

Los parámetros que más afectan al módulo de cizalla en la arena son: el nivel de deformación γ , la presión efectiva media σ_o' y el índice de vacíos e (Hardin y Drnevich, 1972a). El valor del módulo de cizalla varía en función de la amplitud de la deformación, disminuyendo conforme ésta aumenta. Hardin y Richart (1963) propusieron las siguientes expresiones para estimar G para pequeñas deformaciones (10^{-4}):

$$G_{\max} = \frac{3230(2.97 - e^2)^2}{1 + e} |\sigma_o'|^{0.5} \quad (5.8)$$

$$G_{\max} = \frac{6906(2.17 - e^2)^2}{1 + e} |\sigma_o'|^{0.5}$$

donde σ_o' representa la presión efectiva media (en KPa) y e el índice de vacíos del suelo. La primera expresión es aplicable a arenas de grano anguloso y la segunda a las de grano redondeado. Más recientemente Lo Presti (1989, en Cuéllar, 1995) ha propuesto una expresión similar:

$$G_{\max} = 600 e^{-1.3} \left(\frac{\sigma_o'}{p_a} \right)^n p_a \quad (5.9)$$

donde p_a es la presión atmosférica (en las mismas unidades que σ_o') y n se puede tomar como 0.5.

Seed e Idriss (1970) propusieron una expresión que es función de la presión efectiva confinante y de la densidad relativa, la cual está íntimamente relacionada con el valor de e y su rango de variación en estado natural de la arena:

$$G_{\max} = 220 K_2 \sqrt{\sigma_o'} \quad (5.10)$$

donde la presión confinante está expresada en KPa y K_2 es un factor que depende de la densidad relativa (Martin y Seed, 1982):

$$k_2 = 61 \left(1 + \frac{D_r - 75}{100} \right) \quad (5.11)$$

Una forma habitual de estimar la densidad relativa in situ es por medio de ensayos de penetración. Muchos de los factores que condicionan el resultado de estos ensayos son los mismos que controlan G ; por ello no es de extrañar que exista también un amplio número de correlaciones entre el resultado de estas pruebas y G (Sykora y Koester, 1988). Una de éstas es la propuesta por Ohta y Goto (1978, en Cuéllar, 1995), en la cual además del resultado de la prueba SPT se tiene en cuenta la profundidad a la que se realiza la prueba, la granulometría del material y su edad:

$$V_s = 69 N^{0.17} Z^{0.2} F_E F_G \quad (5.12)$$

donde V_s es la velocidad de cizalla (en m/s), N es el resultado de la prueba SPT y Z la profundidad en metros a la que se realizó el ensayo. La tabla 5.5 detalla el valor de los factores F_E (o factor de edad) y F_G (o factor de granulometría).

	Arcilla	Arena fina	Arena media	Arena gruesa	Arena + grava	Grava
F_G	1.0	1.09	1.07	1.14	1.15	1.45
	Holoceno			Pleistoceno		
F_E	1.0			1.3		

Tabla 5.5. Factores de granulometría y edad de la relación de Ohta y Goto (1978, en Cuéllar, 1995).

2.2.3.2. Módulo de cizalla en la arcilla.

Para la arcilla el valor de G depende de la presión efectiva confinante, del grado de sobreconsolidación (OCR) y del índice de vacíos (Hardin y Drnevich, 1972a) y su variación está fuertemente controlada por la plasticidad de dicha arcilla (Jaime y Romo, 1988; Vucetic y Dobry, 1991). Más recientemente, Lo Presti (1988, en Cuéllar, 1995) ha restado importancia a la sobreconsolidación.

Una expresión ampliamente utilizada en suelos arcillosos es la propuesta por Hardin *et al.* (1978, en Cuéllar, 1986):

$$G_{\max} = 625 \frac{OCR^k}{0.3 + 0.7e^2} \sqrt{p_a \sigma_o'} \quad (5.13)$$

donde p_a y σ_o' están ambos expresados en las mismas unidades y k es una función del índice de plasticidad (para IP = 0, 20, 40, 60, 80, 100, $k = 0.0, 0.18, 0.31, 0.41, 0.48$ y 0.5 respectivamente). De igual forma, Lo Presti (1989, en Cuéllar, 1995) propone la siguiente relación:

$$G_{\max} = 300 e^{-1.3} \left(\frac{\sigma_o'}{p_a} \right)^n p_a \quad (5.14)$$

En ensayos estáticos se ha encontrado útil relacionar la rigidez de la arcilla con la resistencia al corte sin drenaje S_U . Este parámetro se mide fácilmente en ensayos de laboratorio o en ensayos *in situ*, como el CPT. Weiler (1988) ha realizado diversas pruebas en columna resonante para estudiar dicha relación. En la tabla 5.7 aparecen reflejados los valores promedio que obtuvo para diversas arcillas. Más recientemente, Hwang y Lee (1991) han propuesto la relación $G_{\max} = 2500S_U$ para estimar dicho módulo. Ralph (1994) ha obtenido la relación $G_{\max} = 667S_U$ para arcillas normalmente consolidadas con índice de plasticidad 30.

Índice de Plasticidad (%)	OCR		
	1	2	5
15-20	1100	900	600
20-25	700	600	500
34-45	450	380	300

Tabla 5.7. Relación G/S_u para diversos grados de consolidación y plasticidad (Weiler, 1988).

Jaime y Romo (1988) y Romo *et al.* (1988) han ajustado un modelo hiperbólico a resultados de ensayos triaxiales estáticos en muestras de arcilla del valle de México con el fin de estimar el módulo de Young E y a partir de éste el de cizalla ($G = E/2(1+\nu)$). Según estos autores, los valores de G obtenidos muestran muy buena correlación con los resultados de columna resonante.

2.2.3.3. Análisis de la aplicabilidad de las relaciones experimentales.

Con el objetivo de estimar V_s se han aplicado las relaciones antes mencionadas y comparado los valores que ofrecen con las velocidades medidas *in situ* (fig. 5.8).

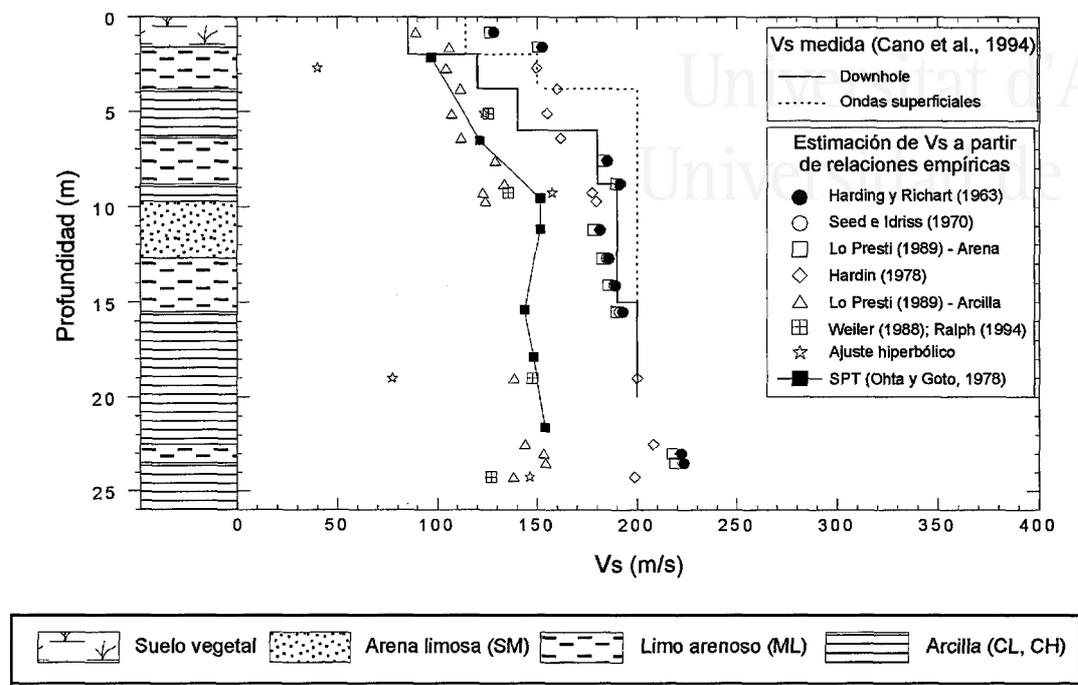


Figura 5.8. Velocidades de cizalla predichas por diversas relaciones empíricas. Se incluyen las medidas *in situ* realizadas por Cano *et al.* (1994). Puede observarse la buena correspondencia entre las velocidades medidas y las predichas por las relaciones basadas en el índice de vacíos (ver explicación en el texto).

Velocidad en los sedimentos recientes.

Comenzando por los resultados del ensayo de penetración, primero se corrigieron los valores de golpeo según las recomendaciones de Seed *et al.* (1985) para tener en cuenta la diferente eficiencia energética del ensayo SPT en Japón (67%) y la máquina que hizo los ensayos (40%). Los valores estimados de Vs se correlacionan bien con los medidos, aunque los subestiman hasta un 25%.

En cuanto al ajuste hiperbólico de ensayos triaxiales, éste se ha hecho del esfuerzo desviador frente a la deformación axial según la expresión $\sigma_d/p' = \epsilon/(b + a\epsilon)$, donde $1/b$ es el módulo tangente de Young E , ($E=1/b$), y ϵ es la deformación axial durante el ensayo. En esta expresión los esfuerzos desviadores σ_d están normalizados por la presión efectiva confinante p' ; por ello, el módulo de Young que se obtiene del anterior ajuste se encuentra también normalizado. Para calcular el valor real de E se debe multiplicar $1/b$ por la presión efectiva media. Los resultados del ajuste se presentan en la tabla 5.8.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

	CL	CH	Arc. Blandas	Unid. Inter.	Margas
1/b	171	943	121	335	7246
Coef. Corr.	0.986	0.996	0.968	0.953	0.969

Tabla 5.8. Resultados del ajuste hiperbólico de curvas de ensayos triaxiales CU.

Si tomamos el coeficiente de Poisson como 0.5 (suelo saturado deformado sin drenaje), $G=E/3$. Experimentalmente se ha comprobado que el módulo de cizalla en condiciones estáticas es menor que en condiciones dinámicas, en general entre 1.5 y 2.5 veces (Lambe y Whitman, 1989). En este caso vamos a adoptar el valor 2.1 utilizado por Jaime y Romo (1988). En la figura se comprueba que pese al buen ajuste, el comportamiento del modelo es muy pobre, subestimando ampliamente la velocidad de cizalla. Algo similar se observa en las velocidades obtenidas a partir del cociente G/S_{Tj} .

Las funciones de G con e y la presión confinante y/o la densidad relativa son las que mejor correlación con las curvas de sísmica ofrecen, tanto para arcillas como para arenas. En superficie sobreestiman levemente V_s pero a partir de 5-6 m de profundidad reproducen con gran exactitud los resultados del ensayo “downhole”. De estas relaciones tan sólo la propuesta por Lo Presti para arcillas ofrece valores no concordantes con los medidos.

A la vista de los resultados se puede considerar aceptable estimar V_s en arenas con cualquiera de las relaciones de Hardin y Richart, Seed e Idriss, Lo Presti o incluso el SPT (si se corrige la desviación observada). Para arcillas tan sólo ha resultado válida la relación de Hardin. Dado que estas relaciones sobreestiman V_s en puntos próximos a superficie, es aconsejable reducirla aproximadamente un 20% para los 4-5 m más superficiales.

Velocidad en el sustrato (*bedrock*).

Por lo que respecta al sustrato, en este sondeo y dada su profundidad no se llegó a medir su velocidad. A falta de disponer de los resultados de ensayos dinámicos y con el objetivo de tener un dato orientativo del contraste de velocidades entre los sedimentos recientes y el sustrato geotécnico, se pueden utilizar los resultados de la campaña de sísmica de refracción para estimar V_s a partir de V_p (ver tabla 3.8). La relación entre estas velocidades es: $V_s = 0.58V_p \approx V_p/2$, por lo que en el fluvial V_s sería de 180-210 m/s, que es el valor medido, mientras que para el sustrato las velocidades serían de 985-1135 y 1190-1375 m/s para las margas y areniscas respectivamente. Los anteriores valores se han contrastado con otros disponibles en bibliografía (tabla 5.9): se observa que las areniscas tienen una velocidad de 1200 m/s (entre 1000 y 1300 m/s), mientras que en conglomerados poco cementados (como en la Fm. Conglomerados del Segura) ésta es de 800 m/s (entre 700 y 900 m/s). Dada la concordancia de resultados estas son las velocidades utilizadas en la modelización.

Material	Dureza	Velocidad (m/s)
Arcilla	$N \leq 15$	140-225
	$N > 15$	200-340
Arena	$N \leq 30$	140-285
	$N > 30$	270-740
Arenisca	Suelta	300-455
	Firme	1030-1100
	Dura	1210-1310

Tabla 5.9a. Velocidades medidas en la región de Los Ángeles (Fumal y Tinsley, 1985).

Material	Dureza	Velocidad (m/s)
Arcilla y limo arenoso	$N \geq 100$	400-600 900

Tabla 5.9b. Velocidades medidas en las *arcillas profundas* del valle de México (Jaime y Romo, 1988; Seed *et al.*, 1988).

Material	Dureza	Velocidad (m/s)
Limo arcilloso (Plioceno)	Firme	400-600
Conglomerado	Cementado	1500
	No cementado	900
	Suelto	500

Tabla 5.9c. Velocidades medidas en Benevento, Italia (Marcellini *et al.*, 1991).

Material	Dureza	Velocidad (m/s)
Conglomerado	Compacto a suelto	395 - 675
Arenisca	Muy fracturada	271 - 390
Arenisca y conglomerado	Duro	680 ± 60

Tabla 5.9d. Velocidades medidas en la región de San Francisco (Borcherdt y Glassmoyer, 1994).

La velocidad de las arcillas profundas de México resulta muy interesante para nuestro problema: se encuentran bajo las características arcillas altamente compresibles del valle de México D.F. y han constituido el basamento de las modelizaciones 1D realizadas por diversos autores (p.e. Seed *et al.*, 1988). Poseen una velocidad relativamente baja al principio, 250 m/s, pero que rápidamente aumenta hasta 500-600 m/s (Jaime y Romo, 1988). Entre sus propiedades podemos indicar: resistencia al corte simple q_u de 2-3 kg/cm², SPT en la parte firme de rechazo y humedad natural típica del 20%, aunque en contacto con la arcilla suprayacente es hasta el 70% (Romo *et al.*, 1988). Dada la similitud en las propiedades de estas arcillas con las de las margas de la Unidad Profunda parece razonable suponer que dichas margas, cuando son rígidas, van a tener una V_s similar, 600 m/s. Allí donde la marga no es tan rígida, su velocidad debe ser menor, de manera similar a lo que se observa también en las arcillas de México, y en tal caso se puede obtener de las relaciones estándar indicadas anteriormente.

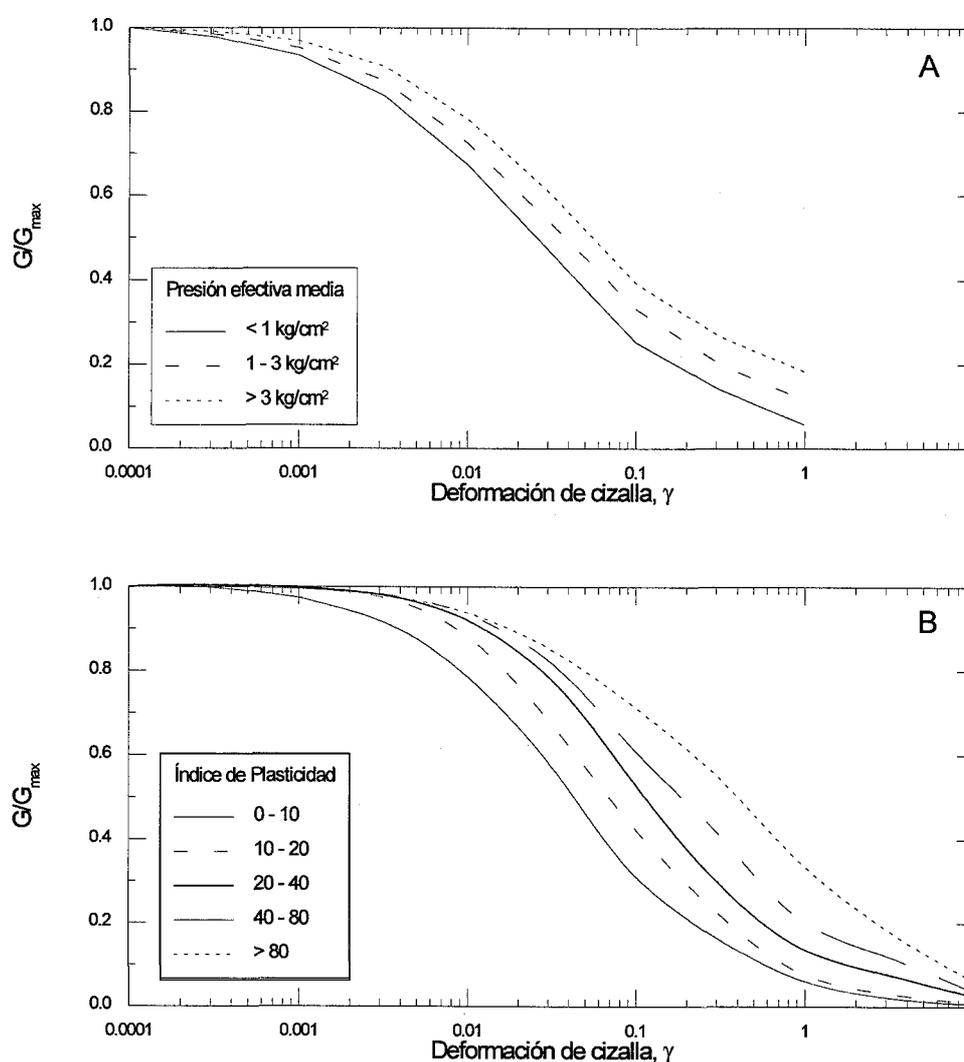


Figura 5.9. Variación del módulo de cizalla con la deformación (Vucetic y Dobry, 1991). A) Arena; B) Arcilla.

2.2.3.4. Variación del módulo de cizalla con la deformación.

Se ha observado experimentalmente que el módulo de cizalla disminuye su valor conforme el suelo se deforma, de manera que a mayor deformación mayor disminución se produce (Seed e Idriss, 1970). De hecho el valor que se puede calcular mediante cualquiera de las expresiones o a partir de la velocidad V_s representa el módulo para bajas deformaciones (típicamente $\gamma = 10^{-4}$, siendo γ la deformación de cizalla) y también se le suele denominar $G_{máx}$ para diferenciarlo del valor a deformaciones mayores.

De los diversos factores enumerados que controlan el valor de G , varios de ellos muestran un gran control de la forma en que el módulo se reduce conforme progresa la deformación. En concreto para las arcillas el factor que más importancia tiene en tal reducción del módulo es el índice de plasticidad mientras que para las arenas es la presión confinante (NISEE, 1988; Vucetic y Dobry, 1991). En la figura 5.9 se presentan las relaciones actualmente más aceptadas de reducción de G con la deformación para arena y arcilla ($G/G_{máx}-\gamma$). Aunque es más correcto utilizar curvas obtenidas de ensayar los materiales a modelizar, son las curvas de esta figura las que finalmente se han utilizado SHAKE91, único programa de los utilizados que las requiere. No obstante, los primeros resultados obtenidos en los ensayos cíclicos en curso de realización muestran muy buena correlación con ellas.

2.3. Selección de algoritmos de cálculo.

Esta tercera parte consiste en la selección de programas para modelizar la respuesta del suelo, los cuales deben ajustarse a los siguientes requisitos:

1. Programas que sean capaces de modelizar la respuesta del suelo tanto de movimientos fuertes del suelo como de movimientos débiles del suelo,
2. que permitan analizar el efecto de la morfología bidimensional/tridimensional de la Vega, y
3. que permitan estudiar la modificación de la señal producida por la licuefacción de la arena (análisis en presiones efectivas).

No disponemos de un programa capaz de efectuar todos los tipos de análisis, por lo que se han utilizado varios: SHAKE91 (Schnabel *et al.*, 1972b; Idriss y Sun, 1992), CHARSOIL (Streeter *et al.*, 1974), LASS III (Ghaboussi y Dikmen, 1979) y NONLI3-2D (Joyner, 1975, 1977). A continuación se describe muy brevemente las principales características de estos programas, señalando sus virtudes y defectos, todo lo cual servirá para justificar el uso de cada programa.

2.3.1. SHAKE91.

Este programa está basado en un modelo de propagación vertical unidimensional de ondas de cizalla. Fue desarrollado por Schnabel *et al.* (1972b) y la versión utilizada, SHAKE91 (Idriss y Sun,

1992), se diferencia de la original porque trabaja en un PC, admite un número mayor de capas en la columna de suelo (de 20 originales a 50) y porque admite más curvas de degradación de módulos (hasta 13). Las simplificaciones iniciales que el programa hace del problema son las siguientes:

1. El cálculo se realiza para un suelo compuesto por una serie de capas apiladas con extensión infinita en la horizontal. Dichas capas yacen sobre un semiespacio infinito.
2. Todas las capas de suelo son homogéneas y de naturaleza viscoelástica lineal; cada una de ellas queda completamente definida por su módulo de cizalla G_i , amortiguamiento D_i , densidad ρ_i y espesor h_i . Estas propiedades son independientes de la frecuencia.
3. La respuesta del sistema se calcula considerando que se propagan ondas de cizalla SH verticalmente hacia arriba desde el semiespacio hacia la superficie. Ello implica que todos los desplazamientos se producen según planos horizontales.
4. El programa tiene en cuenta el comportamiento no lineal del suelo mediante el modelo lineal-equivalente (Idriss y Seed, 1967, 1968).

2.3.1.1. Fundamento matemático.

Los cálculos son realizados en el dominio de la frecuencia y por ello, para cualquier conjunto de valores de los módulos de cizalla y amortiguamiento, el modelo es elástico. Dentro de cada capa se satisface la ecuación de ondas:

$$\rho_i \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G_i \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta_i \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (5.15)$$

donde u es el desplazamiento, t el tiempo, z la profundidad de la capa i y G_i , D_i y η_i son, respectivamente, los módulos de cizalla, amortiguamiento y viscosidad de la capa i . Para un movimiento vibratorio armónico el desplazamiento $u(z, t)$ viene dado por una expresión del tipo:

$$u = U_i(z) \exp(i\omega t) \quad (5.16)$$

siendo i la unidad imaginaria y ω la frecuencia angular. La solución general de (5.14) tiene la siguiente forma:

$$U_i(z) = E_i \exp(ik_i z) + F_i \exp(-ik_i z) \quad (5.17)$$

siendo $k_i = \omega/V_i$ y en donde V_i es la expresión compleja de la velocidad de cizalla de la capa i . Su valor es calculado por medio de la siguiente expresión (Udaka y Lysmer, 1973):

$$V_i^2 = G_i \left(1 - 2D_i^2 + i2D_i \sqrt{1 - D_i^2} \right) / \rho_i = G_i / \rho_i \quad (5.18)$$

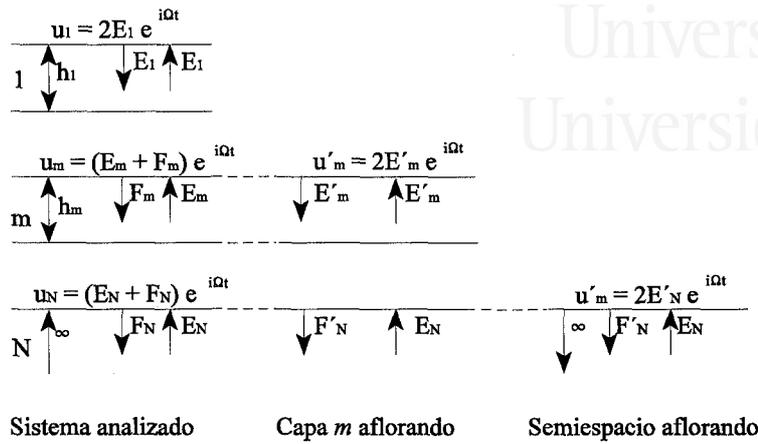


Figura 5.10. Esquema de propagación de ondas en un medio unidimensional.

Los términos E_i y F_i de 5.17 representan las amplitudes de ondas de cizalla que se propagan en el sentido negativo (hacia arriba) y positivo (hacia abajo) de z , respectivamente (fig. 5.10). Como debe existir continuidad de esfuerzos y de desplazamientos en todas las interfases, las amplitudes E_i y F_i están relacionadas con las de la capa adyacente por medio de la siguiente relación de recursividad:

$$\begin{aligned} E_{i+1} &= \frac{1}{2} E_i \left((1 + \alpha_i) \exp(ik_i h_i) + (1 - \alpha_i) \exp(-ik_i h_i) \right) \\ F_{i+1} &= \frac{1}{2} F_i \left((1 - \alpha_i) \exp(ik_i h_i) + (1 + \alpha_i) \exp(-ik_i h_i) \right) \end{aligned} \quad (5.19)$$

en donde $\alpha_i = (\rho_i V_i) / (\rho_{i+1} V_{i+1})$, o contraste de impedancias. Las anteriores expresiones aseguran la continuidad en los desplazamientos a lo largo de las diferentes interfases. Conocidos los desplazamientos, las deformaciones γ_i , esfuerzos τ_i y aceleraciones \ddot{u}_i se obtienen como:

$$\gamma_i = \frac{\partial U_i}{\partial z}; \quad \tau(z_i, t) = G_i \frac{\partial U_i}{\partial z}; \quad \ddot{u}(z_i, t) = \frac{\partial^2 U_i}{\partial t^2} \quad (5.20)$$

En el caso de una superficie libre (superficie del terreno), los esfuerzos de cizalla deben ser nulos:

$$\tau(z=0, t) = G_1 \frac{\partial U_1}{\partial z} = G_1 (ik_1 (E_1 - F_1) \exp(i\omega t)) = 0 \quad \Rightarrow \quad E_1 = F_1 \quad (5.21)$$

Luego en superficie las amplitudes de las ondas incidente y reflejada son iguales. Dado que la amplitud

total del movimiento en superficie A_1 es la suma de ambas ondas:

$$A_1 = 0.5 E_1 = 0.5 F_1 \quad (5.22)$$

Con las expresiones 5.19 y 5.22 se puede calcular la respuesta de cualquier capa en función del desplazamiento en la capa 1:

$$E_m = e_m(\omega) E_1 \quad F_m = f_m(\omega) E_1 \quad (5.23)$$

La función de transferencia (razón de la amplitud de una onda en dos capas diferentes para una determinada frecuencia) entre dos capas cualquiera i y j es entonces:

$$A_{i,j}(\omega) = \frac{A_i(\omega)}{A_j(\omega)} = \frac{e_i(\omega) + f_i(\omega)}{e_j(\omega) + f_j(\omega)} \quad (5.24)$$

La anterior descripción es válida para un movimiento vibratorio armónico. En el caso de un movimiento transitorio se hace uso de la transformada de Fourier. Ésta descompone un acelerograma de n puntos equiespaciados Δt en el tiempo en una serie de $n/2$ vibratorios armónicos, cada uno con su propia amplitud.

2.3.1.2. Ecuaciones constitutivas: El modelo lineal-equivalente.

SHAKE modeliza la relación esfuerzo-deformación del suelo, de naturaleza no lineal e histerética, por medio del denominado modelo lineal-equivalente. En él se hace uso de un módulo de cizalla lineal-equivalente G_{eq} y de un módulo de amortiguamiento lineal equivalente D_{eq} que son los que se introducen en la expresión 5.18. Ambos módulos vienen definidos en la figura 5.11.

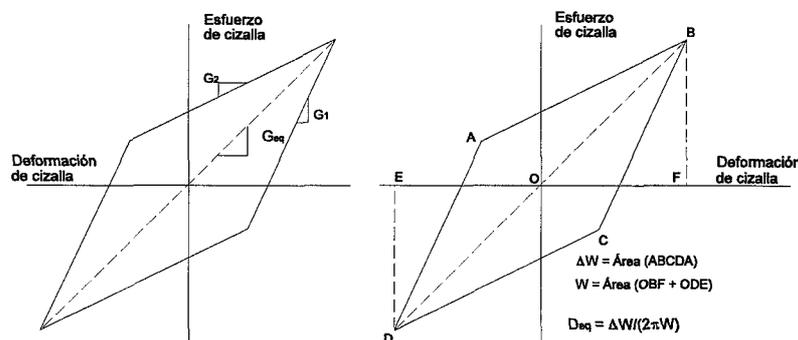


Figura 5.11. Definición de los módulos de cizalla y amortiguamiento equivalentes (Idriss y Seed, 1967).

El modelo lineal equivalente utiliza un procedimiento iterativo para calcular valores de G_{eq} y D_{eq} compatibles con la deformación equivalente uniforme inducida en cada capa. Esta última deformación es una fracción de la deformación de cizalla máxima inducida por el terremoto. Su valor es función de la magnitud del sismo: $fracción = (M - 1)/10$ (Idriss y Sun, 1992).

Para obtener los valores apropiados de los módulos elásticos, el programa opera de la siguiente forma: partiendo de los valores iniciales de G_i y D_i calcula la historia de deformación y de ella obtiene la deformación máxima. A continuación calcula la deformación equivalente uniforme. Conocida ésta, utiliza las curvas $G/G_{máx}-\gamma$ y $D-\gamma$ para obtener un valor de ambos módulos que sea compatible con ella según una ley elástica. El proceso se repite utilizando los nuevos valores como iniciales. Finalmente el programa detiene el proceso cuando se han realizado el número máximo de iteraciones que se le han especificado. Las curvas $G/G_{máx}-\gamma$ y $D-\gamma$ deben especificarse para cada problema (ver fig. 5.9).

Esta forma de modelizar el comportamiento no lineal del suelo constituye tan sólo una aproximación al comportamiento real del suelo y aunque por medio de las curvas de reducción de módulos se imita su comportamiento no lineal, el modelo lineal-equivalente es en sí lineal. Este hecho da lugar a una característica señalada por diversos autores (Martin y Seed, 1982; Finn, 1988a; Bardet *et al.*, 1992): los análisis realizados con SHAKE tienden a sobreestimar la respuesta del suelo. Este efecto es especialmente notable cuando existe una coincidencia entre el período del sitio y el del terremoto y se observa sobre todo en el espectro de respuesta y en la historia de esfuerzos.

Otro fenómeno inherente al modelo lineal-equivalente es un efecto de filtrado de las altas frecuencias (Joyner y Chen, 1975; Martin y Seed, 1982) para valores altos del amortiguamiento, es decir, problemas con grandes deformaciones. Según Martin y Seed (1982), para un amortiguamiento del 20% este efecto es manifiesto para frecuencias entre 3 y 4 veces la frecuencia natural del sitio, y puede llegar a eliminar la práctica totalidad de la señal para frecuencias mayores que 8-10 veces la frecuencia natural del sitio.

2.3.1.3. Otros módulos.

Como ya se indicó, SHAKE precisa 4 parámetros para caracterizar completamente el suelo: espesor, densidad, el módulo de cizalla G y el módulo de amortiguamiento D de cada capa. Además requiere conocer las curvas de degradación de los módulos $G/G_{máx}$ y D con la deformación γ .

Desafortunadamente no hay medida del módulo de amortiguamiento en suelos de la Vega. Como en el caso de G , se están realizando ensayos dinámicos con tal objetivo pero aún no se dispone de resultados; por ello no ha habido más remedio que recurrir a relaciones disponibles en la literatura. Sin embargo hay una diferencia notable con respecto al módulo de cizalla que es preciso señalar: mientras que para éste último era importante medir tanto el valor de $G_{máx}$ como su variación con la deformación ($G/G_{máx}-\gamma$), en el caso del módulo de amortiguamiento es mucho más importante la curva $D-\gamma$, puesto que SHAKE lee directamente D de dicha curva, utilizando el valor inicial especificado al

programa tan sólo para la primera iteración. En cambio, para G , las curvas que se especifican representan la fracción de $G/G_{m\acute{a}x}$ y es por tanto necesario conocer $G_{m\acute{a}x}$ para obtener G .

Para las modelizaciones que se han realizado con SHAKE91 se han utilizado las curvas propuestas para arcillas por Vucetic y Dobry (1991) y la curva recomendada para arenas por Idriss (1990, en Idriss y Sun, 1992), básicamente coincidente con el límite inferior de las curvas propuestas por Seed e Idriss (1970). Estas curvas aparecen representadas en la figura 5.12.

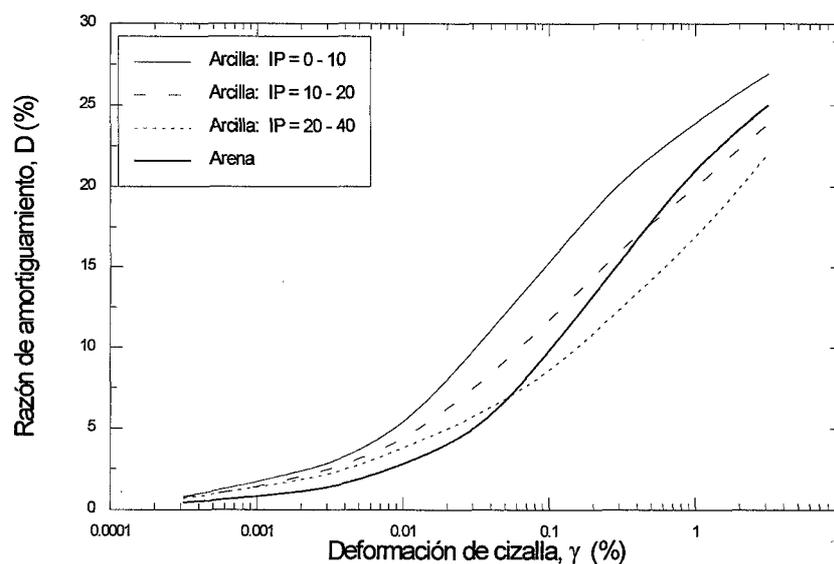


Figura 5.12. Variación del amortiguamiento interno del suelo con la deformación de cizalla. Datos de arcilla extraídos de Vucetic y Dobry (1991) y de arena de Seed e Idriss (1970).

2.3.1.4. Registros en roca.

Una importante utilidad que ofrece SHAKE es calcular el movimiento en roca a partir del movimiento en suelo. Ello se debe a que con la función de transferencia de la ecuación 5.24 se puede obtener el movimiento en la base de la columna de suelo a partir del movimiento en superficie. De igual forma, es posible obtener el movimiento en roca en el caso en que ésta se encuentre en superficie, es decir, eliminando el efecto de las capas superficiales del suelo.

La amplitud de las ondas incidente y reflejada en el semiespacio infinito, E_N y F_N , se puede obtener a partir de la anterior expresión. Si este semiespacio se encontrara en superficie, de acuerdo con la expresión 5.21, $E_N = F_N$, luego la onda incidente es reflejada completamente. La amplitud de la onda incidente en el semiespacio no es, pues, afectada por la onda reflejada, que es completamente absorbida; en consecuencia E_N es común tanto si el semiespacio se encuentra en la base de una

columna de suelo o se encuentra aflorando. Los anteriores datos, junto con la expresión 5.24 permiten obtener la función de transferencia del semiespacio cuando se encuentra aflorando (fig. 5.13):

$$A_N(\omega) = \frac{u_N}{u_N'} = \frac{e_N(\omega) + f_N(\omega)}{2e_N(\omega)} \quad (5.25)$$

siendo u_N' el movimiento del semiespacio en la base del suelo y u_N el movimiento del semiespacio en la superficie. De igual forma, la relación entre el movimiento en la superficie del suelo y del semiespacio viene dada por:

$$A_N' = 1/e_N(\omega) \quad (5.26)$$

Con las expresiones 5.24 a 5.26 se establece, pues, una relación funcional entre la amplitud del movimiento de cualquier capa, de manera que conocido el movimiento en una de ellas se puede determinar el movimiento en el resto.

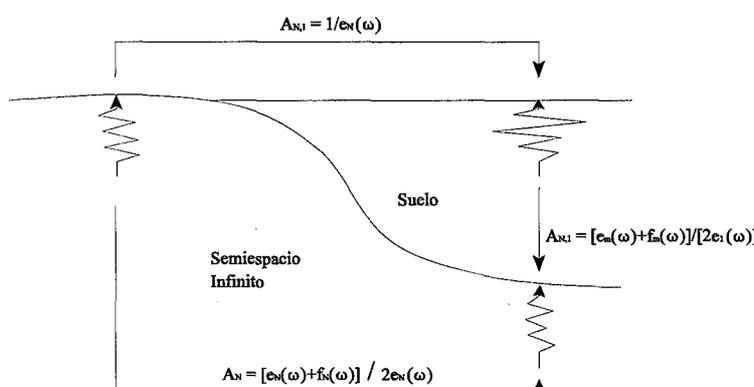


Figura 5.13. Esquema con los posibles métodos de cálculo del movimiento del suelo o del substrato rocoso (modificado de Schnabel *et al.*, 1972a).

2.3.2. CHARSOIL.

Fue desarrollado por Streeter *et al.* (1974). Se trata de un programa unidimensional que utiliza el método de las características para solucionar las ecuaciones del movimiento y hace uso de una relación analítica para representar la relación no lineal entre esfuerzos y deformaciones. Este programa trabaja en el dominio del tiempo y calcula para cada intervalo de tiempo Δt los esfuerzos y las velocidades inducidas por la excitación.

Las simplificaciones que con este programa se realizan del problema son:

1. La perturbación es debida a la propagación vertical de ondas de cizalla SH a través de un conjunto de capas horizontales. Todos los desplazamientos se producen según planos horizontales.
2. La perturbación se origina siempre en la base de la columna del suelo.
3. Cada capa que constituye el suelo está caracterizada por su espesor, densidad, coeficiente de viscosidad μ , módulo de cizalla y tensión tangencial máxima $\tau_{m\acute{a}x}$.
4. El conjunto de capas del suelo yace sobre un semiespacio infinito rígido.
5. El programa tiene en cuenta el comportamiento no lineal del suelo mediante el modelo de Ramberg-Osgood.

2.3.2.1. Fundamento matemático.

Este programa procede considerando que el suelo está dividido en N capas limitadas por N+1 superficies y calcula los esfuerzos y la velocidad inducida por la excitación en cada una de las superficies (fig. 5.14). El cálculo se realiza para sucesivos incrementos de tiempo Δt .

El algoritmo en que se basa este programa parte de las ecuaciones diferenciales de equilibrio en condiciones dinámicas y de la relación entre esfuerzo τ y deformación γ para materiales viscoelásticos:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} - \rho \frac{\partial V}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} - \left(G \frac{\partial V}{\partial z} + \mu \frac{\partial^2 V}{\partial z \partial t} \right) = 0 \quad (5.27)$$

donde V es la velocidad, t es el tiempo y z la profundidad. El anterior sistema de ecuaciones tiene dos soluciones:

$$C^+ \quad \frac{d\tau}{dt} - \rho v_s \frac{dV}{dt} + \frac{\mu}{\Delta t} \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right) = 0 \quad \text{cuando} \quad \frac{dz}{dt} = v_s$$

$$C^- \quad \frac{d\tau}{dt} + \rho v_s \frac{dV}{dt} + \frac{\mu}{\Delta t} \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right) = 0 \quad \text{cuando} \quad \frac{dz}{dt} = -v_s \quad (5.28)$$

donde v_s es la velocidad de cizalla del suelo. C^+ y C^- representan dos líneas características de pendiente v_s . Las expresiones 5.27 son válidas mientras $dz/dt = \pm v_s$.

Al inicio de la excitación ($t = 0$) se conoce el valor de $\tau (= 0)$ y $V (= 0)$ para las N+1 superficies del problema. En el instante $t = t + \Delta t$, en el punto P interseccionan las líneas características que proceden

de los puntos R y S y que permiten actualizar en dicho punto el valor de τ y V para dicho instante $t+\Delta t$. De igual forma, a cualquier punto llegarán dos líneas características que permitirán actualizar sus respectivos esfuerzos y velocidad. Este procedimiento se repite para todos los intervalos ($t = 0$ a T) y superficies del suelo.

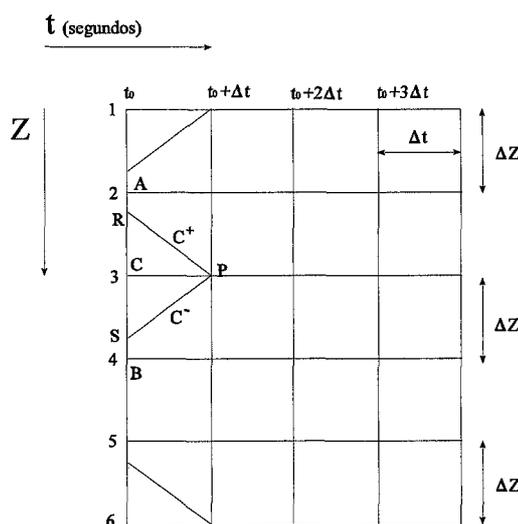


Figura 5.14. Esquema idealizado del suelo considerado por el programa CHARSOIL. Ver explicación en el texto.

Las condiciones de contorno se solucionan teniendo en cuenta que en la superficie del terreno los esfuerzos son nulos y a ella sólo incide una línea característica. En la base de la columna del suelo, la velocidad es igual a la suma de la excitación más una de las líneas características.

2.3.2.2. Ecuaciones constitutivas: El modelo de Ramberg-Osgood.

El comportamiento no lineal del suelo se tiene en cuenta mediante el modelo de Ramberg-Osgood. Éste es una función analítica que permite reproducir la relación esfuerzo-deformación de cizalla en el suelo. Dicha relación viene dada por la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{\max}} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_y} \right|^{R-1} \right) \quad (5.29)$$

donde τ_y es un esfuerzo de cizalla de referencia; α y R son dos constantes del modelo que toman el valor de 1.0 y 3.0. El esfuerzo de referencia τ_y representa una fracción del esfuerzo cortante máximo que el suelo puede soportar. Su valor viene dado por: $\tau_y = C\tau_{\max}$, donde C toma un valor típico de 0.4 para arcillas y 0.8 para arenas (Cuéllar, 1986).

La anterior expresión tan sólo es válida para procesos de carga. Como durante un terremoto el sentido de aplicación de los esfuerzos varía continuamente en el tiempo, es preciso introducir una modificación que permita reproducir dichos procesos de carga-descarga. CHARSOIL incorpora dos de los criterios de Masing (1928, en Pyke, 1979) para reproducir los procesos de descarga y recarga. Estos son:

1. El valor del módulo de cizalla tras cada proceso de descarga es igual al valor inicial de G en la curva de carga inicial ($G_{máx}$).
2. La forma de las curvas de descarga o de recarga es la misma que la curva inicial de carga, excepto que su escala está aumentada por un factor de dos.

Consecuentemente, la expresión 5.29 se transforma en:

$$\gamma = \gamma_I + \frac{\tau - \tau_I}{G_o} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_I}{2\tau_y} \right|^{R-1} \right) \quad (5.30)$$

siendo τ_I y γ_I las coordenadas esfuerzo-deformación del punto de la curva de carga (descarga) en el que se produce la descarga (recarga), y constituyen el nuevo origen del sistema de coordenadas.

Las expresiones 5.29 y 5.30 son incorporadas en el método de las características cuando se calcula el valor de v_s de cada capa. En cada instante t , el programa calcula v_s de cada capa y la utiliza para obtener sus respectivas τ y V . Con posterioridad utiliza el valor obtenido de τ para determinar la deformación de cizalla y a partir del cociente τ/γ el nuevo módulo de cizalla. Este nuevo valor de G es utilizado para calcular v_s en el momento $t+\Delta t$ y así se repite el proceso hasta que finaliza la perturbación.

Estas expresiones permiten una verdadera modelización del comportamiento no lineal del suelo. En este sentido CHARSOIL resulta más apropiado para estudiar movimientos fuertes del suelo que SHAKE. Sin embargo, este programa presenta ciertas limitaciones. La primera de ellas es que el programa considera que toda la columna del suelo está constituida por el mismo material, puesto que se le especifica un único valor del parámetro C , que es el que diferencia el tipo de suelo a modelizar. Sería necesario modificar el programa para especificar un valor para cada capa.

Otra limitación deriva del hecho de considerar un semiespacio rígido. Ello da lugar a que la radiación de energía desde el suelo hacia el semiespacio sea poco eficiente y a que quede atrapada en la columna del suelo. Si el mismo tiene poca capacidad para disipar energía o las deformaciones inducidas son pequeñas (amortiguamiento por histerésis pequeño), la energía atrapada puede dar lugar a una sobreestimación de la amplitud del movimiento del suelo (Joyner y Chen, 1975).

2.3.2.3. Otros módulos.

Aunque no es un módulo dinámico, la tensión máxima cortante determina el esfuerzo de cizalla máximo que puede soportar el suelo durante el proceso de carga, siendo por ello la asíntota de la curva virgen de carga del modelo de Ramberg-Osgood. Esta tensión se ha obtenido de la expresión propuesta por Ishihara (1978, en Cuéllar, 1986):

$$\tau_{m\acute{a}x} = c' + \sigma_v' \operatorname{tg} \phi' \quad (5.31)$$

donde σ_v' es la presión vertical efectiva, c' es la cohesión y ϕ' el ángulo de rozamiento interno del suelo (ambos parámetros medidos presiones efectivas). Otra expresión muy utilizada es la propuesta por Hardin y Drnevich (1972b).

2.3.3. LASS III.

Se trata de un programa en elementos finitos desarrollado por Ghaboussi y Dikmen (1979) para modelizar el comportamiento de suelos granulares saturados, incluyendo la licuefacción. El modelo de comportamiento del suelo se basa en el propuesto por Ghaboussi y Wilson (1972, en Ghaboussi y Dikmen, 1979).

Como en los casos anteriores, se introducen una serie de simplificaciones del problema considerado:

1. El suelo está constituido por una serie de capas horizontales apiladas yacentes sobre un semiespacio infinito de rigidez finita.
2. El conjunto de capas está sometido a las tres componentes del movimiento que procedente de la base se propaga hacia la superficie del suelo.
3. El suelo está constituido por dos fases: un esqueleto granular elástico poroso y agua intersticial. La modelización de cada fase se realiza independientemente y el acoplamiento entre ambas se trata al considerar las deformaciones volumétricas.
4. El agua puede sufrir flujo vertical respecto de la fase granular.

2.3.3.1. Fundamento matemático.

El programa parte de considerar que el suelo está compuesto por una serie de M capas divididas en N elementos, limitados por N planos nodales (fig. 5.15). La respuesta del sistema viene descrita en términos del desplazamiento de los planos nodales. Tal desplazamiento no modifica la disposición horizontal de las capas, de manera que cuando implica deslizamiento de planos la deformación inducida es de cizalla (γ) y cuando es desplazamiento vertical es volumétrica (ϵ).

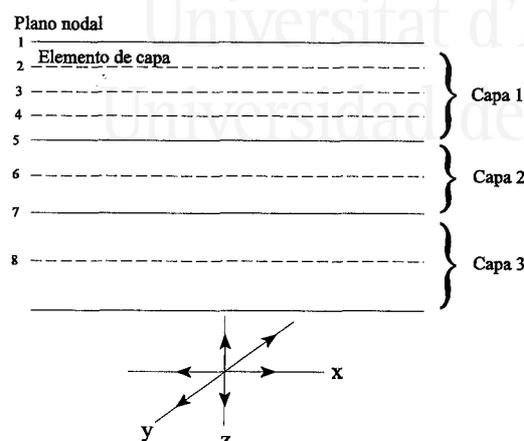


Figura 5.15. Esquema idealizado del suelo introducido en el programa LASS III.

Cada plano nodal tiene cuatro grados de libertad: tres debidos al desplazamiento de la fase sólida (u_x , u_y y u_z) y uno al desplazamiento de la fase líquida respecto de la sólida (w). Consecuentemente son posibles cuatro componentes de deformación: deformación vertical (ϵ_z), deformación horizontal (γ_x y γ_y) y deformación volumétrica del agua intersticial (ζ):

$$\epsilon_z = u_{z,z} \quad \gamma_{xz} = u_{x,z} \quad \gamma_{yz} = u_{y,z} \quad \zeta = w_{,z} \quad (5.32)$$

donde la coma (,) significa derivación respecto de z .

Para cada elemento, los desplazamientos se considera que varían linealmente entre los planos nodales que lo limitan. De acuerdo con esta suposición, la ecuación del movimiento del conjunto de elementos viene dada por:

$$M\ddot{u}(t) + D\dot{u}(t) + K\Delta u(t) = ML\ddot{u}_g(t) - R(t - \Delta t) \quad (5.33)$$

siendo u el vector de desplazamientos; M la matriz con la masa de las fases; H la matriz de resistencia a la disipación (proporcional al inverso del coeficiente de permeabilidad del suelo); K la matriz de rigidez; \ddot{u}_g un vector con las tres componentes de aceleración en la base del suelo; R fuerzas internas obtenidas a partir de los esfuerzos; L una matriz llena de ceros y unos para especificar el caso de problemas con 1, 2 ó 3 componentes del movimiento; y Δt el intervalo de tiempo entre dos momentos sucesivos en el análisis.

Por integración de la anterior expresión resulta la historia temporal de aceleración así como la historia temporal de presiones efectivas y presiones intersticiales.

2.3.3.2. Ecuaciones constitutivas: Modelo elasto-plástico.

El modelo que este programa incorpora considera que el estado de esfuerzos en el suelo consiste en un esfuerzo vertical efectivo σ' , dos esfuerzos de cizalla, τ_x y τ_y , y una presión de poros o intersticial, Π .

El comportamiento no lineal del suelo es introducido en la expresión 5.33 por medio de la matriz K . La relación entre esfuerzo y deformación de cizalla se considera que es de tipo elastoplástica:

$$\begin{pmatrix} d\gamma_x \\ d\gamma_y \end{pmatrix} = \frac{1}{G} \begin{pmatrix} d\tau_x \\ d\tau_y \end{pmatrix} + \frac{1}{H} (n_x d\tau_x + n_y d\tau_y) \begin{pmatrix} n_x \\ n_y \end{pmatrix} \quad (5.34)$$

$$\begin{pmatrix} d\tau_x \\ d\tau_y \end{pmatrix} = \frac{G^2}{(n_x - n_y)G + H} \begin{bmatrix} n_y^2 + \frac{H}{G} & -n_x n_y \\ -n_x n_y & n_x^2 + \frac{H}{G} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d\gamma_x \\ d\gamma_y \end{pmatrix}$$

donde n es un vector unitario y H es el módulo tangente de plasticidad. Este módulo se obtiene a partir del modelo hiperbólico propuesto por Kondner y Zelasco (1963, en Ghaboussi y Dikmen, 1979), modificado para contemplar deformación plástica de cizalla (γ^p) en lugar de deformación total de cizalla (Ghaboussi y Dikmen, 1979):

$$\frac{\tau}{\sigma'} = \frac{MH_o\gamma^p}{M + H_o\gamma^p} \quad (5.35)$$

siendo M la tangente del ángulo de rozamiento interno de la arena (condición de ruptura del criterio de Mohr-Coulomb, $\tau/\sigma' = \tan \phi = M$). Para unos esfuerzos (τ , σ'), el valor de H viene dado por:

$$H = H_o \sigma' \left(1 - \frac{\tau}{M\sigma'} \right)^2 \quad (5.36)$$

La reducción de la presión efectiva tiene lugar por la tendencia a disminuir de volumen que tiene la arena cuando es sometida a esfuerzos cíclicos. Dicha disminución de volumen es reversible o recuperable, puesto que se considera que la fase granular es elástica; sin embargo, da lugar a incrementos de la presión intersticial. En el programa la trayectoria de esfuerzos efectivos viene dada por la elipse de expresión (Ghaboussi y Dikmen, 1977):

$$f_e = \tau_x^2 + \tau_y^2 + \lambda^2 \left(\sigma'^2 - \frac{2\lambda}{\lambda + M} \sigma' \sigma'_o + \frac{\lambda - M}{\lambda + M} \sigma'_o{}^2 \right) = 0 \quad (5.37)$$

donde λ representa la razón $\tau M / (\sigma - \tau M)$ o excentricidad de la elipse. Este parámetro está relacionado con la densidad relativa de la arena (fig. 5.16).

Para cada instante t el programa calcula la variación de la presión efectiva de la siguiente forma: a partir del estado inicial de esfuerzos, aumentan los esfuerzos de cizalla al transmitirse la vibración; los esfuerzos efectivos disminuyen de acuerdo con la expresión 5.37 como consecuencia del incremento de la presión intersticial en condiciones de no drenaje. Al ocurrir un proceso de descarga, se considera que la presión efectiva se mantiene constante (sólo existen deformaciones elásticas) hasta que se alcanza el valor máximo/mínimo previo de τ y σ' ($\tau_m - \sigma_m'$). Cuando se alcanza este punto la trayectoria de esfuerzos viene dada otra vez por la expresión 5.36, aunque ahora ha variado el valor de σ'_o para que la nueva elipse pase por el punto $\tau_m - \sigma_m'$.

El modelo introducido en este programa posee varias dificultades: la primera de ellas, ya señalada por Martin *et al.* (1974), deriva de considerar que el suelo es elástico. Ello no permite tener en cuenta la tendencia de las arenas a sufrir cambios de volumen permanentes durante el proceso de carga cíclica. Asimismo, este modelo no considera los criterios de Masing para modelizar los procesos de carga y descarga.

Por sus ecuaciones constitutivas, este programa sólo puede trabajar con columnas de suelo constituidas íntegramente por arena. Sin embargo, en la Vega es muy frecuente que la columna esté conformada por niveles alternantes de arena, limos y arcilla. Ello limita su aplicación a tan sólo los sondeos en donde la columna de suelo es totalmente arenosa.

Otras limitaciones del programa son de tipo numérico: el programa obtiene la respuesta del suelo para un intervalo de muestreo siempre inferior al introducido, típicamente un valor por cada 2 ó 4 muestras del acelerograma de entrada. Ello reduce la resolución del espectro de la señal calculada. Si a ello sumamos que posee un importante ruido numérico en altas frecuencias (como otros programas de elementos finitos; Martin y Seed, 1982) resulta que la parte del espectro útil se ha reducido a una banda muy estrecha del mismo (en general hasta 7 u 8 Hz).

2.3.3.3. Otros módulos.

Con carácter específico, este programa requiere conocer dos parámetros: la permeabilidad k del suelo y el coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v . La permeabilidad k se ha estimado a partir de la fórmula de Hazen (Lambe y Withman, 1989): $k = 100 D_{10}^2$, estando expresados D_{10} y k en cm y cm/s, respectivamente.

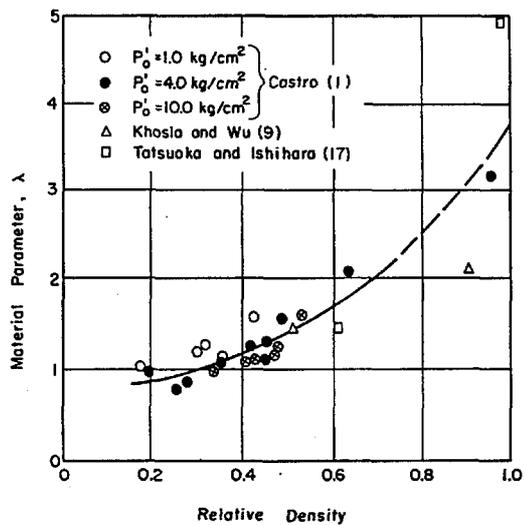


Figura 5.16. Relación entre la densidad relativa y el parámetro λ (Ghaboussi y Dikmen, 1977).

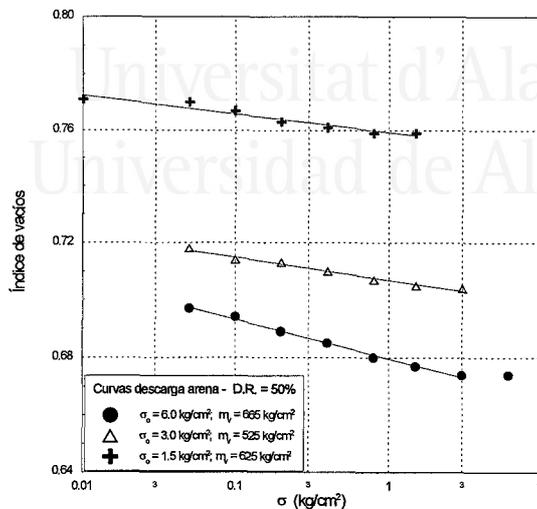


Figura 5.17. Resultados de ensayos de compresión confinada en arena. Módulo m_v de arenas de la Vega Baja.

El coeficiente m_v de la arena se ha obtenido de tres ensayos de descarga realizados a partir de presiones iniciales diferentes (1.5, 3.0 y 6.0 kg/cm²) en arena seca tomada de la columna del sondeo P5. En los tres casos la arena se preparó con una densidad relativa aproximadamente del 50%. A la muestra se le aplicaron cargas sucesivamente mayores, de forma similar a un ensayo edométrico en arcilla, hasta alcanzar los valores máximos antes especificados. Cuando esto ocurría, se procedía a descargar la arena a la vez que se tomaban las correspondientes lecturas de altura de la columna del suelo. La figura 5.17 presenta los resultados de estos ensayos. Para la modelización se tomará el valor de m_v correspondiente al esfuerzo vertical más próximo al existente *in situ* (1.5 kg/cm²).

2.3.4. NONLI-2D.

Este programa fue realizado por Joyner (1975, 1977) y representa una extensión a dos dimensiones de otro programa no lineal creado por este autor y Chen (1975). El programa utiliza un esquema de diferencias finitas y hace uso del modelo de elementos de fluencia descrito por Iwan (1967) para modelizar el comportamiento no lineal del suelo. Los cálculos se efectúan en el dominio del tiempo.

Este programa posee de forma implícita las siguientes simplificaciones:

1. El medio se representa por medio de una rejilla de elementos de forma triangular o cuadrada. La masa de cada elemento se encuentra repartida por igual entre los nodos o vértices de dicho elemento.
2. El suelo queda caracterizado por su densidad, resistencia al corte y velocidad de propagación de ondas.

3. Durante la excitación los nodos sufren desplazamientos diferenciales y no existe transferencia de masa de un nodo a otro.
4. El suelo se sitúa sobre una base rocosa semiinfinita elástica de rigidez finita.
5. La excitación se inicia en el medio rocoso.
6. El comportamiento no lineal del suelo es modelado por medio del modelo de Iwan (1967) y de una expresión analítica hiperbólica para relacionar esfuerzos y deformaciones.

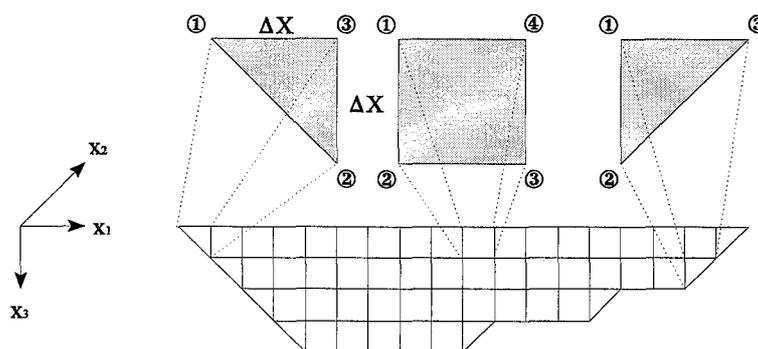


Figura 5.18. Esquema mostrando la discretización que el programa NONLI-2D realiza de un valle. Se detalla la nomenclatura de los vértices de cada elemento tal y como se le debe especificar al programa (Joyner, 1975).

2.3.4.1. Fundamento matemático.

En el esquema adoptado por este programa, la perturbación se inicia en el semiespacio infinito y se propaga en el seno de la estructura bidimensional. Ésta se encuentra dividida en una serie de elementos de forma regular cuadrada o triangular (fig. 5.18). La extensión de estos elementos en la dirección X_2 es infinita.

La respuesta del sistema se describe en forma de las tres componentes de la velocidad de los vértices (o nodos) de cada elemento y de las nueve componentes de los tensores de esfuerzo (S) y deformación (E). Dependiendo de las componentes de la velocidad calculadas, el programa ofrece dos posibilidades (Joyner, 1977):

1. La *solución en el plano* (In-Plane), en la cual se obtiene las componentes V_1 y V_3 de la velocidad. Corresponde a la solución del problema de propagación de ondas P y SV en el plano X_1X_3 de la figura 5.18.
2. La *solución fuera del plano* (Antiplane), en la cual se obtiene la componente V_2 de la velocidad. Esta solución trata la propagación de ondas SH, que causan perturbaciones fuera del plano de la figura 5.18.

Los esfuerzos (y deformaciones) son tratados considerando de una parte el esfuerzo medio (σ_m) y de otra las componentes desviadoras (σ_{ij}):

$$\begin{aligned} \sigma_m &= S_{kk}/3 & \sigma_{ij} &= S_{ij} - \sigma_m \delta_{ij} \\ e_m &= E_{kk}/3 & e_{ij} &= E_{ij} - e_m \delta_{ij} \end{aligned} \quad (5.38)$$

donde en las anteriores expresiones δ_{ij} es la delta de Kroneker ($\delta = 1$ si $i = j$; $\delta = 0$ si $i \neq j$) y se ha adoptado el criterio de la suma (la repetición de subíndices implica la suma de las componentes).

La secuencia de cálculos que implica este programa es (Joyner, 1975):

1. Para cada nodo se conoce la velocidad V en el instante t . Asimismo para cada nodo se conoce el valor de las componentes del tensor de esfuerzos $t-\Delta t/2$.
2. Los valores de V en el momento t son utilizados para calcular la variación en la deformación del suelo (ΔE_{ij}) para un intervalo Δt centrado en t :

$$\frac{\partial E_{ij}}{\partial t} = \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial V_i}{\partial x_j} + \frac{\partial V_j}{\partial x_i} \right) \quad (5.39)$$

En el programa se considera que la velocidad de los nodos es independiente de la coordenada x_2 ($\partial V_i / \partial x_2 = 0$) y se aproxima el valor de las derivadas anteriores por el valor de la velocidad de los nodos.

3. Los incrementos de deformación son utilizados para obtener el incremento de los esfuerzos en el momento $t+\Delta t/2$ a partir del modelo reológico incorporado en el programa.
4. Conocidos los incrementos de los esfuerzos se obtienen las fuerzas actuantes sobre cada nodo en dicho momento, las cuales son utilizadas para actualizar los valores de la velocidad.

Todos los cálculos se realizan paso a paso en el tiempo sobre el conjunto de elementos del suelo y las variables se actualizan cada incremento de tiempo Δt .

2.3.4.2. Ecuaciones constitutivas: El modelo de Iwan.

La relación entre esfuerzo y deformación incorporada en el programa se basa en la teoría incremental de la plasticidad (Iwan, 1967). Este modelo considera que el comportamiento no lineal del suelo se puede representar por una sucesión de muelles lineales (de constante G_i) dispuestos en paralelo con elementos friccionales (de resistencia máxima Y_i), figura 5.19. Cada uno de estos elementos friccionales permanece bloqueado hasta que se le aplica un esfuerzo mayor que su

resistencia, en cuyo caso fluye y los esfuerzos aplicados comienzan a actuar sobre el elemento siguiente (Y_{i+1}). En general, se suele considerar que $Y_1 = 0$.

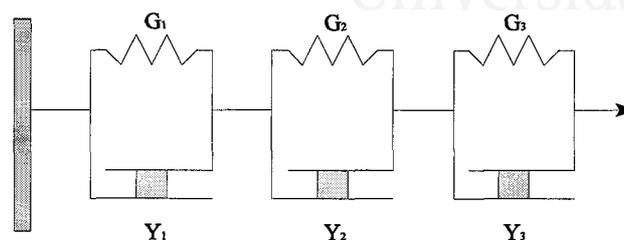


Figura 5.19. Modelo reológico unidimensional de Iwan (1967).

Este modelo parte de definir una familia de superficies de fluencia, cada una de las cuales viene caracterizada por una función del tipo (Joyner, 1975):

$$f^n(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}^n) = k_n^2 \quad (5.40)$$

donde α_{ij} representa el origen de la superficie de fluencia n en el espacio de esfuerzos y k_n es una característica de la superficie n que representa el esfuerzo para el cual se produce fluencia en dicha superficie en cizalla simple. Cada una de estas superficies equivale a uno de los elementos muelle elástico-elemento friccional. El paso de una superficie de fluencia a otra durante un proceso de carga significaría que el esfuerzo aplicado al elemento es superior a su resistencia Y_i .

Se considera que la relación entre $\Delta\sigma_m$ y Δe_m es puramente elástica ($de_m = d\sigma_m/k$, siendo k el módulo de compresibilidad volumétrica). La deformación desviadora total viene dada por la suma de una deformación elástica y otra plástica:

$$de_{ij} = de_{ij}^E + de_{ij}^P \quad (5.41)$$

Dado que existen n superficies de fluencia, todas aquellas en las que se haya producido fluencia contribuyen a la deformación plástica. El programa considera, además, una condición de endurecimiento cinemático de tipo Prager, por lo que:

$$d\alpha_{ij}^n = C_n de_{ij}^P \quad (5.42)$$

siendo C_n una constante asociada a la superficie n .

Las constantes k_n y C_n se seleccionan de manera que el modelo puede ajustar resultados experimentales de ensayos de corte en muestras del material a modelizar. Estos parámetros se pueden también obtener a partir de una relación hiperbólica equivalente a la utilizada por el programa LASS. En tal caso al programa se le especifican los valores normalizados de k_n , es decir $k/\sigma_{m\acute{a}x}$, siendo $\sigma_{m\acute{a}x}$ el esfuerzo máximo de cizalla simple que el suelo es capaz de soportar, y el programa obtiene las correspondientes deformaciones desviadoras normalizadas, $e_n = e_{ij}(2G_o/\sigma_{m\acute{a}x})$ por medio de la siguiente ley hiperbólica:

$$e_n = k_n / (1 - k_n) \quad (5.43)$$

Conocidos ambos, el valor del parámetro C_n se obtiene por medio de la siguiente ley de recursividad:

$$\frac{1}{C_j} = \frac{e_{j+1} - e_j}{k_{j+1} - k_j} - \frac{1}{2G_{m\acute{a}x}} - \sum_{n=1}^{j-1} \frac{1}{C_n} \quad (5.44)$$

Esta terna de parámetros permiten reproducir el comportamiento del suelo. Todos ellos son comunes a las diferentes capas presentes en el suelo. La diferencia entre un material y otro vendrá dada por sus valores de $\sigma_{m\acute{a}x}$ y $G_{m\acute{a}x}$.

2.3.4.3. Resolución y estabilidad.

El tamaño de la rejilla utilizada para discretizar la estructura controla la resolución del programa en frecuencias. De acuerdo con Joyner (1977) es suficiente tener 10 elementos o rejillas por longitud de onda para una perfecta representación de la onda, si bien con 6-8 los resultados tienen ya gran precisión y existe información hasta un límite de 4 elementos por longitud de onda (Badal y Serón, 1986; Luzón, 1996). Este hecho constituye un factor limitante: si se desea tener una buena resolución para una frecuencia f , el tamaño de la rejilla no debe ser mayor que $V_s/10f$ (ó $V_s/(6-8)f$), siendo V_s la velocidad de cizalla del material contenido en la rejilla.

Utilizando el anterior criterio y teniendo en cuenta el coste informático que pueda tener una rejilla demasiado pequeña (matrices de cálculo de gran tamaño y tiempo de cálculo excesivo), se ha seleccionado un tamaño de rejilla $\Delta x = 7$ m. Dada la velocidad de cizalla del promedio de los 7 m más superficiales (aproximadamente 140 m/s), esta longitud asegura una perfecta resolución para frecuencias inferiores a 3.5 Hz y una representación parcial para frecuencias hasta 5 Hz.

Otro problema que se plantea con programas de este tipo es la propia estabilidad numérica del proceso de cálculo. La condición de estabilidad para el esquema de diferencias finitas es (Joyner, 1977):

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x / V_s}{\sqrt{2}} \quad (5.45)$$

Para el modelo 2D que se va a utilizar de la Vega, Δx son 7 m y el valor más alto de V_s en el suelo es aproximadamente de 325 m/s (ver apartado siguiente). Como resultado, Δt debe ser menor que 0.015 segundos. Joyner (1977) recomienda utilizar en problemas no lineales un intervalo de tiempo que sea como máximo un 75% del valor obtenido por la anterior expresión, sugiriendo adoptar muestreos aun menores. Siguiendo tal recomendación, se ha utilizado un intervalo de 0.005 segundos, que garantiza la estabilidad del cálculo.

Las principales limitaciones de este programa derivan de la poca resolución en altas frecuencias. Otro deriva de la necesidad de utilizar medios informáticos más potentes (y por tanto más costosos): los programas 1D se han ejecutado en un PC mientras que este programa requiere una estación de trabajo. Asimismo, como ocurre con CHARSOIL, este programa utiliza la misma relación hiperbólica para todos los materiales.

2.3.4.4. Discretización y asignación de propiedades geotécnicas en el modelo 2D de la Vega Baja.

Según se ha explicado, el modelo bidimensional de la Vega que se va a utilizar en la modelización es el ofrecido en la figura 3.27. Como ya se ha señalado, en determinados sondeos se ha incorporado parte del substrato geotécnico a la columna de suelo a modelizar (debido a sus peores características geotécnicas); en consecuencia, al límite físico entre el relleno de materiales con malas características señalado en la figura 3.27 es necesario sustraer las profundidades indicadas en la tabla 5.5.

La discretización de la anterior figura se ha hecho según una rejilla de 7x7 metros, resultando una malla de 1986 elementos en la horizontal por 7 en la vertical. Los elementos del interior de la rejilla tienen forma cuadrada, mientras que los que de los límites laterales buzantes son triángulos rectángulos. A cada elemento se le han asignado sus propiedades mecánicas (densidad, velocidad de cizalla y resistencia al corte) por extrapolación de las medidas en los diversos sondeos situados en las proximidades del corte, en concreto de los sondeos geotécnicos representados en la figura 3.30. El procedimiento de asignación ha sido el siguiente:

1. Para cada sondeo se ha calculado el valor medio de cada una de las tres propiedades antes mencionadas en los primeros 7 metros. El promedio de cada propiedad se ha asignado al elemento sobre el que se sitúa el sondeo.
2. Para aquellos elementos situados entre sondeos se ha considerado que las propiedades varían linealmente en la horizontal entre los valores de estos dos sondeos.

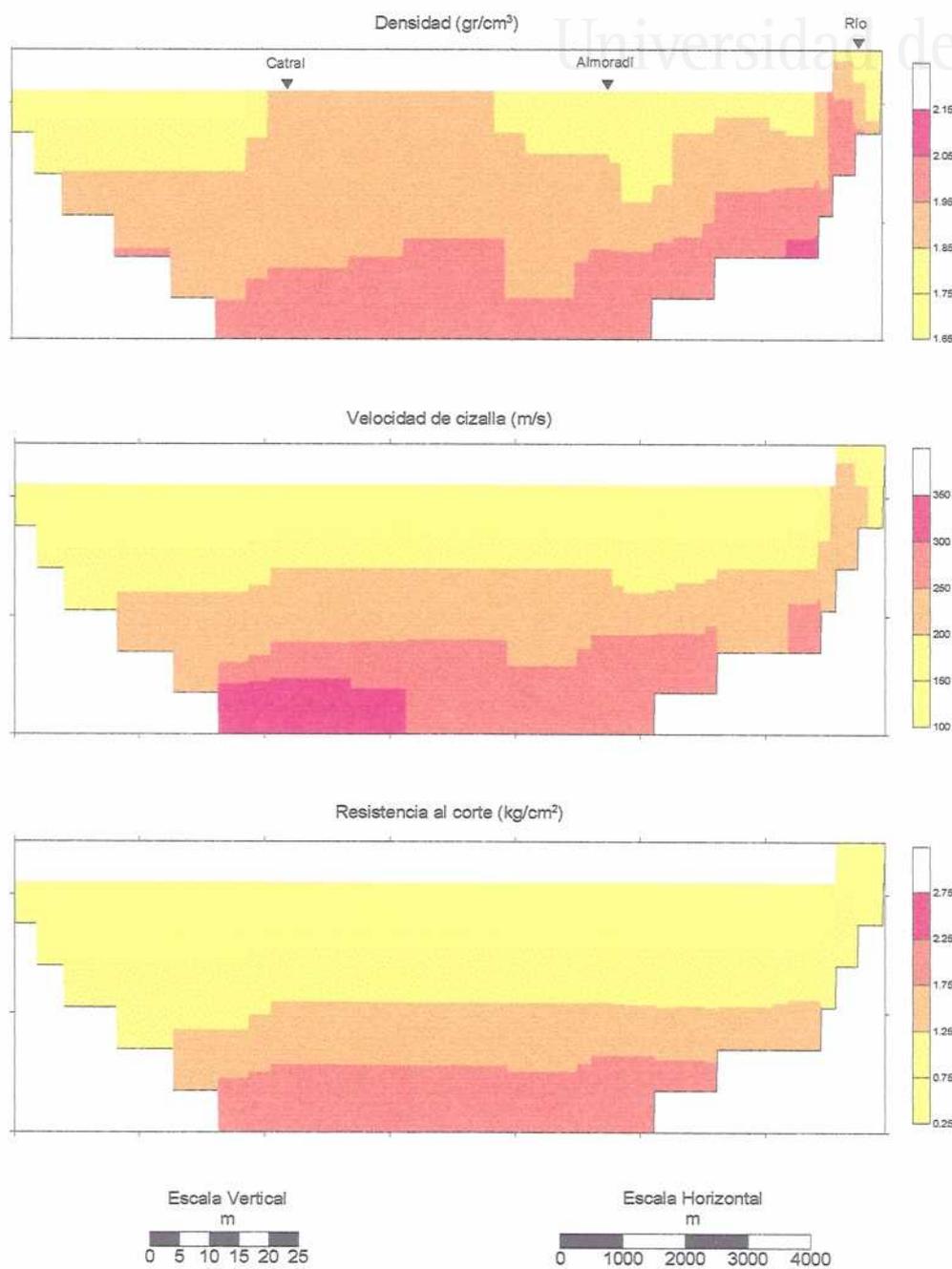


Figura 5.20. Propiedades mecánicas en el modelo bidimensional de la Vega Baja.

Realizada la asignación de propiedades a los elementos más superficiales (0 y -7 m), se procedió de igual manera para los situados entre -7 y -14 metros de profundidad y así sucesivamente hasta completar la rejilla. La figura 5.20 presenta el resultado final de esta asignación. Se observa que existe cierta variabilidad en la densidad de los materiales, pero que tanto V_s , como la resistencia al corte muestran una clara relación con la profundidad, con una disposición en capas aproximadamente horizontales. Al calcular estos promedios se ha hecho la abstracción de suponer que el relieve es totalmente plano en la Vega, de manera que las pequeñas elevaciones son ligeramente desplazadas hacia menor cota y los surcos son también desplazados, pero elevándolos. Como quiera que el relieve es prácticamente plano este efecto no genera apenas distorsión de la realidad. Únicamente en el extremo S del corte, donde el relieve asciende al aproximarse al canal se ha introducido una nueva fila de elementos en la rejilla para una mejor representación de este relieve en el modelo.

Es además necesario especificar la velocidad de cizalla del semiespacio infinito sobre el que se apoya la Vega. Dado que en la naturaleza éste incluye materiales muy diversos, se ha adoptado la velocidad de cizalla más alta, los 800 m/s de los conglomerados, algo mayor que la de las margas.

2.3.4.5. Condiciones de contorno.

Este programa considera que la perturbación se origina en el semiespacio infinito y se transmite al suelo; es por tanto necesario especificar el movimiento a cada punto de la rejilla situado sobre el límite de ambos medios. En nuestro caso se ha realizado la siguiente simplificación del problema: en la modelización sólo se han considerado ondas SH (lo que permite comparar resultados con el resto de programas 1D puesto que sólo trabajan con este tipo de ondas) y entonces es admisible que la perturbación está constituida por ondas planas (fig. 5.21). Con esta premisa, todos los puntos alcanzados en el mismo instante t por el frente de ondas se encuentran en fase.

Un aspecto que hasta el momento no se ha tratado es el problema del ángulo de incidencia de la señal. En el caso de los programas 1D este fenómeno no representa mayor problema, puesto que se trata de un simple problema de trigonometría (la amplitud de la señal incidente es reducida por un factor igual al coseno del ángulo de incidencia). Sin embargo, en el caso de geometrías bidimensionales este problema implica, además de una variación en la amplitud de la señal, un desfase en la llegada de la perturbación a los extremos de la cuenca, según sea su procedencia. Este hecho queda reflejado en la figura 5.21: los primeros frentes de ondas de la perturbación se encuentran afectando al extremo izquierdo de una cuenca mientras que los puntos situados más a la derecha no serán alcanzados hasta instantes más tarde. Este hecho obliga a tener presente tanto el ángulo de incidencia como la procedencia de la perturbación. En el análisis que se va a realizar se han considerado dos posibilidades: la primera es que la fuente se encuentra directamente bajo la Vega (ángulo de incidencia de 0°) y otra que la perturbación incide con un ángulo de 35° (frente de ondas a 55°), para tener en cuenta la distancia a la que se encuentran las fuentes más alejadas y en tal caso se ha considerado que la perturbación procede tanto N como del S.

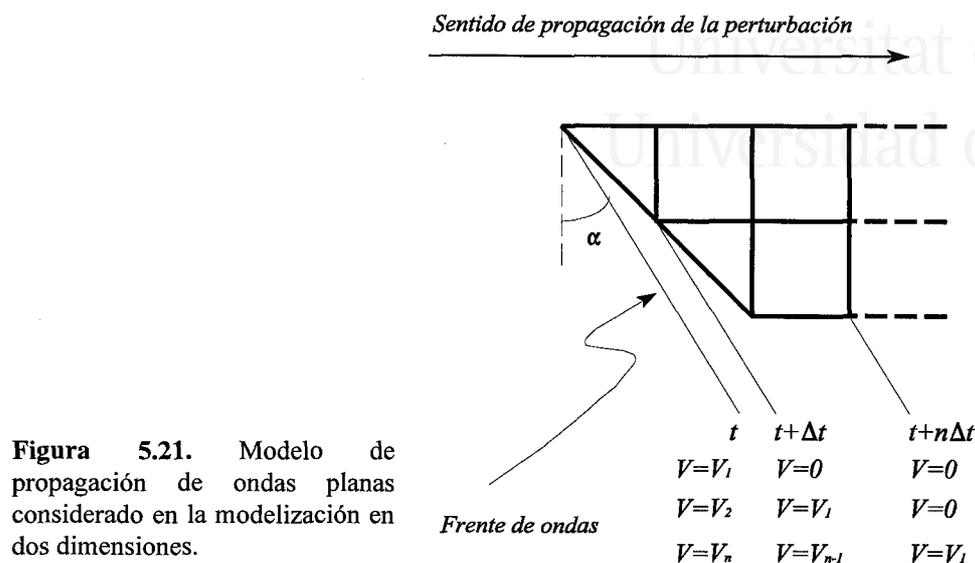


Figura 5.21. Modelo de propagación de ondas planas considerado en la modelización en dos dimensiones.

2.3.5. Criterios para la aplicación de los programas de modelización de la respuesta del suelo.

En los apartados anteriores se han explicado las características de los programas que se van a utilizar en la modelización, sus aptitudes e inconvenientes. A la luz de estos datos se ha decidido que el uso de cada programa sea el reflejado en la tabla 5.10.

El programa NONLI-2D se ha tomado como referente para comparar los resultados del resto de los programas, puesto que utiliza el modelo más real del área estudiada. Los programas SHAKE91 y CHARSOIL se han utilizado, como el anterior, tanto para los problemas que implican movimientos fuertes como débiles del suelo. No obstante, dado que el modelo de suelo que utiliza SHAKE91 es muy apropiado para modelizar los movimientos débiles, estando considerado en este sentido como estándar en ingeniería sísmica, los problemas que implican movimientos débiles del suelo se han analizado todos con SHAKE91 (además de NONLI-2D), utilizando CHARSOIL tan sólo para uno de los problemas al objeto de poder comparar resultados entre ambos programas.

El programa LASS III se ha utilizado con vistas a considerar el efecto de la licuefacción en el espectro de respuesta. Este programa puede trabajar con las tres componentes del movimiento (X, Y, Z); sin embargo, dado que el resto de los programas 1D sólo lo hace con una de ellas, se le ha utilizado también con una sola componente del movimiento.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

		SHAKE91	CHARSOIL	LASS III	NONLI3-2D
Movimiento fuerte del suelo		✓	✓	✓	✓
Movimiento débil del suelo	Evento 2	✓	✓		✓
	Evento 3	✓			✓
	Evento 4	✓			✓
	Evento 5	✓			

Tabla 5.10. Problemas analizados con cada programa de modelización de la respuesta del suelo.

2.4. Modelización de la respuesta del suelo (fases de procesamiento y resultados).

Conocidas todas las variables que intervienen en la modelización del movimiento del suelo, a continuación se describen algunos detalles que completan el planteamiento del problema y cómo se ha procedido en la modelización.

Cuando se han descrito los programas de modelización se ha indicado que en todos ellos la perturbación se origina en el semiespacio infinito situado en la base del suelo y que ésta se propaga hacia la superficie (esto último no necesariamente en SHAKE). Parece lógico pensar que la mejor forma de estudiar la respuesta del suelo sea comparando las características de la señal virgen, “introducida” desde la base del suelo, con las de la calculada en la superficie del terreno. Sin embargo, esto no permite comparar la respuesta de puntos en suelo (p.e. Almoradí) con la de otros sobre roca aflorando en superficie (p.e. Algorfa). Resulta más interesante comparar este último caso que no el primero, sobre todo a la hora de intentar comprender las diferencias en la severidad de la sacudida entre puntos durante un terremoto histórico y también cuando se pretendan determinar parámetros de interés en ingeniería sísmica (espectros de respuesta en roca y en suelo).

En consecuencia, en todos los casos el problema que se ha planteado es calcular el movimiento del suelo a partir de un registro en roca situada en la superficie del terreno y estudiar las diferencias entre ambos. El procedimiento para transformar este registro (en roca) en superficie a otro (en roca) en la base de la columna del suelo se basa en la posibilidad que ofrece SHAKE para transformar registros de un tipo en otro (fig. 5.13). Para tal fin el procedimiento seguido ha sido siempre:

1. Para cada sondeo y problema se ha comenzado utilizando siempre SHAKE. Al programa se le ha especificado que el acelerograma de entrada se obtuvo en roca aflorando en superficie y se le ha solicitado que calcule la respuesta del suelo en la superficie del terreno así como el acelerograma en la base del mismo.
2. El acelerograma así obtenido se ha utilizado directamente con el programa LASS III.
3. Los programas CHARSOIL y NONLI-2D requieren que el movimiento del suelo esté expresado en velocidades. Por ello el acelerograma de SHAKE se ha integrado mediante el programa ACEL (López Casado, 1982). En el proceso de integración se ha aplicado un filtro pasa-alta de 0.1 Hz y otro pasa-

baja de 25.0 Hz.

4. Para CHARSOIL se ha considerado que el suelo no posee amortiguamiento viscoso.

Para simplificar el problema de tener que trabajar con 1987 sismogramas diferentes en el programa NONLI-2D, se ha considerado que el movimiento en la base del sondeo S8 es representativo del movimiento que afecta a toda la Vega. Las diferencias en el movimiento entre dos nodos diferentes estriba en un desfase en la llegada de la señal (fig. 5.21).

En diversos momentos de esta memoria se ha señalado la incertidumbre inherente a los métodos numéricos. Dicha incertidumbre es debida en su mayoría al incompleto conocimiento de las propiedades mecánicas del suelo. Como no se tiene una medida directa de la velocidad de cizalla, que es el parámetro que más controla la respuesta del suelo, es necesario realizar un análisis de la variabilidad de la respuesta en función de la velocidad de cizalla del suelo y del substrato. Dicho estudio ha consistido en utilizar la columna del sondeo P1 y variar en un $\pm 20\%$ la velocidad asignada a cada formación y al substrato y comparar los resultados con datos instrumentales.

Finalmente, los métodos numéricos poseen una gran capacidad para generar resultados (función de transferencia; espectros; valores pico del movimiento del suelo; de tensiones y de deformaciones; historia del movimiento; etc.). Cada parámetro es de interés en problemas de muy diverso tipo; dado que el propósito de este trabajo es caracterizar la respuesta del suelo en la Vega Baja, nos hemos centrado en aquellos que directamente miden el movimiento del suelo y no en aquellos relacionados con su historia tensodeformacional, aunque es obvio que éstos también son de gran interés para comprender las peculiaridades de los efectos de sitio. Por ello se ha seleccionado la función de transferencia, el espectro de respuesta y el valor pico del movimiento del suelo.

2.5. Validación de los resultados: el método de Nakamura.

Como etapa previa a la zonificación sísmica de la Vega Baja es necesario realizar un análisis de validación de los resultados de la modelización. Para ello se utilizará información instrumental.

La zona de estudio no se encuentra monitorizada (en su seno sólo hay una estación), por lo que necesariamente se tienen que utilizar las técnicas independientes de estaciones de referencia (métodos de razones H/V y de Nakamura). A continuación se describe el método de análisis de los datos, mientras que los resultados se presentarán en el capítulo próximo, junto con los de la modelización.

La estación instalada en la Vega está equipada con un sensor triaxial Mark L-4C de período propio 1 segundo y amortiguamiento del 70% del crítico. La respuesta del sistema es plana entre 1 y 50 Hz. La componente vertical del sensor posee un rango dinámico de 66 dB, mientras que las horizontales poseen una ganancia 16 veces menor. La señal es preamplificada y pasada directamente a una tarjeta A/D de 16 bits donde se la digitaliza a una razón de 1000 muestras por segundo, las cuales son decimadas a 250 muestras. A esta señal se le aplica un filtro Butterworth de 5 polos y frecuencia

esquina de 50 Hz, con el que se eliminan las altas frecuencias (Jáuregui, 1996, com. pers.).

Inicialmente se pensó en utilizar los registros de terremotos para aplicarles el método de las razones H/V. Sin embargo tuvo que descartarse la idea: el sensor instalado es de velocidad, de manera que satura fácilmente, sobre todo la componente vertical, que posee una ganancia mucho más alta, al objeto de utilizarla con fines de localización de eventos; por otra parte, las trazas de aquellos eventos que afortunadamente no estaban saturadas (tres tan sólo) presentaban una relación señal/ruido inferior a 3, lo que las invalida por su baja calidad.

Los datos de ruido proceden de una campaña de adquisición de ruido ambiente que consistió en la adquisición de muestras de 5 minutos de duración cada hora durante 24 horas. La campaña se realizó en el típico día de verano que, por lo tórrido de la estación, favorece la inactividad en las labores del campo (ruido antrópico no deseado). Las 24 muestras se han tratado de la siguiente forma:

1. La señal se decimó a 50 muestras por segundo al objeto de reducir el tamaño de los archivos de trabajo. Esta señal fue nuevamente filtrada pasa-baja a 22 Hz. Del análisis de trazas de terremotos se comprobó que la respuesta instrumental de los tres canales de la estación es la misma en la banda de frecuencias en las que los sensores tienen respuesta plana (1-50 Hz). Por ello se consideró innecesario sustraer la respuesta instrumental a las muestras de ruido, aunque sí se tuvo la precaución de ajustar la ganancia de los tres canales, de manera que las amplitudes fueran comparables.

2. Se seleccionó una ventana con las primeras 2048 muestras (40.96 segundos) de ruido y mediante una rutina estándar se calculó su espectro de potencia. Acto seguido se desplazó la ventana un total de 1024 muestras, de manera que el 50% de las muestras de esta nueva ventana fueran comunes con las de la anterior, y se volvió a calcular el espectro de potencia. El proceso terminó una vez cubiertos los 5 minutos de ruido. Esta rutina devuelve el espectro de potencia promedio de las diversas ventanas así como su valor al 95% de confianza.

Dado que la amplitud de la ventana y del solape son ≈ 41 y ≈ 20 segundos respectivamente, es conveniente no utilizar muestras con una fuente atípica de ruido que dure más que los 41 segundos de una ventana, ya que esta señal ofrece más información acerca de la fuente local de la perturbación que de la respuesta del sitio y contamina el resultado final. Por ello se han descartado las muestras 1 (02:00 h.), 9 (10:00 h.), 14 (15:00 h.) y 19 (20:00 h.).

Como resultado de aplicar el proceso anterior obtenemos la función de transferencia del suelo dividiendo el espectro promedio de cada componente horizontal por el de la vertical. Dado que se había trabajado con el espectro de potencia, y el módulo de éste es igual al cuadrado del módulo del espectro, previo a su división se calculó su raíz cuadrada.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

CAPÍTULO VI:
RESULTADOS: ZONIFICACIÓN SÍSMICA

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se presentan en un primer apartado (VI.2) los resultados correspondientes al análisis de susceptibilidad del suelo a la licuefacción. Con posterioridad (VI.3) se introducirán los resultados de la campaña de ruido sísmico, de manera que puedan ser utilizados como base de comparación y chequeo de los métodos numéricos de modelización de la respuesta del suelo. A continuación se presentarán los resultados de la modelización del movimiento del suelo (VI.4), que constituyen el núcleo de esta tesis. Finalmente, en el apartado VI.5 se hará un uso global de todos los resultados presentados en este capítulo para realizar la zonificación sísmica de la Vega Baja.

2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN.

De acuerdo con lo expresado en el capítulo de metodología, para el análisis de susceptibilidad vamos a considerar dos parámetros, el índice de licuefacción potencial y la aceleración mínima necesaria para producir licuefacción, y con ellos se determinará la importancia del fenómeno en la Vega y, por tanto, la susceptibilidad de sus sedimentos.

Antes de comenzar a presentar los resultados, es necesario señalar que dada la posición del nivel freático, muy próxima a superficie, es obvio que éste no constituye un factor limitante para la ocurrencia de la licuefacción y, por eso, en la exposición de resultados no se tendrá en consideración.

2.1. El índice de Licuefacción Potencial Normalizado NP_L .

En un principio para la definición de la susceptibilidad del suelo sólo se deben tener en consideración factores intrínsecos del suelo (Youd y Perkins, 1978), es decir, aquellos que determinan su capacidad de licuar (en nuestro caso N , D_{50} y % finos). Es por esto que las zonificaciones de tipo geológico, donde se consideran constantes *grosso modo* las propiedades del suelo acumulado en un determinado medio deposicional, suelen ser de gran valor. Sin embargo, como ya se ha señalado, estos criterios presentan el inconveniente de no cuantificar la capacidad del suelo. Como consecuencia, para nuestro estudio hemos procedido de forma inversa: hemos considerado primero las características geotécnicas de los sedimentos, estudiado su susceptibilidad y después generalizado dichas características geotécnicas a los medios sedimentarios presentes en la Vega.

Para tal fin se han determinado los parámetros R (esfuerzo cíclico máximo que soporta el suelo) y L (carga sísmica) y se ha procedido a calcular el factor de seguridad F_L y, a partir de él, el índice de licuefacción potencial normalizado (NP_L) para cada uno de los cuatro eventos de diseño considerados (tabla 5.1). Conviene señalar que como consecuencia de la normalización del índice P_L , los límites

propuestos por Iwasaki (1978, en Ishihara y Yasuda, 1991) para clasificar el comportamiento del suelo se transformarían en los siguientes valores del índice NP_L :

Con P_L : $0 < \text{Baja posibilidad de licuefacción} \leq 5 < \text{Alta posibilidad} \leq 15 < \text{Muy alta posibilidad}$
 Con NP_L : $0 < \text{Baja posibilidad de licuefacción} \leq 0.25 < \text{Alta posibilidad} \leq 0.75 < \text{Muy alta posibilidad}$

Es importante señalar que, tal y como están definidas las clases o grupos de *posibilidad* de licuefacción, un suelo que posea un índice nulo no quiere decir que no sea susceptible (no posible), sino que tal susceptibilidad todavía existe, aunque en un grado muy bajo.

Las figuras 6.1a a 6.1d presentan la distribución espacial del índice NP_L para cada evento. Estas figuras se han obtenido por interpolación (Kriging) del índice de los 59 sondeos a los que se les ha podido calcular. Si se compara la situación de los puntos en la figura con la distribución de sondeos utilizados para caracterizar geotécnicamente la Vega (figura 3.5), se observará que no se han utilizado ciertos sondeos. Ello es debido a que se trata bien de sondeos con fines hidrológicos (H-6, H-7, H-8, H-9, H-13, H-17), de investigación sedimentológica (S-GUA y S-ALM), geotécnicos sin ensayos de penetración (ALM-1 y ALM-2) o penetraciones dinámicas cuya profundidad de investigación es tan pequeña que no son aptas para el estudio (B-SF4 y SD-12).

En estas figuras se puede observar que:

1. Existe una disminución significativa en la extensión de las zonas con índice alto (NP_L mayor que 0.75) conforme disminuye la aceleración máxima de los eventos. Para el evento 4, cuya aceleración es 0.04 g, tan sólo hay dos puntos cuyo índice no es nulo: el sondeo S5 ($NP_L = 0.3$) y S8 (0.2).
2. Al comparar los mapas entre sí, se observa que en el primero de los eventos la zona más extensa con índice NP_L mayor que 0.75 se encuentra junto a la desembocadura del río. En cambio, para el resto de eventos es el interior el que presenta los valores más altos, siendo NP_L nulo en la mayoría de los sondeos próximos a la desembocadura del río.
3. Para cualquiera de los eventos la zona N de la Vega (N de Catral y entre Dolores, San Fulgencio y la sierra del Molar) presenta sistemáticamente los índices más bajos de la región.
4. El río se muestra como un área compleja, con importantes variaciones del índice NP_L incluso para pequeñas distancias (p.e. sondeos AG4, AG6, AG7, AG9 y AG5). En general predominan los valores altos de dicho índice (mayor que 0.75 para aceleraciones altas y entre 0.1 y 1.0 para las bajas).
5. La zona situada entre Catral, Dolores y Almoradí se caracteriza por unos índices intermedios.

Con respecto a la primera de las observaciones, la gran extensión de terreno afectada por el elevado índice NP_L en el sector oriental de la Vega, debe tenerse en cuenta que el mapa se ha hecho por interpolación y que, desde un punto de vista estrictamente matemático, esta mayor extensión es fruto de la estimación de NP_L en una amplia área a partir de unos pocos datos iniciales en los que el índice en cuestión tiene valores elevados. Sin embargo, hay que señalar que hay evidencias que apuntan a que este

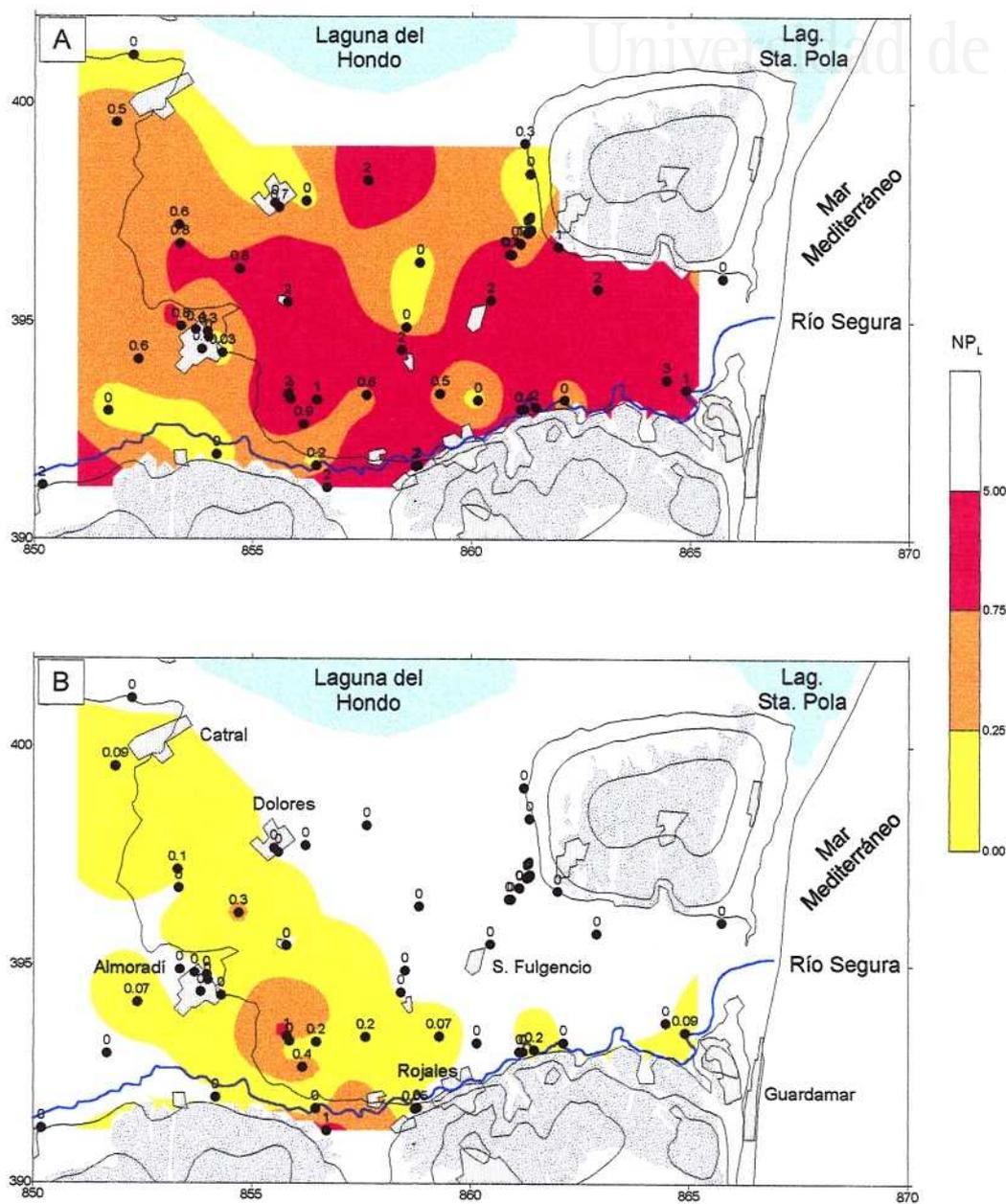


Figura 6.1. Índice de licuefacción potencial NP_L resultante de aplicar una aceleración de : A) 0.408 g (Evento 1); B) 0.08 g (Evento 4). En gris aparecen representados los afloramientos del substrato geotécnico.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

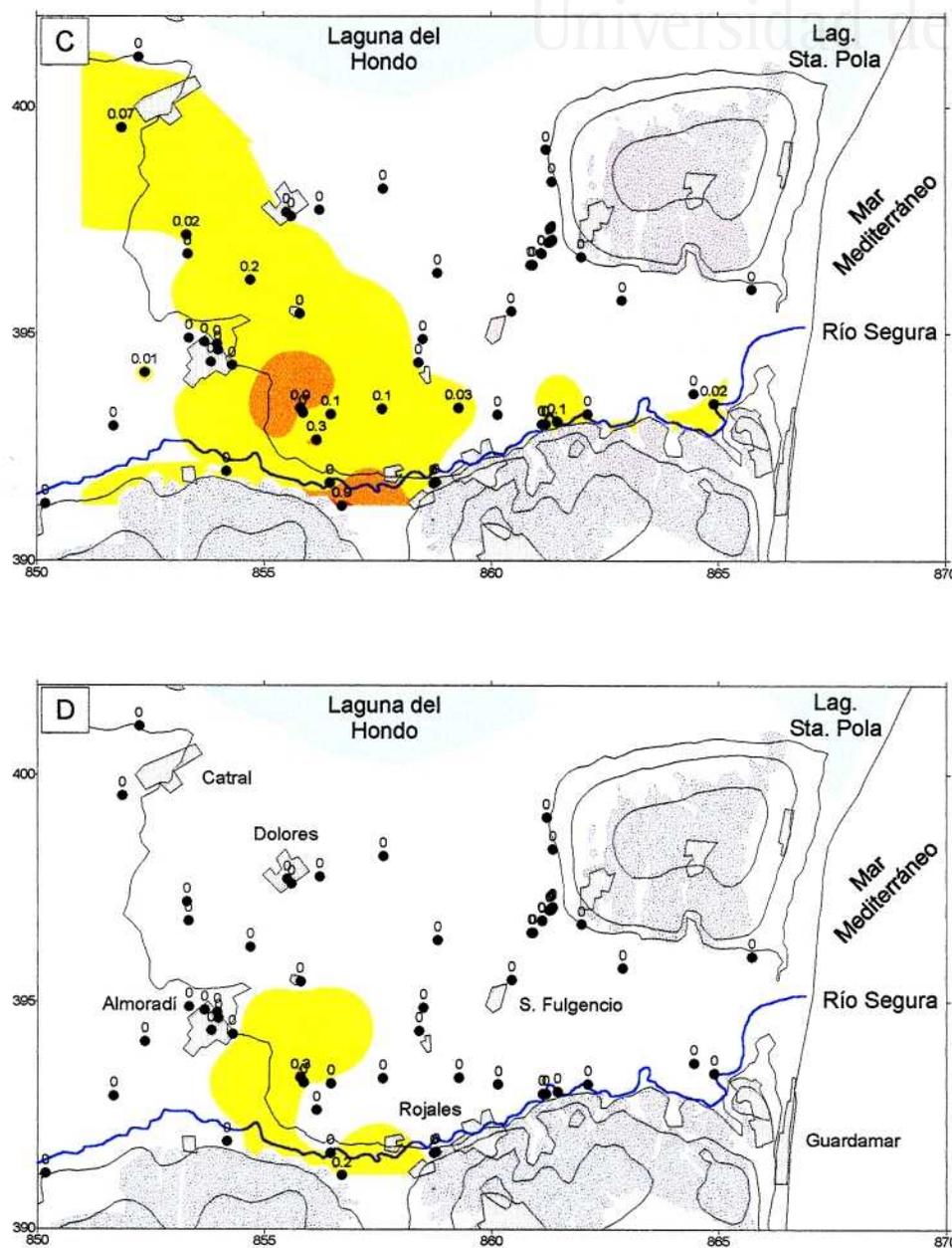


Figura 6.1. Índice de licuefacción potencial NP_L resultante de aplicar una aceleración de: c) 0.07 g (Evento 2); D) 0.04 g (Evento 3).

dato es correcto debido a la abundancia de sedimentos arenosos en el área (zona del *Alto de la Arena*, sondeos P5, S-GUA, etc.). A la vista de esto parece correcto considerar que la zona está compuesta mayoritariamente por arenas y que los ensayos de penetración realizados en sus márgenes (P5, SD-10, SD-13 y AG10) son una buena aproximación a sus propiedades.

La distribución del índice NP_L en las anteriores figuras puede comprenderse teniendo presente las expresiones utilizadas para estimar la resistencia del suelo. A partir de las ecuaciones 5.2 a 5.4 resulta que el factor más limitante para que ocurra licuefacción es el contenido en finos: que un suelo posea más del 40% en finos representa un notable incremento en su resistencia. Por ello aquellos puntos en los que predomina la fracción limo ($D_{50} = 0.06-0.02$ mm) poseen una resistencia elevada, solamente superable aplicando grandes aceleraciones (evento 1). Ello explica que al N de la Vega, donde el suelo es más limoso que arenoso, el índice NP_L sea siempre bajo. En cambio, para suelos arenosos ($D_{50} > 0.06$ mm) las expresiones 5.3 y 5.4 prácticamente no intervienen (se hace negativa una y nula la otra); entonces resulta que el SPT (o la densidad relativa) es el que controla la resistencia del suelo y, en consecuencia, las diferencias observadas en los mapas anteriores realmente están reflejando diferencias en la distribución del SPT en la Vega. Lógicamente para grandes aceleraciones estas diferencias se enmascaran, puesto que entonces se excede incluso la resistencia de algunos suelos limosos.

En definitiva, a partir de los mapas de la figura 6.1 se deduce la existencia en la Vega de al menos 3 zonas de diferente comportamiento (y consecuentemente distinto grado de susceptibilidad). De ellas la de mayor susceptibilidad comprende las márgenes del río y su desembocadura; se trata de un área donde la licuefacción puede ocurrir en una gran extensión de terreno a poco que el terremoto posea una magnitud en torno a 6.5 y su foco se encuentre próximo a la Vega (en el evento 1 el área con índice NP_L mayor que 0.75 representa 41 km², aproximadamente el 43% del área de estudio); pero se trata también de una zona en la que puede haber licuefacción incluso para terremotos de magnitud moderada ($m_b \approx 5.0$), aunque de forma puntual.

El resto de las zonas poseen una susceptibilidad menor y en ellas el fenómeno no puede revestir la misma gravedad. Por el bajo valor del índice que posee la zona al N de la Vega, en ella no es esperable que la licuefacción sea un fenómeno frecuente ni tampoco que pueda llegar a ser causa de daños a construcciones.

2.2. Aceleración mínima.

Los mapas de la figura 6.1 constituyen el dato de base para definir las zonas con distinta susceptibilidad a la licuefacción en base a criterios geotécnicos. Ocurre que, dada la gran diferencia en aceleraciones entre el primero de los eventos y el resto, es difícil definir los correspondientes límites entre zonas. Para solventar esta dificultad se ha calculado la aceleración mínima requerida para que el suelo licúe, ya sea para que el fenómeno sea posible ($NP_L = 0.25$) o bien para que sea muy posible ($NP_L = 0.75$). El resultado se presenta en los mapas de la figura 6.2.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

Universitat d'Alacant
 Universidad de Alicante

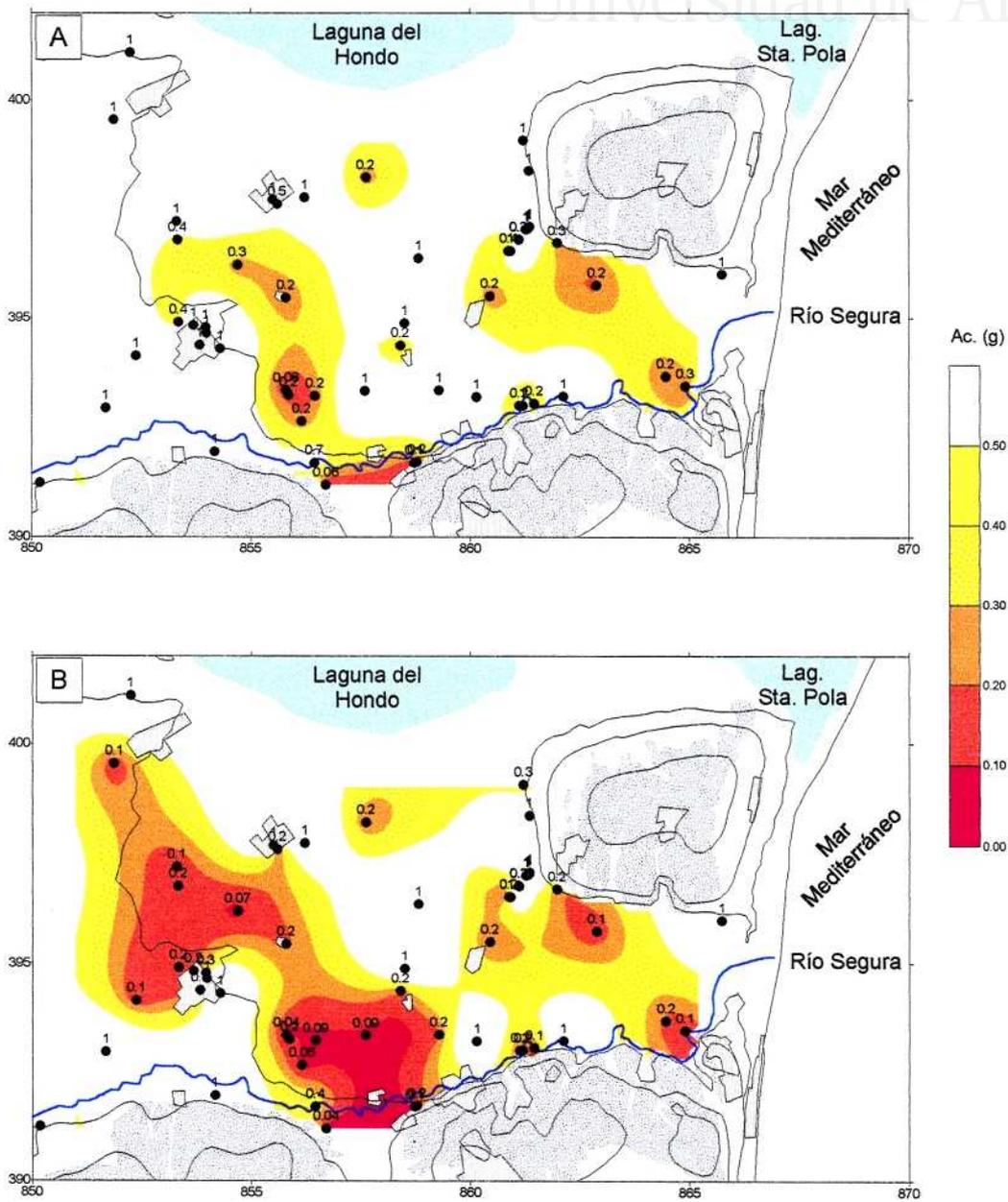


Figura 6.2. Mapas de isoaceleración mínima necesaria aplicar para que resulte un índice NP_L de: A) 0.75; B) 0.25.

Por el significado del primero de los límites, es decir, valor a partir del cual la licuefacción puede comenzar a ser posible y a partir del cual debe tenerse en consideración como potencial fuente de daños, la aceleración mínima requerida para alcanzar dicho límite constituye una forma de medir la susceptibilidad a la licuefacción: suelos poco susceptibles serán aquellos que requieran una aceleración extraordinariamente elevada para poder alcanzar este límite. Por ello la figura 6.2a refleja el límite entre la susceptibilidad baja y moderada. De otra parte, el segundo límite (aceleración para $NP_L = 0.75$) separa el campo de licuefacción posible del de muy alta posibilidad de ocurrir. Por tanto la anterior fuente potencial de daños es ahora una seria amenaza. Entonces, de forma similar, la figura 6.2b muestra la distribución de las zonas de susceptibilidad alta o muy alta.

Dado que las figuras presentan contornos de isoaceleración, la posición de los límites entre zonas variarán según que consideremos una aceleración u otra como la separación de las categorías de susceptibilidad. Es por tanto necesario encontrar un criterio que ayude a fijar la aceleración crítica de este problema. Para este fin hemos considerado la peligrosidad sísmica de la región. Giner (1996) analizó tal peligrosidad sísmica utilizando gran variedad de métodos. Sus resultados indican que la aceleración máxima esperada en la Vega Baja en un período de 1000 años varía entre 0.12 y 0.6 g (considerando media \pm desviación típica de las observaciones).

Para nuestro estudio vamos a adoptar una postura intermedia, es decir, vamos a considerar que la aceleración crítica es 0.35 g. El resultado de combinar las figuras 6.2a y 6.2b para esta aceleración se presenta en la figura 6.3. Esta figura constituye la primera aproximación a la definición de la susceptibilidad a la licuefacción en la Vega. Comprobamos que la zona de mayor susceptibilidad ($NP_L > 0.75$ para $a = 0.35$ g; en rojo en la figura) es el entorno del río, entre Almoradí, Benijófar y Daya Vieja, así como el *Alto de la arena*, aunque como en esta zona el número de sondeos es bajo, aparecen dos subzonas de susceptibilidad alta. Entre Catral, Almoradí y Dolores la susceptibilidad es moderada ($0.25 < NP_L \leq 0.75$ para $a = 0.35$ g; color naranja en la figura).

En la figura se ha añadido además el límite $NP_L \geq 0.25$ para una aceleración de 0.7 g (dos veces la aceleración crítica). Este límite, con una aceleración ciertamente muy alta, es orientativo de la distribución de zonas de susceptibilidad baja y las separaría de aquellas otras en las que ésta es muy baja o incluso nula. A partir de este nuevo límite se definen varias zonas con susceptibilidad baja ($NP_L \geq 0.25$ para $a = 0.7$ g, pero $NP_L < 0.25$ para $a = 0.35$; en amarillo en la figura 6.3): el N de Catral y entre Dolores, Daya Vieja y la sierra del Molar,

La figura 6.3 presenta algunas limitaciones derivadas de la poca información geotécnica utilizada, 59 sondeos para 96 km². Ello hace que allí donde hay pocos sondeos, el índice que se asigna a una amplia área se base únicamente en estos pocos sondeos, los cuales pueden no ser representativos. Así, al S del río, junto a Algorfa, existe un sondeo (P7) que no posee otros próximos en un radio de 2 km, de modo que toda la zona del río que lo rodea tiene su NP_L muy influido por el de dicho sondeo. Sin embargo, resulta que éste se realizó prácticamente en el borde de la Vega y su columna de suelo (4.1 m sobre el resto de materiales que constituyen el basamento geotécnico; ver tabla 5.5) no es representativa del fluvial próximo. En consecuencia, un índice nulo (la columna es limoso-arcillosa) se está asignando a una amplia zona del canal del río. El resultado es que se está subestimando la susceptibilidad de esta parte de la Vega. Algo similar ocurre, posiblemente, con el área situada entre Dolores, Daya Vieja y San Fulgencio.

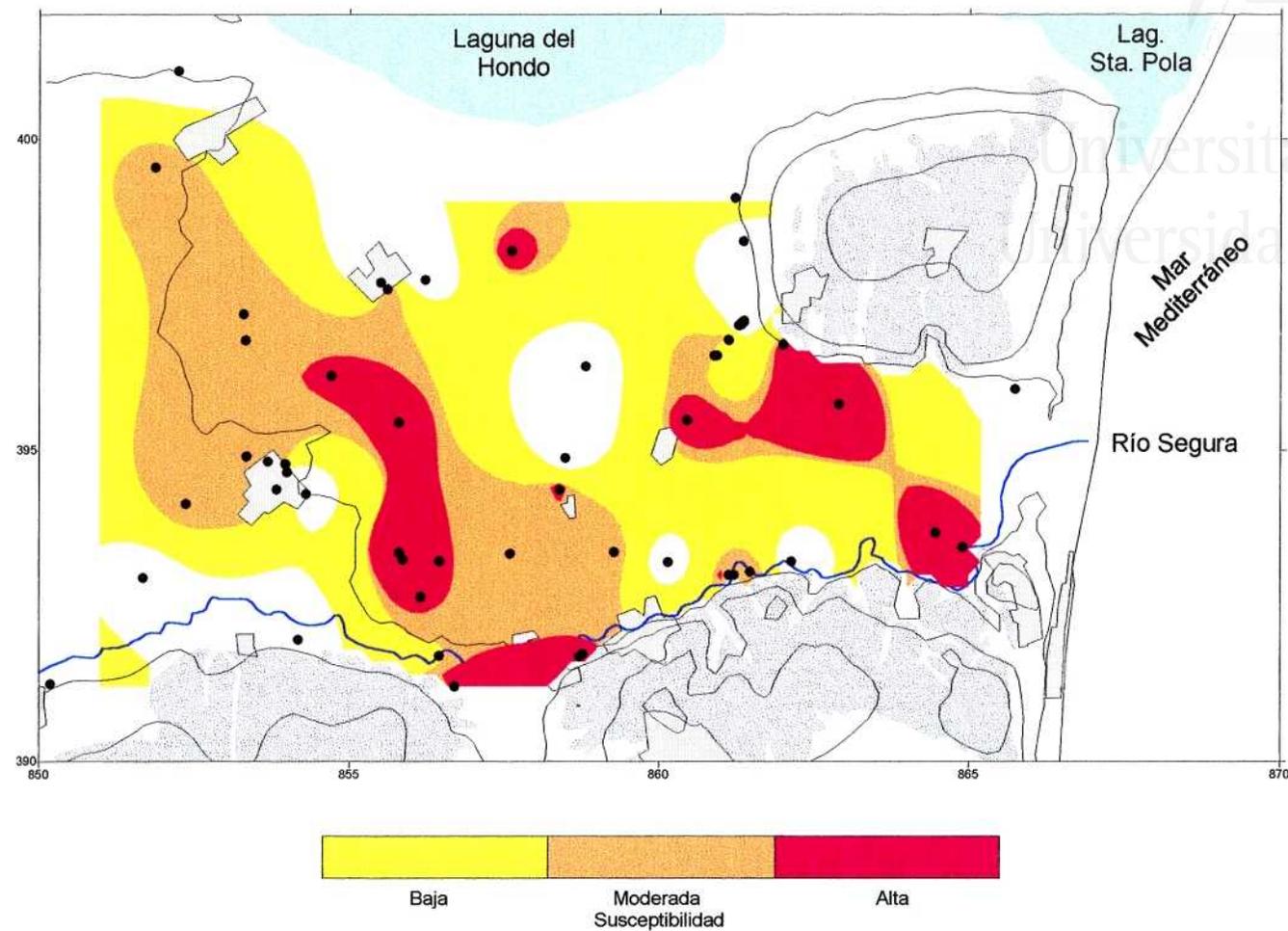


Figura 6.3. Susceptibilidad a la licuefacción de la Vega Baja basada en criterios geotécnicos (Índice NP_L).

2.3. Criterios no cuantitativos para la caracterización de la susceptibilidad a la licuefacción.

Los anteriores datos constituyen la única medida cuantitativa de la resistencia de los materiales de la Vega a la licuefacción y, por tanto, el mejor criterio para expresar su susceptibilidad. Sin embargo, como se ha podido observar, su escasez puede dar lugar a una incorrecta caracterización. Por ello en una segunda fase se ha incorporado la información geológica e histórica con vistas a suplir esta carencia de datos.

Relación entre la geología y el índice NP_L .

Los resultados presentados en las figuras 6.1 y 6.3 presentan una distribución de zonas que se correlaciona con la de los medios sedimentarios existentes en la Vega en su pasado más reciente. Si comparamos la figura 3.3 (estado de la Vega previo a la colonización realizada por el Cardenal Belluga) con estas otras, comprobamos la correspondencia entre las zonas palustres y las de NP_L bajo, entre la llanura de inundación y la zona de índice intermedio o entre el área del canal actual y la zona con los índices más altos. Por último, la desembocadura del río, que según tal figura es palustre, posee índices elevados y es porque en períodos anteriores el área fue marina y en ella se acumuló una potente serie arenosa.

Como se señaló en el capítulo IV, las diferentes propiedades de cada medio sedimentario van a determinar que cada uno de ellos posea una susceptibilidad característica y en ello se basaron Youd y Perkins (1978), entre otros, para clasificar la susceptibilidad de cada medio sedimentario. Lógicamente como los medios no son homogéneos ni isótropos, en ellos pueden encontrarse sedimentos de granulometría diversa, aunque con el predominio de una determinada. Esto es la explicación de los típicos *ojos de buey* que se observan en la figura 6.3. Así, por ejemplo, en la llanura de inundación existen áreas más arcillosas (como los sondeos P6 ó P8) y áreas más arenosas (como el sondeo S4) o en la zona de canal (arenosa) puntualmente puede tener lugar la acumulación de arcilla (AG5). Otra causa de ellos es la existencia de un punto con una amplia área de influencia. Este hecho da lugar a que las zonas con diferente susceptibilidad que se identifiquen en la Vega, o en cualquier región, contengan puntos o áreas más pequeñas con una menor/mayor susceptibilidad que la zona en la que se incluye. Según Youd (1991) es admisible este hecho y en la cartografía resultante deben especificarse claramente los criterios seguidos para el tratamiento de estos puntos.

En la tabla 6.1 presentamos la susceptibilidad que nos ha resultado para cada medio sedimentario de la Vega a partir del índice NP_L (excluidos los *ojos de buey*) y la propuesta por Youd y Perkins (1978). Comprobamos que la correlación es muy buena a excepción de la zona palustre, donde nuestros datos contradicen los de estos autores y los de Iwasaki (1982, en Youd, 1991). No obstante, Wakamatsu (1992, en TC4, 1993), utilizando una base de datos más completa que las anteriores, clasifica a este medio como de "licuefacción posible" o susceptibilidad moderada, menor que antes.

Exceptuando el extremo oriental de la antigua zona palustre, de la que se dispone de tres sondeos geotécnicos y 9 penetraciones dinámicas, el área situada entre Dolores y San Fulgencio se encuentra muy mal cubierta (3 sondeos y 3 penetraciones en más de 20 km²). En esta área las columnas de los sondeos así como los ensayos de penetración muestran una naturaleza mayoritariamente limoso-arcillosa (señalar

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

que en esta zona se encuentra el sondeo H-17, cuya columna de 58 m es también arcillosa), lo que confirma la susceptibilidad baja a muy baja determinada (localmente alta en SD-8). Sin embargo, parece existir acuerdo en que la susceptibilidad del medio sedimentario es cuando menos moderada; esta discrepancia sólo puede ser fruto de la incompletud de los datos. Asimismo, como se señaló en el capítulo anterior, es francamente fácil y además lógico que esta zona tuviera influencia marina (playas y/o lagunas litorales) en el pasado (de forma similar a lo detectado en las proximidades de San Fulgencio), así como paleocanales asociados al río Segura. Como consecuencia, aunque los pocos datos indican que la susceptibilidad es baja, es factible que en zonas no cubiertas ésta sea moderada y localmente alta.

Medio sedimentario	Susceptibilidad	Susceptibilidad sedimentos	
	a partir del índice NP_L	< 500 años	Holoceno
Canal fluvial	Alta	Muy alta	Alta
Llanura de inundación	Moderada	Alta	Moderada
Palustre	Baja a muy baja	Alta	Moderada
Costero (zona de batida)	Alta	Alta	Moderada

Tabla 6.1. Susceptibilidad a la licuefacción de acuerdo con los datos de Youd y Perkins (1978) y según resulta del índice NP_L .

La correspondencia medio sedimentario-susceptibilidad a licuefacción encontrada, así como su consistencia con los datos de otros autores, justifica el uso de la geología para estimar los límites entre zonas de susceptibilidad allí donde la geotecnia está ausente. De acuerdo con ello el mapa de susceptibilidad resultante debe tener en consideración, además de los datos geotécnicos, los siguientes hechos:

1. Las zonas próximas al canal así como el área entre San Fulgencio y la desembocadura del río poseen todas una susceptibilidad alta, localmente muy alta.
2. La susceptibilidad del borde N de la zona de estudio será no alta.
3. El área comprendida entre las zonas anteriores posee una susceptibilidad moderada, localmente variable (alta o baja, dependiendo de la información geotécnica).

Estos criterios complementan la figura 6.3 y ayudan a situar el límite entre las zonas de susceptibilidad moderada-alta en el entorno del río (al S de Almoradí) y en el área de Rojas-San Fulgencio. La adopción de estos criterios implica que la Vega, en conjunto, tiene una susceptibilidad moderada y, a resultas de ello, en caso de ocurrir un terremoto, la licuefacción ocurrirá por toda ella.

Información histórica.

El último tipo de información que es necesario incorporar para realizar la zonificación de la Vega es la correspondiente a la licuefacción durante terremotos en el pasado.

De acuerdo con los datos de paleolicuefacción (si estos son correctos), hay estructuras en los sondeos S1 a S6 y en S8, careciendo de ellas el sondeo S7. Estos datos corroboran la susceptibilidad determinada para estos sondeos, que es de tipo moderada a alta. Asimismo, estos datos confirman la baja susceptibilidad medida en el sondeo S7, que es el único en el que no se describen estructuras a profundidades menores que 20 m.

En el sondeo S1 se describen estructuras pero, de acuerdo con los datos geotécnicos disponibles de él, su susceptibilidad es muy baja. Según Alfaro (1995), las estructuras se encuentran a gran profundidad, 17-18 m. En las condiciones actuales la susceptibilidad del punto es baja, pero ello no es motivo para que en el pasado, antes de acumularse gran parte de los sedimentos más superficiales, fuera mayor y fuera en tal época cuando se originaran las estructuras observadas.

Más interesantes resultan los datos suministrados por Larramendi (1829) y presentados en la figura 5.4. De acuerdo con ellos podemos señalar:

1. Hubo licuefacción prácticamente por toda la Vega.
2. Los municipios con más superficie afectada fueron Dolores (3.4 km², 19% del total del término municipal), Daya Vieja (0.36, 12%), San Fulgencio (0.26, 1%), Benijófar (0.12, 3%) y Formentera (0.04, 1%). Excepto Dolores, el resto de los términos municipales se encuentran sobre áreas de licuefacción moderada o alta.
3. Más al N (Catral, Albufera, Crevillente y Elche) apenas si se produjo licuefacción. Según los datos de Larramendi, en toda esta zona (si especificar término municipal en concreto) hubo en total menos de 0.02 km². Este dato es consecuente con la susceptibilidad medida y también con la mayor distancia al foco (al S o SE de la Vega).

Si comparamos la figura 5.4 con la 6.1a, que presenta el índice NP_L para un evento de características similares al de Torrevieja, comprobamos que la distribución geográfica de zonas con índice elevado es comparable. Por otra parte, esta distribución resultante del terremoto es también similar a la figura 6.3 o susceptibilidad del suelo en base a criterios geotécnicos. Se comprueba que es posible que en Dolores se haya subestimado la susceptibilidad, pero ello es más debido a la falta de datos que a la incorrección de los utilizados (de acuerdo con los criterios geotécnicos en las proximidades a Dolores existen dos zonas de susceptibilidad moderada-alta: las proximidades a la penetración SD-8 y el sector comprendido entre este pueblo y Almoradí).

Según se desprende de los datos presentados, la información histórica es perfectamente explicable en base a la geotécnica (fig. 6.3) salvo el área de Dolores. Por ello el mapa final debe contemplar este hecho y asignar una susceptibilidad moderada a alta en aquellas zonas donde la geotecnia no indique lo contrario. Por otra parte tampoco se puede sobrevalorar la susceptibilidad, puesto que al desplazarnos hacia el N y NW nos estaríamos alejando de las posibles áreas fuente de los sedimentos susceptibles (el río y la costa).

2.4. Susceptibilidad a la licuefacción en la Vega Baja.

La inclusión de los criterios geológicos así como los datos históricos han llevado a modificar el mapa resultante de los criterios geotécnicos y la definición de 3 grados de susceptibilidad en la zona de estudio. La nueva cartografía resultante se presenta en figura 6.4. En esta figura se puede observar que no se han representado los *ojos de buey* y ello es debido a que como se ha comentado en el apartado de geología, en el seno de cualquier zona es posible e incluso lógico que existan materiales con propiedades algo diferentes a las del medio sedimentario en el que se encuentran (o bien que este no es uniforme en una gran extensión). Como consecuencia usualmente se acepta que un determinado porcentaje de puntos (sondeos) en el seno de una zona no cumplan con las características de la misma (Youd, 1991). Para la Vega se ha adoptado el criterio de no reflejar en la cartografía aquellos puntos aislados en el seno de zonas de diferente susceptibilidad. Tan sólo se mantiene la pequeña zona de susceptibilidad alta entre Almoradí y Dolores, por cuanto existen dos sondeos que reflejan susceptibilidad alta, hecho avalado por la información histórica.

Hasta el momento se ha trabajado exclusivamente con el índice NP_L ; sin embargo, como se señaló al comienzo de este apartado, éste índice es equivalente al P_L propuesto por Iwasaki (1978, en Ishihara y Yasuda, 1991) si se multiplica por 20. Por ello, la caracterización de las zonas identificadas se puede hacer tanto en función de uno u otro, indistintamente. Las características de cada zona son:

1. **Zona de Susceptibilidad Alta.** Comprende el canal del río, un amplio área entre Almoradí y Dolores, y el *Alto de la Arena*. Localmente la susceptibilidad puede llegar a ser muy alta. Su índice de licuefacción potencial normalizado NP_L durante terremotos de magnitud moderada ($m_b = 6.5$) es mayor que 0.75 (ó $P_L > 15$).

Por la alta susceptibilidad de estos sedimentos, la manifestación superficial del fenómeno puede ser importante para eventos de magnitud moderada a alta (fig. 6.1b) pero también para eventos de magnitud menor próximos a la Vega (fig. 6.1b). Esta baja resistencia determinará que sea frecuente la ruptura del suelo, sobre todo en áreas próximas a los numerosos canales presentes en la Vega (expansión lateral del suelo). Asimismo debe considerarse el potencial efecto destructor de asentamientos diferenciales. Estos efectos potenciales disminuirán rápidamente con la magnitud.

2. **Zona de Susceptibilidad Moderada.** Representa gran parte del territorio situado entre Catral, Almoradí y Dolores. Su índice de licuefacción potencial normalizado para terremotos de magnitud moderada ($m_b = 6.5$) está comprendido entre 0.25 y 0.7 (ó P_L entre 5 y 15).

Se trata de un área con características similares a la anterior, pero atenuadas. El fenómeno de la licuefacción sólo será frecuente en caso de terremotos de magnitud moderada-alta con foco próximo a dicho área.

3. **Zona de Susceptibilidad Baja a Muy Baja.** Se encuentra en el sector NE de la zona de estudio. Su índice de licuefacción potencial normalizado será siempre menor que 0.25, independientemente de la magnitud del terremoto y la aceleración sufrida.

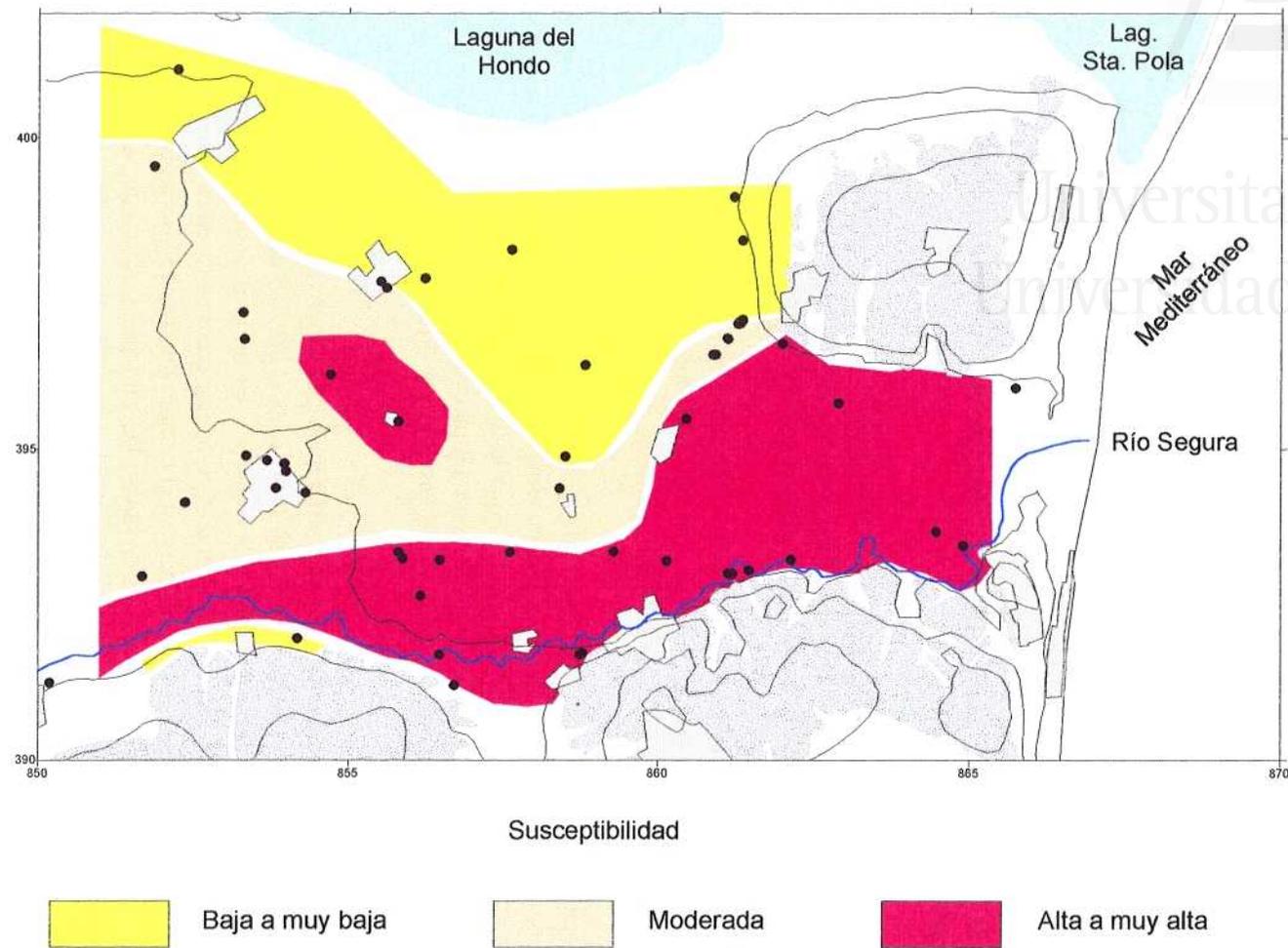


Figura 6.4. Susceptibilidad a la licuefacción en la Vega Baja del río Segura.

Dada la naturaleza de estos materiales, la licuefacción en esta zona debe ser necesariamente poco frecuente. En aquellas zonas donde sí existen materiales licuables, su contenido en finos o su elevada resistencia hace que la licuefacción sea una posibilidad remota de daños.

Para finalizar, señalar que aunque este mapa reúne toda la información disponible hasta el momento, no deja de ser una aproximación a la susceptibilidad real del suelo de la Vega. Una buena parte de los límites reflejados en la figura 6.4 son fruto de consideraciones geológicas, no ponderables. Es por ello que este mapa debe tomarse más que como el resultado final de un análisis, el principio de otro estudio, a largo plazo, que acaba de comenzar e irá enriqueciéndose conforme vaya acumulándose la abundante información que requiere.

3. CARACTERÍSTICAS DEL MOVIMIENTO DEL SUELO DEDUCIDAS A PARTIR DEL MÉTODO DE NAKAMURA.

La campaña de ruido sísmico realizada en la Vega tiene como objeto el medir de forma instrumental las características del suelo y, simultáneamente, servir como referencia o dato de contraste para las modelizaciones. Es por ello que estos resultados resultan doblemente valiosos.

La función de transferencia del suelo es la que se representa en la figura 6.5; en ella se representan tanto los resultados parciales (media de cada muestra de 5 minutos) como el promedio de cada componente y el conjunto de ambas. Es de señalar la pequeña dispersión de los resultados.

En la función de transferencia ("FT") es obvio que entre 1.3 y 2.0 Hz se encuentra una resonancia. Sin embargo, la posición del pico varía de una componente a otra: para la componente E-W este pico se sitúa entre 1.3 y 1.7 Hz (máximo a 1.5 Hz) mientras que la componente N-S presenta una meseta entre 1.6 y 2.2 Hz. Además de esta variación en la posición del pico existe una importante diferencia en la amplitud de los mismos, de manera que varía desde casi 4 hasta 2 para las componentes E-W y N-S respectivamente.

K. Seo (1996, com. pers.) señala que esta diferencia puede ser fruto de la asimetría del valle donde se asienta la estación: efectivamente, ésta se sitúa próxima al borde S de la Vega (ver en la fig. 3.4 la localización del sondeo P1, realizado junto a la estación), en un área donde el valle presenta una elongación en la dirección E-W mucho mayor que en la N-S, puesto que se encuentra alineada con el valle del Medio Segura (área de Orihuela). Esta diferencia en el tamaño relativo de los ejes de la cuenca puede ser una causa de las diferentes frecuencias observadas. De otra parte, si admitimos que para bajas frecuencias la fuente del ruido es el mar (situado a menos de 10 km), las ondas Rayleigh proceden (tomando como origen de referencia la estación) del E, de manera que el plano de vibración de las mismas sería perpendicular a la componente N-S, lo que explica la pequeña amplitud del movimiento en esta componente. En definitiva, esta diferencia de amplitudes se podría explicar como una polarización del movimiento del suelo.

Por lo que respecta al resto del espectro, se observa que este método no ofrece información acerca de otras frecuencias: el espectro es prácticamente plano a partir de 3 Hz. Es de señalar que las amplitudes

de ambas componentes son prácticamente idénticas a partir de 4 Hz.

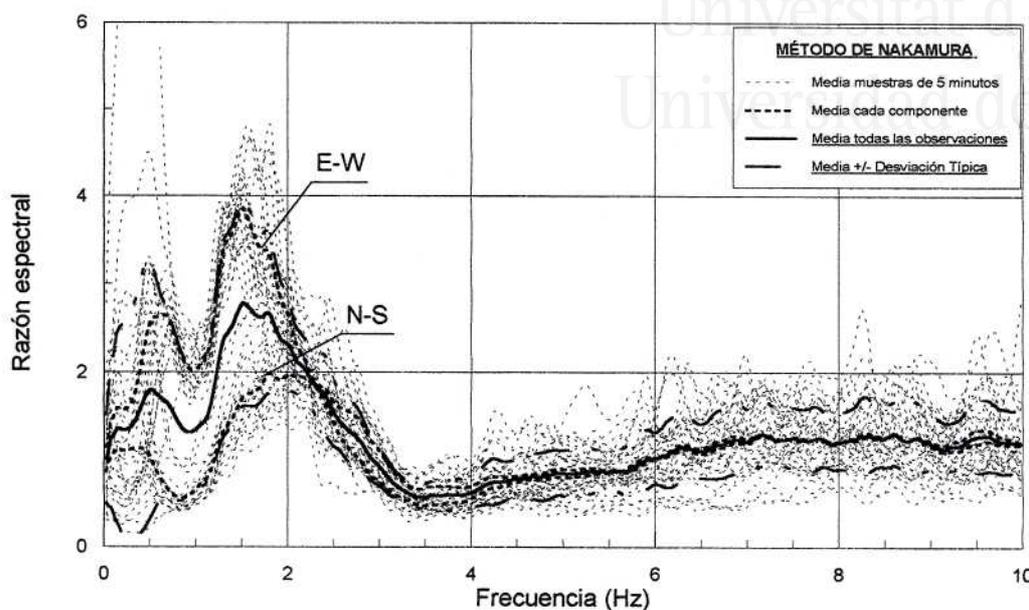


Figura 6.5. Resultados de la campaña de ruido sísmico (método de Nakamura). Por las características dinámicas del sensor, la señal sólo es válida a partir de 1 Hz. Ver explicación en el texto.

Como ya se comentó en el capítulo IV, se acepta que este método permite una correcta identificación de la frecuencia fundamental del sitio. De acuerdo con ello la resonancia a 1.3-2.2 Hz (1.3-1.7 y 1.6-2.2 Hz) correspondería a tal frecuencia. Este dato está en concordancia con los resultados de la modelización del movimiento del suelo, que predicen una frecuencia a 1.5-1.6 Hz para el sitio (ver apartado siguiente). En base a los resultados de otros autores (ver capítulo IV), la amplitud de los picos obtenidos a partir del método de Nakamura (2 a 4) se puede considerar como un valor orientativo de la amplificación del suelo, posiblemente el mínimo.

4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL SUELO.

Se han escogido tres parámetros para estudiar la respuesta del suelo: la función de transferencia (FT), el espectro de respuesta y la aceleración máxima del suelo. Dado el gran número de figuras que se requieren para presentar todos los resultados, en el Anejo III se ha incluido para cada sondeo todos los resultados obtenidos de la FT y del espectro de respuesta. Se debe indicar que para la FT se presentan por separado las curvas correspondientes a cada programa y tipo de movimiento del suelo (una para movimiento fuerte del suelo - MFS - y dos para el movimiento débil - MDS -, habiéndose diferenciado los eventos 2, 3 y 4 del 5).

Por lo que respecta al espectro de respuesta presentado en dicho anejo, éste corresponde al espectro en aceleración normalizado. Como antes, las diversas figuras corresponden al valor medio del conjunto de las soluciones obtenidas por cada programa y problema: evento 1 ó MFS; evento 2 ó MDS

con fuente cercana; eventos 3 y 4 ó MDS con fuente intermedia; y evento 5 ó MDS con fuente lejana. Para aquellos sondeos cuya columna es predominantemente arenosa se ha aplicado también el programa LASS III para obtener el espectro de respuesta (sondeos S7, S8, BEN11, AG9 y AG10).

Los programas que trabajan en el dominio del tiempo (CHARSOIL, LASS III y NONLI-2D) tienen en común generar un importante ruido numérico en altas frecuencias. Al objeto de no enmascarar los resultados con esta contaminación numérica se han filtrado sus sismogramas: para CHARSOIL se ha utilizado un filtro paso-baja a 15 Hz; con LASS III, que es el que presentaba mayor ruido, el filtro fue a 8 Hz; finalmente, con NONLI-2D y debido su menor resolución en frecuencias se ha utilizado un filtro a 7 Hz.

4.1. Función de Transferencia (FT).

Muchos son los aspectos que se pueden comentar acerca de la FT, tanto desde el punto de vista de la variación en función del programa utilizado como del efecto que la naturaleza del suelo ha tenido en la FT. Cada uno de estos aspectos se presenta en los apartados siguientes. Centrándonos en el análisis de la respuesta en función del programa de cálculo podemos destacar:

1. Con **CHARSOIL** se obtiene siempre una respuesta de gran amplitud, sobre todo en los problemas de MDS. La causa más probable de ello es la mencionada baja eficacia para reproducir las condiciones de transmisión de energía desde el suelo al semiespacio: esta transmisión, si existe, es ínfima y el suelo tiene que amortiguar toda la energía por histéresis, mecanismo que se muestra poco efectivo para bajas deformaciones; el resultado es que se pueden encontrar amplificaciones de hasta 100 veces (o más) en la FT (ver por ejemplo las gráficas correspondientes a los sondeos AG6 y AG7).

Al comparar los resultados de MDS con MFS, se observa un desplazamiento de la frecuencia o modo fundamental del sitio hacia las bajas frecuencias para MFS. Sin embargo, este desplazamiento es pequeño e incluso en ocasiones resulta difícil de observar; así en los sondeos AG1, AG6 ó AG7 no hay desplazamiento significativo de los picos (ver tabla 6.2). Es característico que los modos superiores de vibración no cumplan la relación establecida para el comportamiento lineal (ecuación 4.1): $f_n = (2n-1)f_\infty$ sino que ésta sea ligeramente inferior debido a la no linealidad en el comportamiento del suelo.

Es evidente que el uso de varios acelerogramas para cada problema ha introducido una cierta variabilidad en los resultados, sobre todo de MFS. Al representar la FT media más su desviación típica se observa que la posición de los picos del espectro no sufre una modificación importante; sin embargo, es manifiesto que la amplitud de los picos está mal determinada para MFS, como se desprende de la amplitud de la desviación típica: ésta es del 40-60% del valor medio para el conjunto del espectro, pero en los picos característicos del espectro es mucho mayor, del orden del 80-100%. Por el contrario, los MDS se caracterizan por poseer una desviación típica pequeña, en general menor del 30% de la media.

2. **SHAKE91** predice una fuerte reducción de la amplificación y de la frecuencia fundamental para MFS (ver tabla 6.2), aproximadamente del 33% al comparar MFS con MDS. Tal y como señalaron Martin y Seed (1982), la FT refleja una gran absorción de la energía para frecuencias mayores que

aproximadamente 4 veces el modo fundamental del sitio. Para MDS este fenómeno también existe pero es menos efectivo y por ello son netas varias resonancias de la frecuencia fundamental. La amplificación predicha para MFS es de 2 a 3 veces la señal de entrada para el modo fundamental del sitio, con amplificaciones tanto mayores cuanto menor espesor posee el suelo, pudiendo llegar a ser de hasta 4 veces para los suelos menos potentes. La amplificación para MDS suele ser un 50% mayor que para MFS.

Sondeo	Modo fundamental						1ª Resonancia					
	SHAKE91		CHARSOIL		NONLI-2D		SHAKE91		CHARSOIL		NONLI-2D	
	MFS	MDS	MFS	MDS	MFS	MDS	MFS	MDS	MFS	MDS	MFS	MDS
AG1	1.0	1.5	1.6	1.6	1.8	1.7	-	4.3	4.4	4.6	-	4.2
AG2	0.9	1.3	1.2	1.5	-	-	-	3.5	3.4	3.7	-	-
AG4	0.9	1.2	1.2	1.3	-	-	3.0	3.6	3.5	3.7	-	-
AG6	1.6	2.1	2.4	2.4	-	-	5.5	7.6	8.1	8.0	-	-
AG7	2.0	2.9	3.5	3.4	-	-	-	8.1	9.7	9.7	-	-
AG9	1.6	2.3	2.6	2.7	-	-	-	6.2	7.1	7.1	-	-
AG10	2.1	3.0	3.5	3.5	-	-	-	6.8	8.3	8.5	-	-
BENI1	1.9	2.6	2.9	3.3	-	-	4.4	6.9	8.4	8.8	-	-
P1	1.1	1.5	1.6	1.6	1.6	1.5	-	3.7	4.1	4.1	3.6	3.7
P2	1.0	1.3	1.2	1.6	1.6	1.5	-	3.6	3.7	3.9	3.6	3.7
P4	0.9	1.2	1.2	1.3	-	-	-	3.5	3.8	4.0	-	-
P7	3.5	6.8	6.0	6.2	-	-	-	18.0	16.1	17.3	-	-
S1	0.9	1.3	1.3	1.6	1.2	1.4	-	3.3	3.5	3.6	3.4	3.4
S2	0.9	1.3	1.2	1.6	1.6	1.5	-	3.6	3.9	4.0	3.6	4.0
S3	1.0	1.3	1.3	1.5	1.6	1.5	-	3.2	3.5	3.6	3.6	3.6
S4	0.9	1.2	1.2	1.3	1.5	1.5	-	3.1	3.4	3.4	3.6	3.5
S5	1.3	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	-	3.7	4.4	4.9	-	4.2
S6	1.0	1.6	1.7	1.7	1.8	2.3	-	4.1	4.5	4.8	4.4	4.9
S7	2.1	3.2	3.7	3.7	1.9	2.9	-	7.2	9.4	9.5	-	-
S8	1.5	1.9	2.1	2.5	1.9	2.5	-	4.6	5.8	6.3	-	-
SF1	2.7	4.5	4.4	4.6	-	-	8.7	12.1	-	11.0	-	-
SF2	4.7	7.8	7.9	8.2	-	-	14.2	-	-	-	-	-
SF3	2.6	4.3	4.5	4.7	-	-	-	10.1	-	12.0	-	-

Tabla 6.2. Frecuencia de ocurrencia del modo fundamental y su primer armónico para cada sondeo obtenida a partir de los programas SHAKE91, CHARSOIL y NONLI-2D.

En las diferentes figuras del Anejo III es notorio que para MFS existe una importante variación en las amplitudes de los picos de la FT al considerar la desviación típica respecto de la media, típicamente el 50-70%, frente a la mínima variación en MDS (inferior al 20%). Además, al considerar la desviación típica, los picos de la FT sufren un desplazamiento hacia el campo de las altas frecuencias, importante para MFS (las nuevas frecuencias son próximas a las de MDS) y pequeño para MDS.

Con SHAKE91 se ha analizado también la respuesta de la Vega a terremotos de fuente lejana. Aunque la amplitud del movimiento de entrada está comprendida en el rango de variación del resto de los MDS (0.05 g frente a un rango de 0.04 a 0.08 g), la gran diferencia en el contenido en frecuencias de este evento con respecto al resto ha motivado que la FT obtenida se represente aparte. Los resultados ponen de manifiesto que no existe variación en la FT de la mayoría de los sondeos, donde se reproducen las frecuencias y amplitudes del modo fundamental obtenido en los otros problemas que implican MDS (± 0.1 Hz y ± 0.2 unidades en la amplitud de la FT). Tan sólo en unos pocos sondeos el modo fundamental de la FT ocurre a frecuencias ligeramente inferiores y su amplitud es también inferior.

3. Los resultados de **NONLI-2D** confirman que el comportamiento sísmico de la Vega está controlado fundamentalmente por fenómenos de propagación 1D de ondas: la correlación entre la FT ofrecida por este programa con los otros dos es muy buena, tanto por la posición de la frecuencia fundamental como por su amplitud. Este hecho está en consonancia con los resultados de Bard y Bouchon (1985) acerca de cuencas con un factor de forma (semianchura dividida por profundidad) muy bajo, aproximadamente 0.006, donde sólo existen condiciones de propagación 1D (ver fig. 4.7).

Sus resultados son muy estables en amplitud: tanto para MFS como para MDS la desviación típica es inferior al 20% del valor medio de la FT. Así mismo, dicha amplitud es muy similar para el modo fundamental en el caso de MFS y de MDS, entre 3 y 4 veces la señal de entrada. Por otra parte, los picos de la FT no sufren variaciones importantes de frecuencia para aquellos puntos situados en el interior de la Vega.

4. Considerando los resultados de los tres programas de forma conjunta (tabla 6.2), tan sólo SHAKE91 predice un desplazamiento importante de la frecuencia del modo fundamental (y consecuentemente de sus resonancias) para MFS. En cambio tanto CHARSOIL como NONLI-2D nunca predicen un desplazamiento de la frecuencia del modo fundamental superior a cuatro décimas para los puntos del interior de la Vega (ver tabla 6.2). Es también remarcable que la frecuencia del modo fundamental obtenida con SHAKE91 para MDS concuerda extraordinariamente bien con las determinadas con los otros dos programas para MFS.

Dada la coincidencia de resultados se concluye que con la FT obtenida con cualquiera de los programas, excepto con SHAKE91 para MFS, se identifica perfectamente la posición del modo fundamental y de la primera resonancia del suelo de la Vega. Existe una cierta incertidumbre con respecto a la posición real de estas resonancias debido a que los picos obtenidos con cada programa no coinciden exactamente. La tabla 6.3 recoge el rango de variación para grupos de sondeos según la frecuencia de su modo fundamental y de su primera resonancia. El rango medio de variación de las frecuencias de cada modo es siempre inferior al 30% del valor extremo de cada uno de los intervalos considerados (2 y 5 Hz). Se debe señalar que en esta tabla se han considerado conjuntamente las frecuencias de MFS y de MDS

debido al hecho mencionado de que el desplazamiento de los modos de vibración hacia bajas frecuencias en MFS es pequeño y a que existe coincidencia de resultados. Obviamente, se han excluido las frecuencias de SHAKE91 para MFS.

Valor	Modo fundamental f_o		Primera resonancia f_i	
	$f_o < 2.0$ Hz	$f_o > 2.0$ Hz	$f_i < 5.0$ Hz	$f_i > 5.0$ Hz
Mínimo	0.1	0.2	0.2	0.5
Máximo	0.7	1.8	1.7	2.3
Medio	0.3	0.6	0.6	1.5
%	>15%	< 25%	>12%	<30%

Tabla 6.3. Resultados del análisis de la variación en la posición de los picos característicos de la función de transferencia del suelo debido al uso de diferentes programas y sismogramas. Los datos representan el rango de variación de los resultados de la tabla 6.2 para los intervalos de frecuencias señalados. El porcentaje es la fracción que el valor medio de variación representa respecto de la frecuencia límite de los dos intervalos considerados (2 y 5 Hz).

La amplitud del modo fundamental determinado con NONLI-2D es típicamente de 3.5-4.5 para la frecuencia fundamental del sitio durante MFS y 3.5 para MDS, algo mayor que la ofrecida por SHAKE91 (para MDS). Como se puede apreciar en las figuras del Anejo III, es característico que para MDS sea la primera resonancia la que presente mayores amplitudes, típicamente entre 4.5 y 5.5. A diferencia de CHARSOIL, NONLI-2D incorpora un algoritmo para simular las condiciones en el límite suelo-semiespacio, de manera que la transmisión de energía entre medios es más aproximada a la real. Como resultado, las frecuencias de los picos característicos del espectro son las mismas para ambos programas pero no así las amplitudes. Por ello las amplitudes de NONLI-2D son más realistas que las grandes amplificaciones predichas por CHARSOIL (las cuales además tienen asociadas una gran incertidumbre, como se puso de manifiesto en el punto 2 anterior). Este hecho ha motivado que descartemos los resultados de CHARSOIL.

Al ser NONLI-2D el programa que trabaja con el modelo más aproximado a las condiciones reales del problema, parece correcto considerar que su FT sea la más próxima a la real de la Vega y por ello que la amplitud dada por este programa sea también la más aproximada a la real del suelo. No obstante, las amplitudes de SHAKE91 (MDS) y NONLI-2D (MFS) son en muchos de los sondeos del mismo orden, por lo que allí donde no existen datos del programa en dos dimensiones se pueden considerar también como buenas aproximaciones las amplitudes de la FT obtenida con SHAKE91.

4.1.1. Validación de los métodos numéricos para el sondeo P1.

Al objeto de controlar la calidad y robustez de los métodos numéricos, resulta conveniente contrastar sus resultados con datos instrumentales. Con tal motivo se ha utilizado la campaña de ruido para

chequear las FT del sondeo P1.

La figura 6.6 recoge las FT calculadas en este sondeo (excepto MDS de CHARSOIL) y en ella se incluyen además las presentadas en la figura 6.5. Dado que las amplitudes de las FT obtenidas con CHARSOIL son siempre mayores que las obtenidas con el método de Nakamura, no ha parecido necesario representar la curva correspondiente al valor medio más su desviación típica. Ya que los resultados de NONLI-2D están filtrados a 7 Hz, sus FT se han cortado a tal frecuencia.

Lo primero que destaca de esta figura es la gran similitud entre las FT calculadas con SHAKE91 (MDS) y NONLI-2D y la resultante del método de Nakamura en la componente E-W. En cambio la FT de la componente N-S del ruido no se corresponde con las procedentes de los métodos numéricos. Sin embargo, admitiendo que el pico del espectro puede variar su frecuencia un 25% (ver tabla 6.3), esta componente queda dentro del rango de variación de la FT teórica.

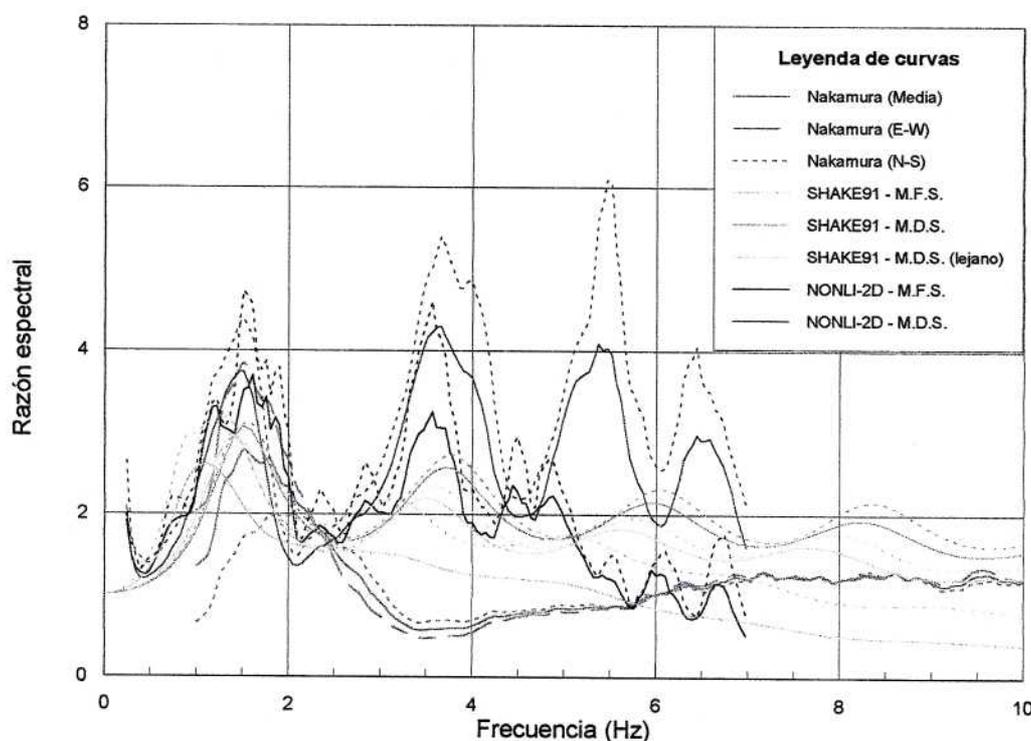


Figura 6.6. Validación de los resultados teóricos en el sondeo P1 por comparación con los resultados de la campaña de ruido sísmico (método de Nakamura). Las curvas representan el valor medio (línea continua) y éste más una desviación típica (línea discontinua) de las modelizaciones realizadas por el correspondiente programa.

Por lo que respecta a la amplitud, son nuevamente las FT obtenidas con NONLI-2D las que mejor se ajustan a la determinada con el método de Nakamura. Si se considera el valor medio más la desviación típica, la amplitud de la FT es aproximadamente un 20% mayor que la determinada por Nakamura, lo que introduce un factor de seguridad en la estimación. Las amplitudes de SHAKE91 (MDS más su desviación

típica) son intermedias entre la componente E-W y el promedio de componentes, mientras que CHARSOIL ofrece amplificaciones muy superiores a la medida.

De esta figura se puede concluir que mediante los métodos numéricos se ha podido identificar satisfactoriamente en el sondeo P1 el modo fundamental de vibración del suelo así como su amplitud, dada la concordancia con los resultados del método de Nakamura. Así mismo, es el programa NONLI-2D con el que mejor se ajustan tales parámetros.

Dado que en el resto de los sondeos se siguió un procedimiento idéntico para su caracterización dinámica, los resultados anteriores constituyen, por extensión, una confirmación de la validez de la FT para ellos.

4.1.2. Distribución espacial de la Función de Transferencia en la Vega.

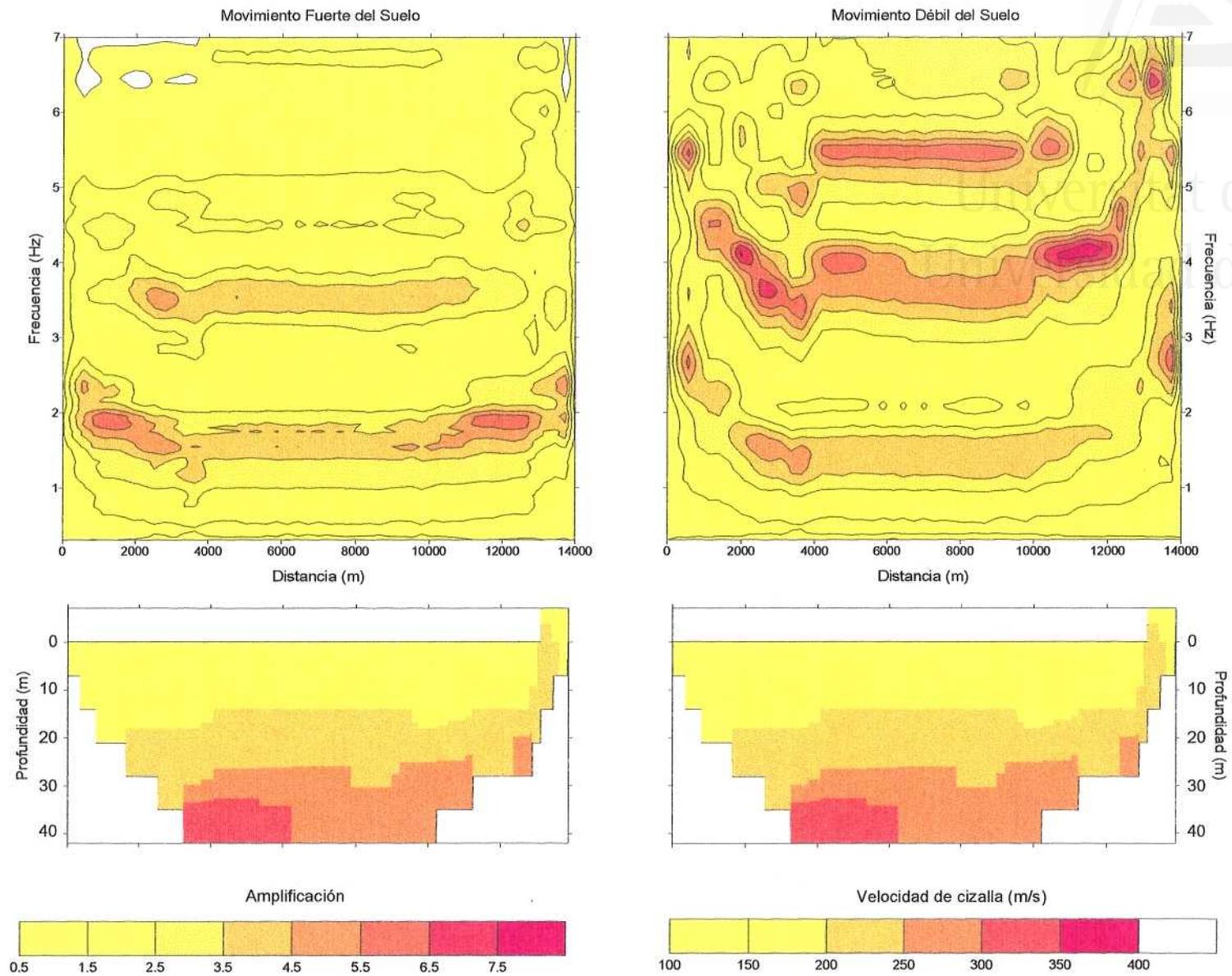
En los apartados anteriores se han presentado varias FT para cada sondeo, las cuales reflejan el efecto de trabajar con varios programas de cálculo y señales de entrada. A partir de estas curvas y teniendo presente la posición de cada sondeo dentro de la Vega, vamos a analizar la variación espacial de la respuesta del suelo.

La figura 6.7 es una representación f - x o variación de la FT en el perfil bidimensional utilizado con el programa NONLI-2D. El eje de abscisas es la distancia x al borde N de la Vega medido en dicha sección transversal, el eje de ordenadas es la frecuencia f y la coordenada z es la amplitud de la FT (media más desviación típica). Esta gráfica evidencia que:

1. La respuesta de la Vega está dominada por la propagación unidimensional de ondas, con variación de la frecuencia de los picos del espectro a lo largo del perfil en función del espesor de la columna de suelo: la frecuencia donde ocurre el modo fundamental es más baja en todo el sector central del valle (donde es más potente la columna de suelo) y aumenta hacia ambos bordes de la Vega, conforme disminuye el espesor del suelo.
2. Dado que el valle es asimétrico, la forma de las FT no es igual en ambos bordes.
3. Los picos del espectro presentan irregularidades de menor rango, tanto en su amplitud como en la frecuencia de ocurrencia. Estas irregularidades son fruto de la acción combinada de la heterogeneidad del suelo (anisotropía de las propiedades del suelo) y de la geometría de sus límites.
4. Para MFS el modo fundamental es el que presenta la mayor amplificación, aunque ésta sea tan sólo un poco mayor que la de su primera resonancia, mientras que para MDS es la primera resonancia la que tiene dicha mayor amplitud.

Teniendo presente los resultados de comparar las FT teóricas con la experimental (Nakamura) en el sondeo P1, así como las diversas comparaciones entre curvas realizadas, la figura 6.8 presenta los 23 sondeos que se han utilizado y sus correspondientes FT (obtenidas con NONLI-2D para MFS y con SHAKE91 para

250



Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura. Análisis de la respuesta del suelo.

Figura 6.7. Variación de la amplificación de la función de transferencia a lo largo de una sección transversal de la Vega. En la parte inferior se ha representado la variación de la velocidad de cizalla en la Vega.



Universitat d'Alacant
 Universidad de Alicante

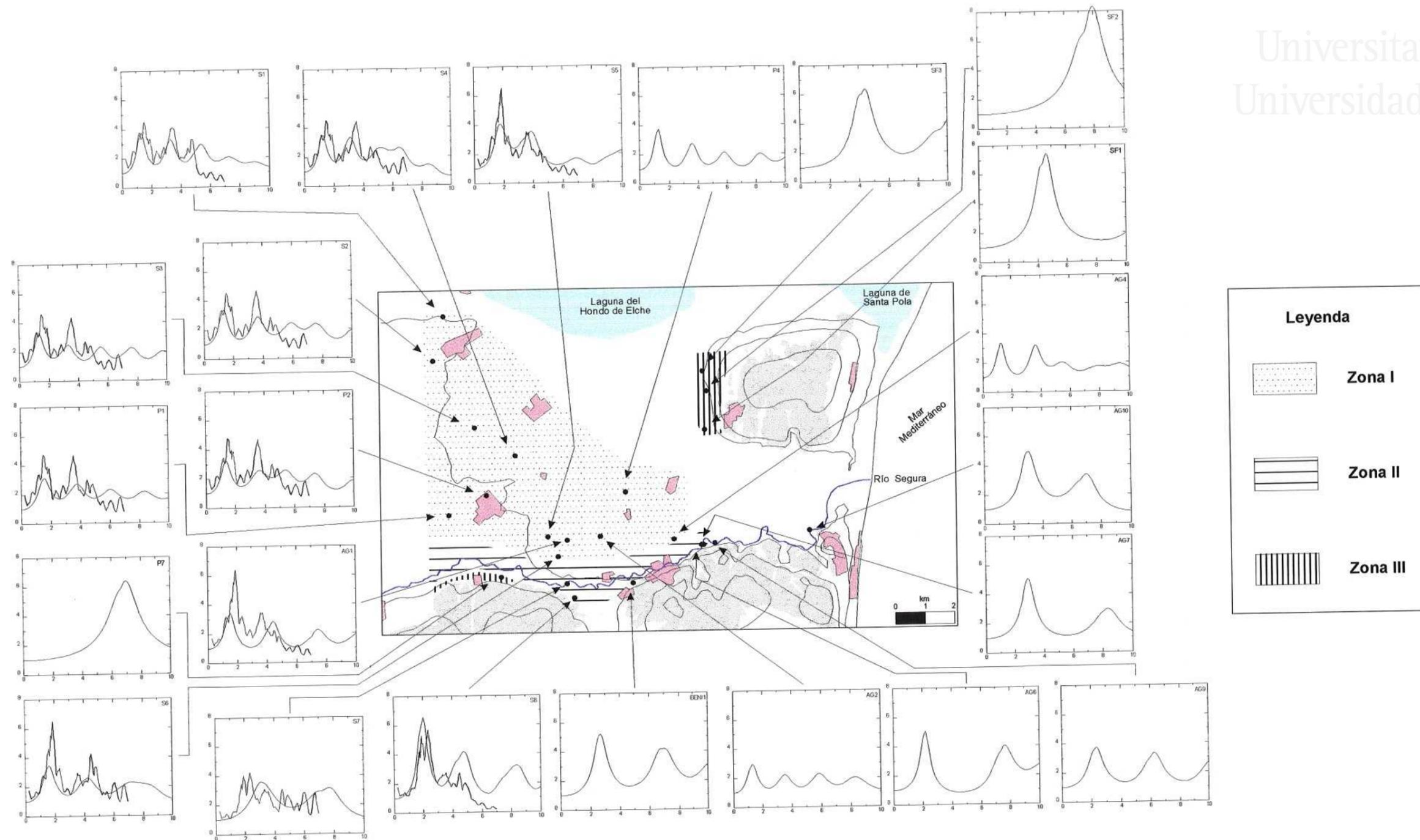


Figura 6.8. Variación de la función de transferencia en la Vega Baja. Se representan las funciones teóricas obtenidas con los programas SHAKE91 y NONLI-2D (valor medio más una desviación típica). En la figura se incluye una aproximación a los límites de las tres zonas identificadas en base a la función de transferencia (frecuencia fundamental y su amplitud).

MDS; por las razones ya señaladas en apartados anteriores no se han considerado las FT obtenidas con CHARSOIL). Esta figura es complementaria de la anterior por cuanto reproduce un esquema de respuesta en la Vega similar al de dicha figura. En ella se observa la siguiente distribución de zonas:

ZONA 1: área que corresponde al interior de la Vega, donde el modo fundamental de vibración ocurre aproximadamente a 1.5 Hz y su amplitud varía entre 4 y 5 (NONLI-2D) ó 3 y 4 (SHAKE91). A ella pertenecen los sondeos: S1, S2, S3, S4, P1, P2, AG2, P4 y AG4.

ZONA 2: en las proximidades al río y sobre ambas márgenes, la frecuencia del modo fundamental aumenta hasta frecuencias comprendidas entre 2 y 3 Hz, con amplitudes típicamente entre 5.5 y 6.5 (NONLI-2D) ó 4 y 6.5 (SHAKE91). Comprende los sondeos S7, S8, BENI1, AG6, AG7, AG9 y AG10.

Los sondeos S5, S6 y AG1 se presentan como intermedios entre esta zona y la anterior, en tanto en cuanto su modo fundamental de vibración ocurre a frecuencias más próximas a las de la Zona 1 (entre 1.5 y 1.8) aunque sus amplitudes son mayores que las típicas de tal zona y, en cambio, son similares a las observadas en la Zona 2.

ZONA 3: donde el suelo es muy poco potente (proximidades a los afloramientos de los materiales utilizados como semiespacio en la modelización); la frecuencia aumenta por encima de los 4 Hz y las amplitudes son mayores que 6 (SHAKE91). Está representada por los sondeos P7, SF1, SF2 y SF3.

Esta zonificación, basada en la frecuencia del modo fundamental y su amplitud, es básicamente función del espesor de la columna del suelo y de su velocidad de cizalla promedio. Este hecho se puede comprobar fácilmente comparando la anterior figura con la 6.9, que presenta la velocidad media de cizalla del suelo en condiciones estáticas y la frecuencia fundamental de vibración (calculada a partir de dicha velocidad y del espesor de la columna del suelo; ecuación 4.1). Al contemplar la distribución de la frecuencia en condiciones estáticas, la posición y límites geográficos de las anteriores zonas quedan claramente delimitados, comprobándose que el interior de la Vega, por el mayor espesor del suelo posee frecuencias menores y hacia sus márgenes la pérdida de potencia del suelo determina que las frecuencias de vibración sean progresivamente más altas. En la zona comprendida entre la sierra del Molar, San Fulgencio y Rojales, la ausencia de sondeos no permite entrever el comportamiento del suelo en ella.

Por lo que respecta a la amplitud de la FT, puede comprenderse su distribución a partir de la distribución espacial de la velocidad media de cizalla de la columna de suelo. En la misma figura 6.9 se observa que hay dos zonas de velocidad media mayor que 200 m/s: áreas Catral-Dolores-Almoradí y Daya Vieja-Formentera-Rojales. Estas áreas corresponden a lo que hemos considerado como la Zona 1, con menor amplitud de la FT. Esta menor amplitud es fruto de su menor contraste de impedancias con el substrato (ecuación 4.3); en el resto de puntos de la Vega la velocidad media del suelo es menor (entre 50 y 120 m/s menos) pero la del substrato es básicamente la misma en toda ella. Todo ello determina que sea el interior de la Vega el que posea menores amplitudes en su FT. Esta figura permite además comprender por qué los sondeos S5, S6 y AG1 poseen características tanto de la Zona 1 como de la 2: su velocidad media ligeramente inferior a la del resto de los puntos de la Zona 1 determina que posean amplitudes mayores.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

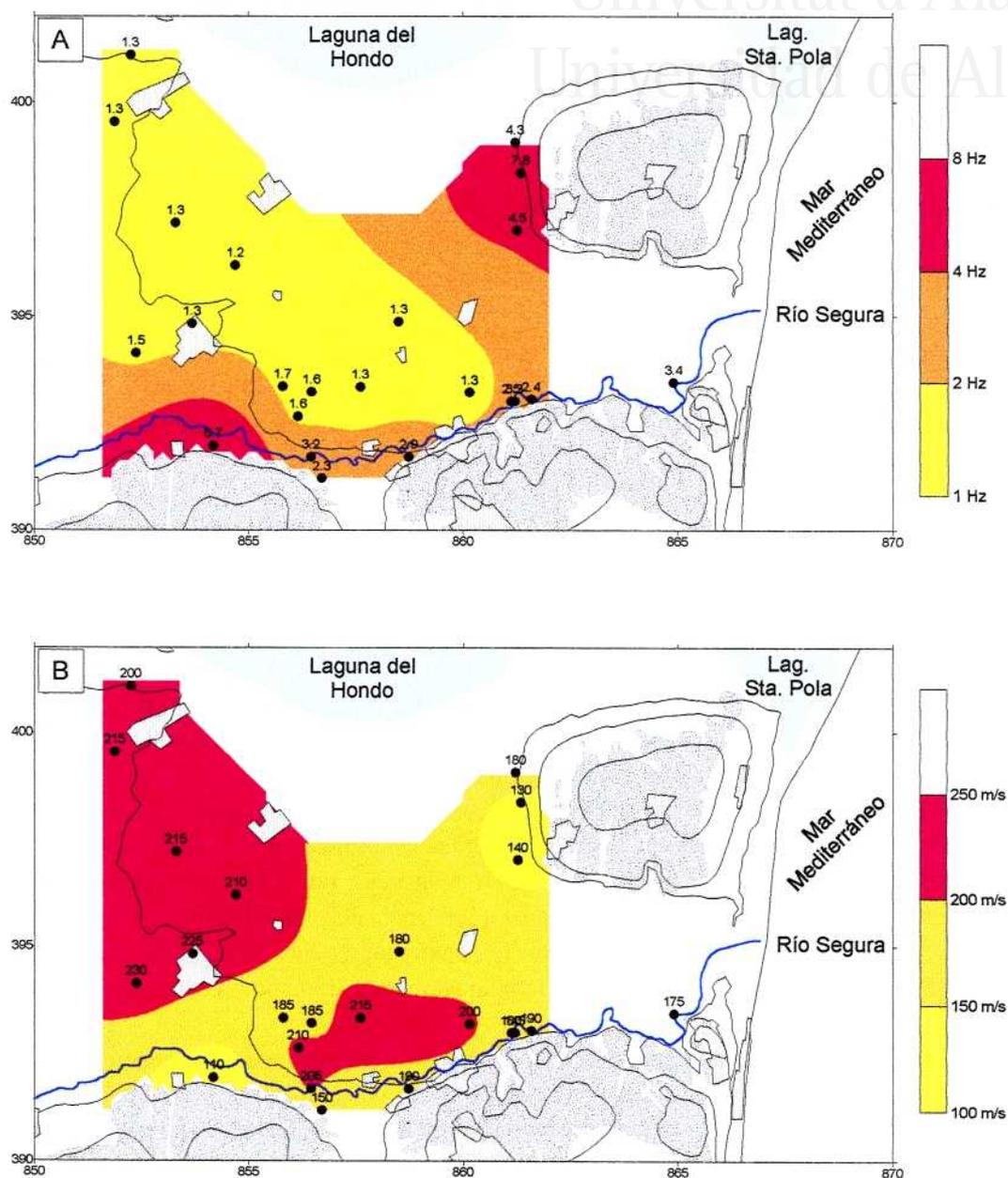


Figura 6.9. Variación espacial de las propiedades dinámicas en la Vega Baja: A) Frecuencia fundamental de vibración en condiciones estáticas; B) Velocidad de cizalla del relleno sedimentario reciente.

En la figura 6.8 hay puntos en los que sólo se conoce la FT según el programa SHAKE91. Como la del mismo suele ser ligeramente inferior a la que finalmente hemos considerado como la más aproximada a la real del suelo, ésta última se puede estimar para las Zonas 1 y 2 multiplicando la amplitud de la FT por los factores 1.35 y 1.1 respectivamente, o relación promedio entre las amplitudes de NONLI-2D y SHAKE91. Como las divergencias entre FT parecen disminuir hacia el borde la Vega, para la Zona 3 se puede aceptar que la amplitud obtenida con SHAKE91 es correcta.

Por la morfología de la Vega, se comprende que en los bordes N y W deben existir zonas con características similares a la detectada en el borde S y que se entrevé en el E. Asimismo, debido al bajo número de sondeos disponibles en el área, así como su mala distribución en el seno de la Vega, no se puede definir con precisión unos límites entre las tres zonas anteriores; por ello los presentados en la figura 6.8 deben contemplarse como una aproximación.

4.2. Espectro de respuesta.

El espectro de respuesta es la base del diseño sismorresistente. Vamos a utilizar el espectro normalizado en aceleraciones ya que ello permite comparar los espectros resultantes de los diversos eventos analizados. Asimismo se hará uso del espectro de velocidad relativa. Debido a su menor resolución en frecuencias, no se utilizarán los resultados de NONLI-2D.

De forma análoga a lo observado en el caso de la FT, de las diversas figuras del Anejo III se desprende que existe una variación en el espectro de respuesta que es función exclusivamente del programa utilizado para modelizar el movimiento del suelo.

Los espectros obtenidos con **CHARSOIL** se caracterizan por tener grandes amplitudes en el campo de los períodos cortos, aunque en ciertos casos esto también se observa en períodos largos. Este comportamiento ya fue puesto de manifiesto por Joyner y Chen (1975), quienes señalaron que CHARSOIL predecía amplitudes mayores que SHAKE en el campo de los períodos cortos. Sin embargo, vista la sobrestimación de la respuesta que este programa predice, se plantean dudas sobre si estas amplitudes son debidas al comportamiento real del suelo o del programa. Es por ello que finalmente no se han utilizado estos espectros.

SHAKE91, en cambio, predice amplitudes normalizadas bastante menores que en el caso anterior, sobre todo en el intervalo de períodos cortos e intermedios (0.1 a 0.5 segundos). La morfología de sus espectros es bastante próxima a la de la señal de entrada (fig. 6.10).

Por último, los espectros obtenidos con **LASS III** son muy característicos: entre 0.13 y 0.2-0.3 segundos (la señal se filtró a 8 Hz) existe siempre un pico de gran amplitud, entre 0.3-0.4 y 1.5 la amplitud del espectro es del mismo orden o inferior a la ofrecida por los otros programas y a partir de 1.5 segundos es ligeramente mayor.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

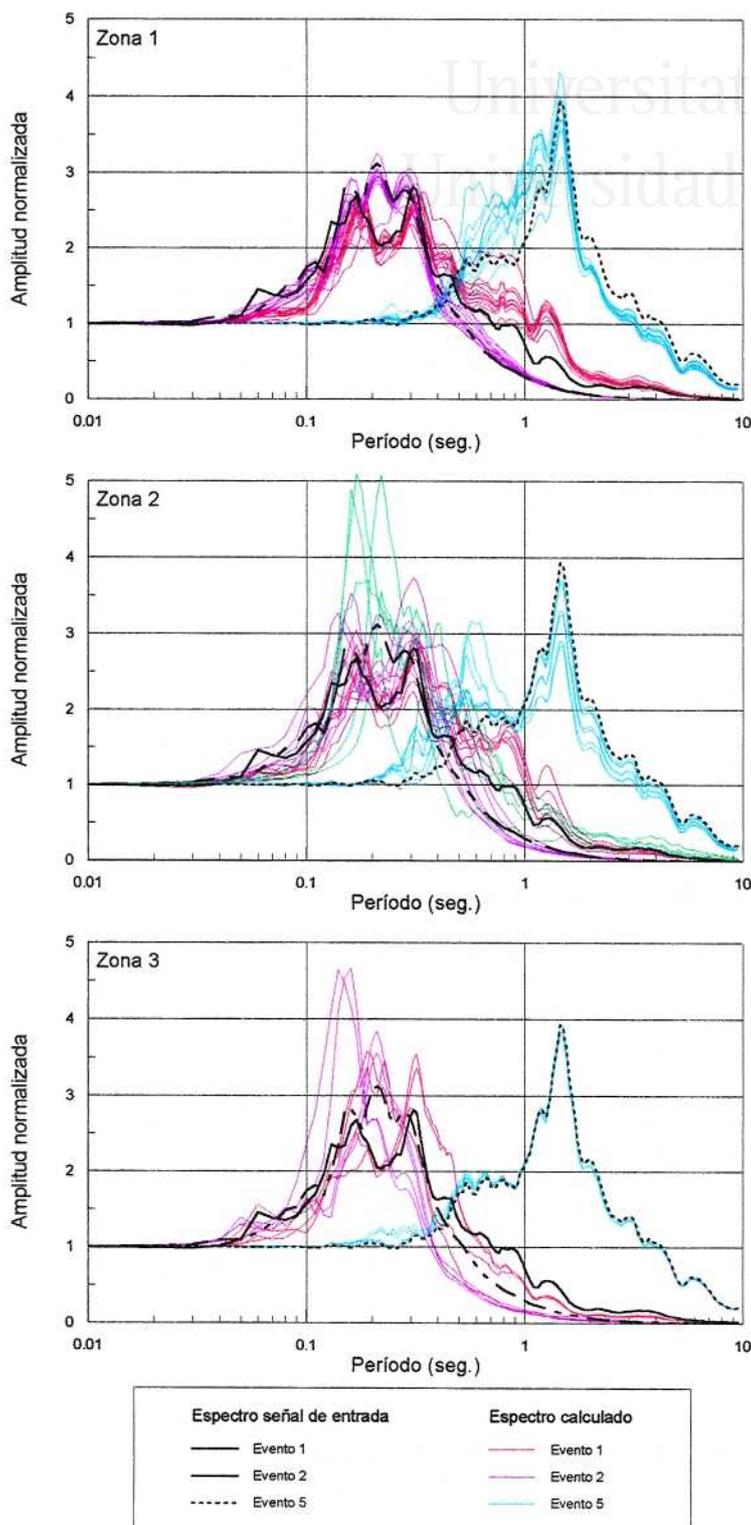


Figura 6.10. Espectro de respuesta para las tres zonas identificadas a partir de su función de transferencia. Se presentan tan sólo tres de los cinco eventos estudiados por motivos de claridad. Ver explicación en el texto.

4.2.1. Espectro elástico de diseño.

En todas las figuras del Anejo III se ha detectado un hecho de gran importancia: en ellas se ha representado el espectro elástico de diseño recomendado en la Norma Sismorresistente en vigor en España (NCSE-94) junto con los espectros calculados. En la totalidad de las figuras la amplitud del espectro recomendado es ampliamente superada por la de los calculados: en el campo de los períodos cortos e intermedios el espectro de la Norma es superado por los espectros de los eventos 1 a 4 para períodos menores que 0.4-0.6 segundos. La figura 6.11, que reúne todos los espectros, es bastante clara al respecto. Lógicamente si en tal figura se hubiera considerado la amplitud media más su desviación típica la situación sería más drástica todavía.

El evento 5, de fuente muy lejana y magnitud extraordinariamente grande para la sismicidad actual de la zona de estudio, implica que el espectro calculado se desplaza notablemente hacia el campo de los períodos largos, algo que hasta el momento no se había considerado para esta región. Como ya se señaló en el capítulo V, no hay constancia de terremotos procedentes de Argelia que hayan producido daños en el área de estudio. Sin embargo, la experiencia del terremoto de 1985 en México D.F. obliga a tener en cuenta esta posibilidad. El hecho es que los espectros calculados poseen su máxima amplitud a 1.5 segundos, con grandes amplitudes entre 0.5 y 1.5 segundos.

Para suelos con características como los de la Vega, la Norma recomienda un espectro que se compone de una rampa ascendente para períodos hasta 0.25 segundos. Entre 0.25 y 0.9 segundos la amplitud del espectro es constante ($= 1.9$) y para períodos mayores la amplitud decae según una hipérbola equilátera. En cambio, los espectros calculados exceden a la Norma aproximadamente en 0.06-0.07 segundos y alcanzan sus mayores amplitudes entre 0.15 y 0.5 segundos. A partir de este momento los espectros de fuentes cercanas e intermedias disminuyen su amplitud y para 1.0 segundos quedan bajo el recomendado. Sin embargo para estos períodos el espectro del evento 5 posee amplitudes mayores que las de la Norma.

Esta discrepancia ha sido señalada para otras normativas sismorresistentes y diversos autores han puesto de manifiesto la inadecuación de los espectros propuestos en las normas cuando se consideran sismos a distancias menores que 100 km (EERI, 1994b; Martin y Dobry, 1994). La abundante información obtenida del terremoto de Northridge (1994) ha ayudado mucho al respecto: Chang *et al.* (1995) han analizado el espectro de respuesta de registros en roca y en suelo obtenidos durante este terremoto y para ambos tipos de "suelo" han encontrado que los espectros normalizados de registros de campo próximo de este terremoto exceden la amplitud del espectro de diseño del código norteamericano (UBC); según estos autores la morfología del espectro sugerida en el UBC es representativa de la morfología general de los espectros del terremoto, pero no su módulo. Bardet y Davis (1995) presentan también datos similares y consideran que el origen de esta discrepancia puede ser el hecho de que la mayor parte de los códigos de construcción se basan en registros obtenidos en el campo lejano, siendo por tanto válidos tan sólo para tal campo. De forma similar, Naeim (1995) señala que el código UBC subestima ampliamente el espectro de numerosos registros para períodos menores que 1 segundo. En base a la información que rápidamente se está acumulando, Bard (1997, comunicación personal) considera que para suelos poco potentes y sismos en campo próximo, como son los casos que estamos estudiando, el contenido en altas frecuencias es fuertemente subestimado en la mayoría de las normativas sismorresistentes.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

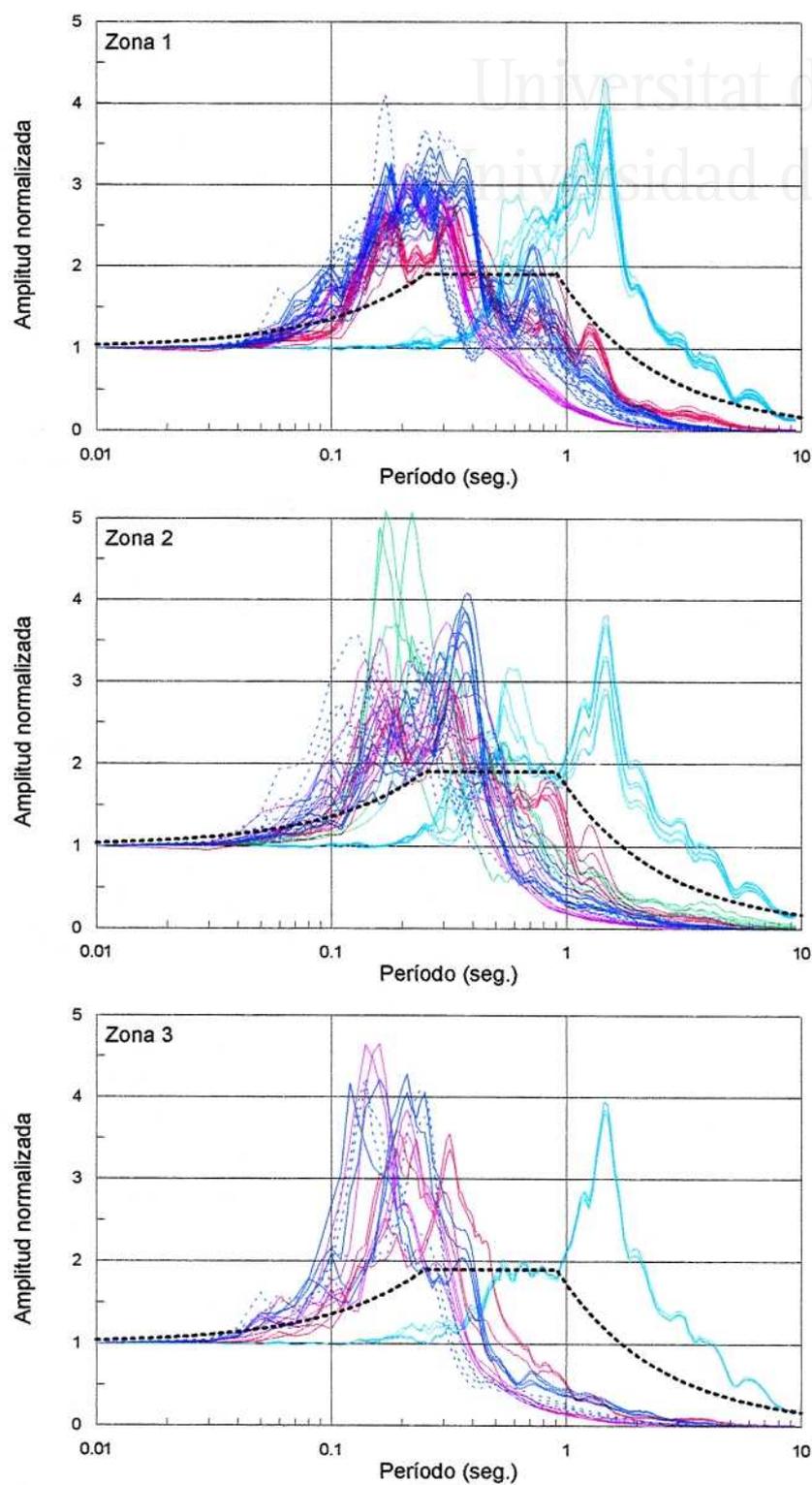


Figura 6.11. Espectros de respuesta normalizados obtenidos de la modelización del movimiento del suelo. La línea discontinua es el espectro recomendado en la norma NCSE-94. Leyenda igual que la de la figura precedente; en azul continuo aparecen los espectros correspondientes al evento 3 y en discontinuo los del 4.

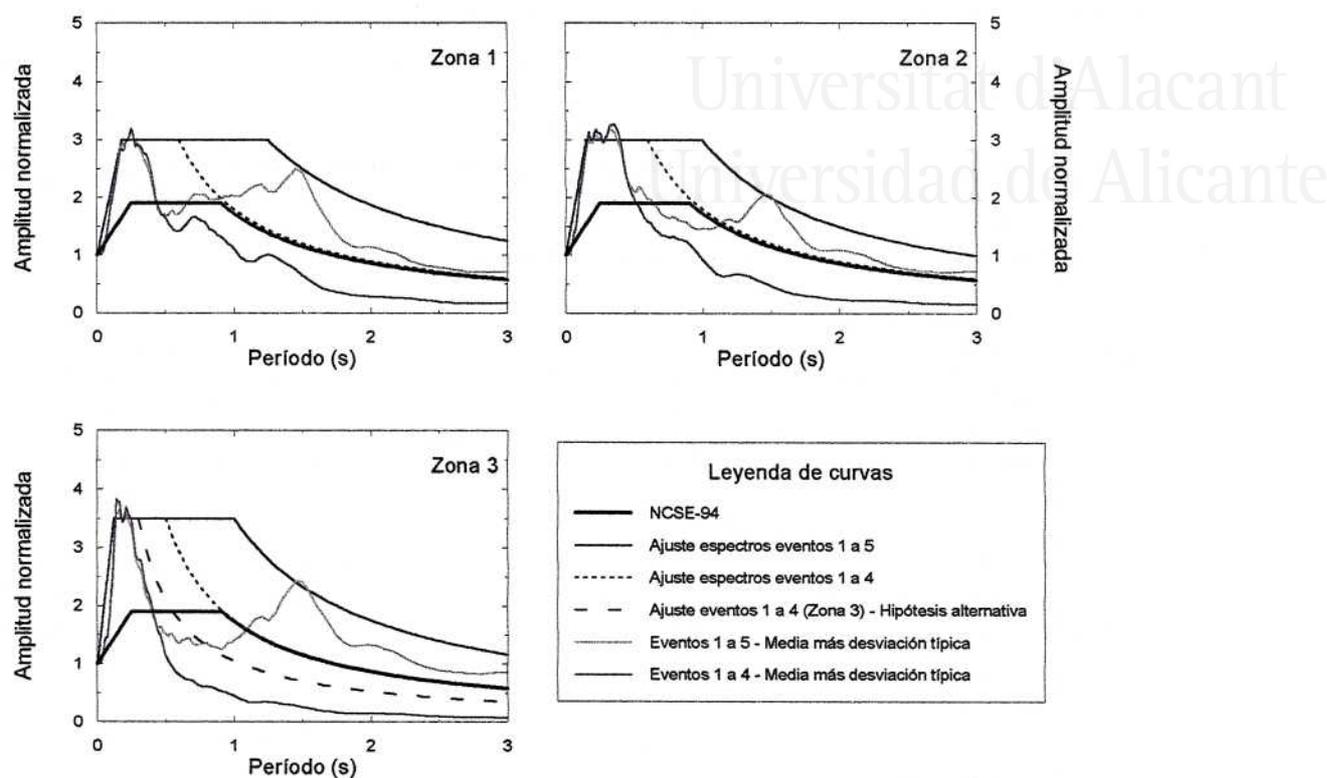


Figura 6.12. Espectros normalizados en cada zona identificada en función de su función de transferencia. Las curvas corresponden al valor medio más una desviación típica (aprox. percentil 84) del conjunto de espectros presentados en la figura 6.11.

En la figura 6.12 aparecen representados los espectros medios más una desviación típica correspondientes a las curvas presentadas en la figura 6.11. Se puede observar que todos los espectros tienden a definir una morfología muy característica en altas frecuencias, siendo las amplitudes de 3 para los puntos situados en las Zonas 1 y 2, y de 3.5 para los puntos de la Zona 3.

Teniendo presente la morfología del espectro de diseño de la norma NCSE-94 y las amplitudes de la figura 6.12, resultan dos nuevos espectros de diseño: el primero se ajusta a los resultados de todos los eventos y el segundo al de los eventos 1 a 4 (campo próximo). Sus parámetros significativos vienen recogidos en la tabla 6.4. Hay que señalar que parte de los parámetros (T_1 y $\alpha(T_0)$) del segundo de los espectros se han determinado de manera que la curva correspondiente a períodos largos coincida con la propuesta en la norma NCSE-94.

El tener que definir dos espectros de diseño es la consecuencia de tener que incluir los posibles eventos de gran magnitud procedentes de Argelia. Los espectros de diseño correspondientes a los cinco eventos modelizados son similares a los recomendados en la Norma para puntos situados sobre las provincias de Huelva, o Cádiz, áreas donde la mayor actividad sísmica procede de la fuente lejana del cabo de San Vicente. En este caso, no obstante, hay también importante sismicidad en el campo cercano, lo que contribuye a que el espectro posea mayor amplitud para períodos cortos que en dichas zonas.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

		T_0 (s)	T_1 (s)	$\alpha(T_0)$
Zona 1	Con evento 5	0.18	1.25	3.00
	Sin evento 5		0.60	
Zona 2	Con evento 5	0.15	1.00	3.00
	Sin evento 5		0.60	
Zona 3	Con evento 5	0.12	1.00	3.50
	Sin evento 5		0.50 (0.30)	

Tabla 6.4. Valores significativos de los espectros de diseño propuestos. La terminología es la misma que se utiliza en la norma NCSE-94: T_0 es el período al que corresponde el comienzo de la parte plana del espectro, T_1 donde ésta termina y $\alpha(T_0)$ es su módulo.

En la figura 6.12 no hay seguridad en la posición de T_1 para la Zona 3 debido al bajo número de observaciones incluidas en dicha figura (tan sólo 12). No hay indicios de grandes amplitudes en la banda de los períodos largos, por lo que podría plantearse el reducir el tamaño de la parte plana del espectro y, consecuentemente, desplazar el comienzo de la parte final curva.

La figura 6.12 y la tabla 6.4 ponen de manifiesto que las zonas definidas en base a su FT también poseen diferentes espectros de respuesta normalizados, aunque este parámetro se muestra poco apropiado para su uso para establecer diferencias significativas en el comportamiento entre zonas; esto es claro si comparamos los espectros de las zonas 1 y 2, que prácticamente coinciden. En cambio el espectro de la Zona 3 es claramente diferente al de las otras dos.

Para finalizar este apartado, conviene señalar que los espectros determinados se caracterizan por un mayor conservadurismo con respecto a los actualmente recomendados, pero que están en consonancia con la información que actualmente se está acumulando tras los últimos terremotos destructivos ocurridos en Estados Unidos, Japón e Hispanoamérica (ver p.e. Martin y Dobry, 1994).

4.2.2. Variación espacial de la amplitud del Espectro de Respuesta.

Para este análisis vamos a considerar el espectro de velocidad relativa. Como antes, sólo se utilizarán los espectros obtenidos con SHAKE91 así como por LASS III (en los sondeos donde se utilizó LASS se ha sustituido el espectro de SHAKE91 en MFS por el de este programa, si bien dada la limitación en frecuencias de LASS, para bajos períodos los resultados son los de SHAKE91).

En la figura 6.10 se presentaron los espectros normalizados para cada evento y Zona. Esta figura pone de manifiesto que el comportamiento de cada Zona es típico y además diferente al de las otras. No obstante, el módulo de estas variaciones es pequeño, lo que explica que el espectro de diseño propuesto sea prácticamente idéntico para las Zonas 1 y 2. En la figura aparecen representados los espectros normalizados promedio calculados para los eventos 1, 2 y 5 (se omiten los eventos 3 y 4 por claridad) así como el espectro promedio de las señales de entrada de cada evento. Es evidente que en todos los casos

el espectro calculado reproduce los picos espectrales de la señal de entrada si bien aparecen otros nuevos, aunque estos otros poseen menor amplitud que los primeros. Esta repetición de las características de la señal de entrada es la que justifica y, a la vez, obliga a utilizar diversos acelerogramas de entrada.

En la **Zona 1** se observa que para los eventos 1 y 2 el suelo ha desplazado la señal desde el campo de los períodos cortos (que disminuyen de amplitud) hacia el de los largos (que la aumentan). Ello es debido a que el suelo actúa como un sistema que tiende a desplazar la energía de cualquier señal que sobre él incide a su período (o frecuencia) fundamental de vibración: esta zona se caracteriza por un período de vibración de 0.6 a 0.8 segundos (1.6-1.2 Hz) y, como se puede observar en la figura 6.10, en esta banda del espectro se producen grandes amplificaciones de la señal de entrada. En el caso del evento 5, cuyo espectro posee las mayores amplitudes a períodos más altos que el del suelo, el fenómeno es el contrario: la señal calculada posee menor amplitud en períodos altos (mayores que 1.5 segundos) y sin embargo se ha amplificado la banda de 0.6 a 1.0 segundos. Puede comprobarse que por debajo del período fundamental del suelo la señal se encuentra prácticamente inalterada.

En la **Zona 2** el fenómeno es similar al descrito para la Zona 1, aunque los espectros calculados presentan una mayor dispersión. En esta zona resulta llamativa la modificación realizada sobre el evento 5: el período de vibración de esta zona se encuentra en la banda de 0.3 a 0.5 segundos (3-2 Hz) y consecuentemente los nuevos espectros tienden a desplazarse aún más que en el caso de la Zona 1, concretamente en la banda de 0.3 a 0.6 segundos. Un hecho similar puede señalarse con respecto al evento 1, donde los espectros calculados no poseen las grandes amplitudes que poseían los de la Zona 1 para períodos mayores que 1 segundo.

Finalmente, la **Zona 3**, por su menor período de vibración, modifica incluso la señal del evento 1, desplazándola hacia el campo de los períodos cortos.

Este fenómeno posee una eficiencia limitada, como se desprende del hecho de que señales con un espectro muy diferente al del suelo no se ven apenas afectadas (es decir, el suelo es transparente para ellas). Un ejemplo de ello es el espectro del evento 5 en la Zona 3.

Se ha calculado además el valor medio del espectro de velocidad relativa para los intervalos 0.1-0.2, 0.2-0.5 y 0.5-1.0 segundos; estos períodos corresponden, *grosso modo*, a los de estructuras de 1-2, 2-5 y 5-10 plantas, o típicos de una casa unifamiliar, un bloque pequeño de viviendas (construcción más frecuente actualmente en la Vega) y una torre de viviendas (poco frecuente todavía, pero cada vez con más ejemplos). Las figuras 6.13 a 6.17 presentan dichos valores medios y constituyen una visión en el espacio de cómo varía espacialmente un factor proporcional a la energía que los diversos terremotos aplican a edificios de las alturas equivalentes a cada intervalo.

Lo primero que llama la atención es que nuevamente vuelven a identificarse las tres zonas que se definieron a partir de su FT. La diferente interacción entre el suelo y la señal tiene su fiel reflejo en los mapas de distribución de la velocidad espectral relativa media:

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

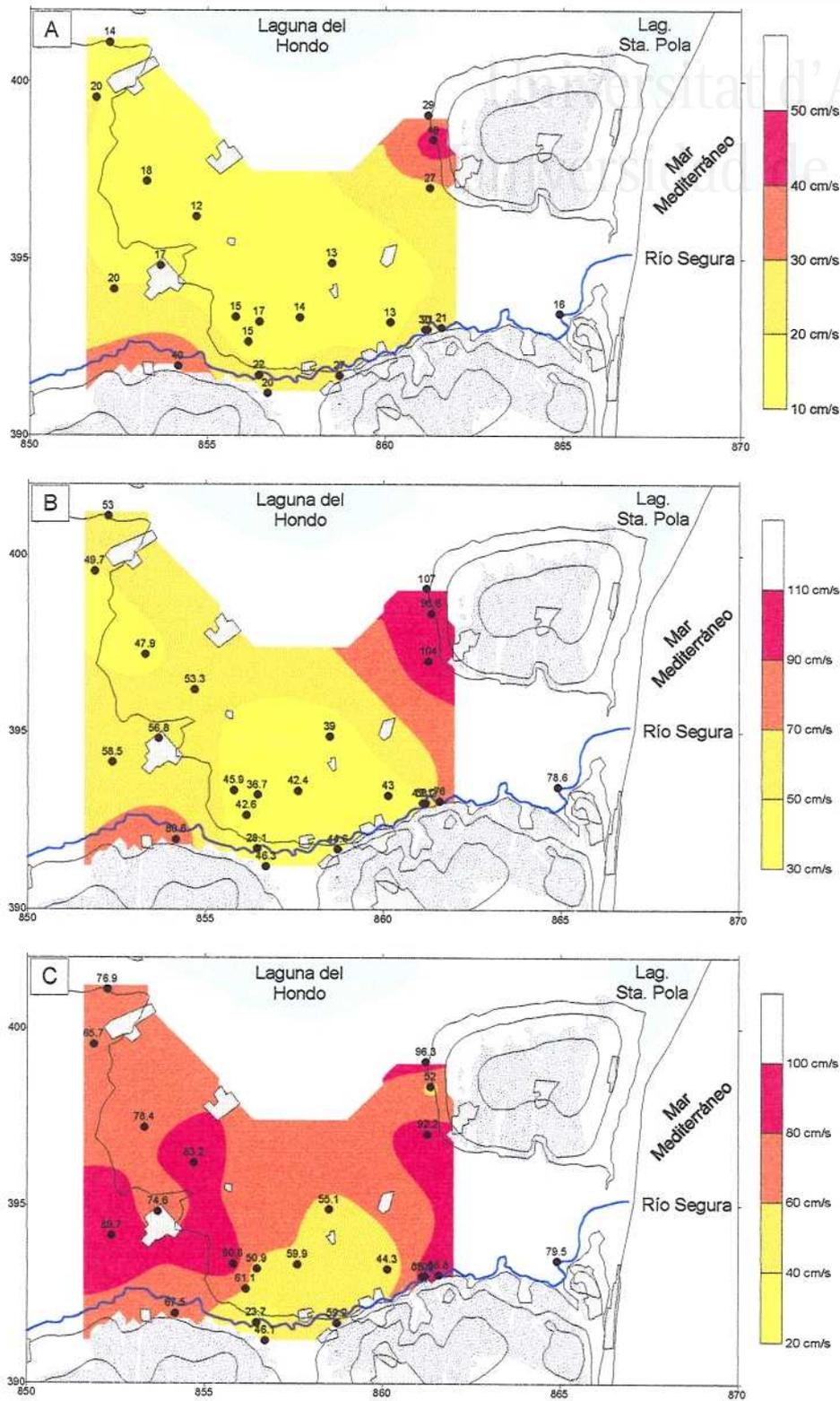


Figura 6.13. Variación espacial teórica del espectro de velocidad relativa promedio del evento 1. A) Promedio intervalo 0.1-0.2 segundos; B) Id. 0.2-0.5 segundos; C) Id. 0.5-1.0 segundos.

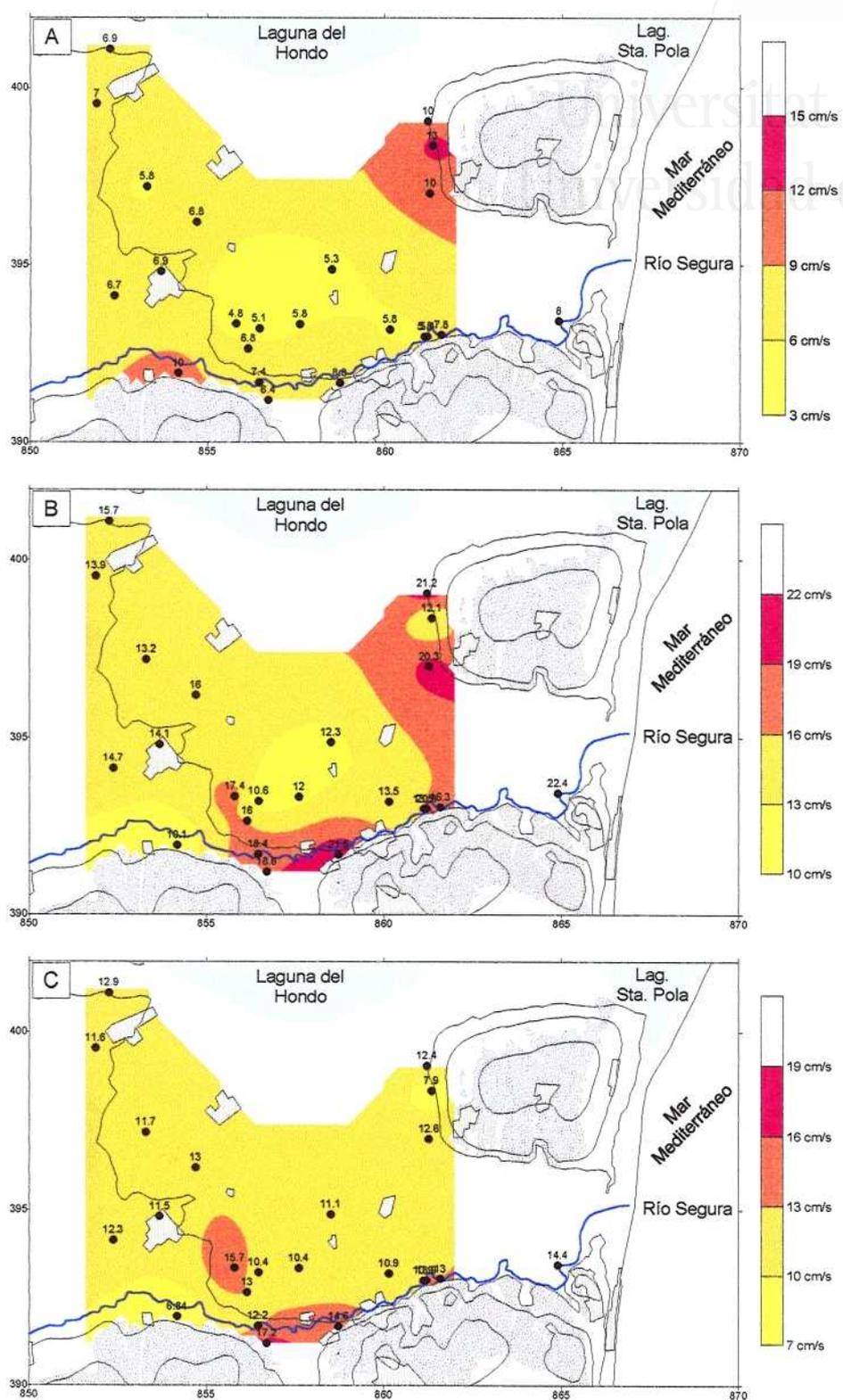


Figura 6.14. Variación espacial teórica del espectro de velocidad relativa promedio del evento 2. A) Promedio intervalo 0.1-0.2 segundos; B) Id. 0.2-0.5 segundos; C) Id. 0.5-1.0 segundos.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

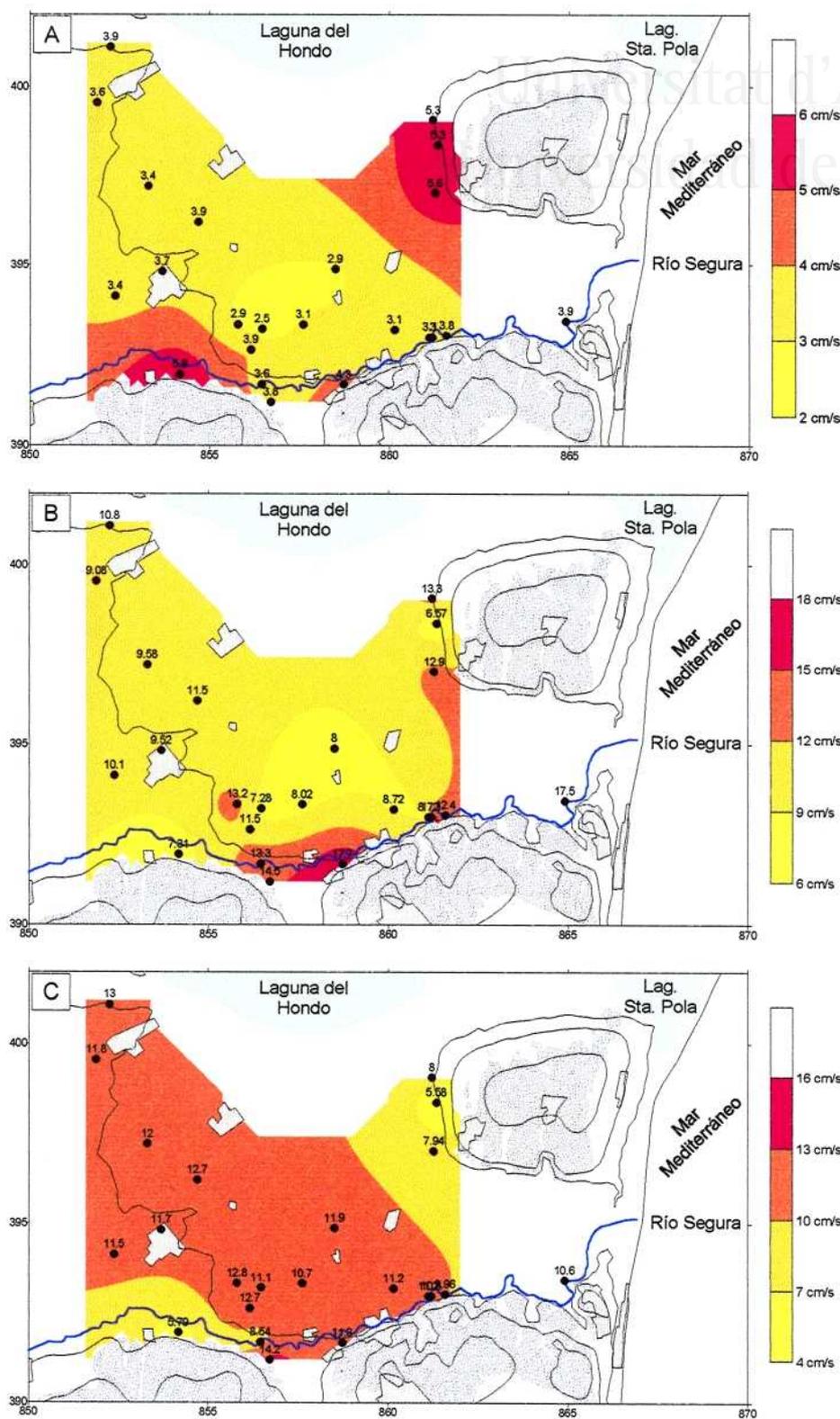


Figura 6.15. Variación espacial teórica del espectro de velocidad relativa promedio del evento 3. A) Promedio intervalo 0.1-0.2 segundos; B) Id. 0.2-0.5 segundos; C) Id. 0.5-1.0 segundos.

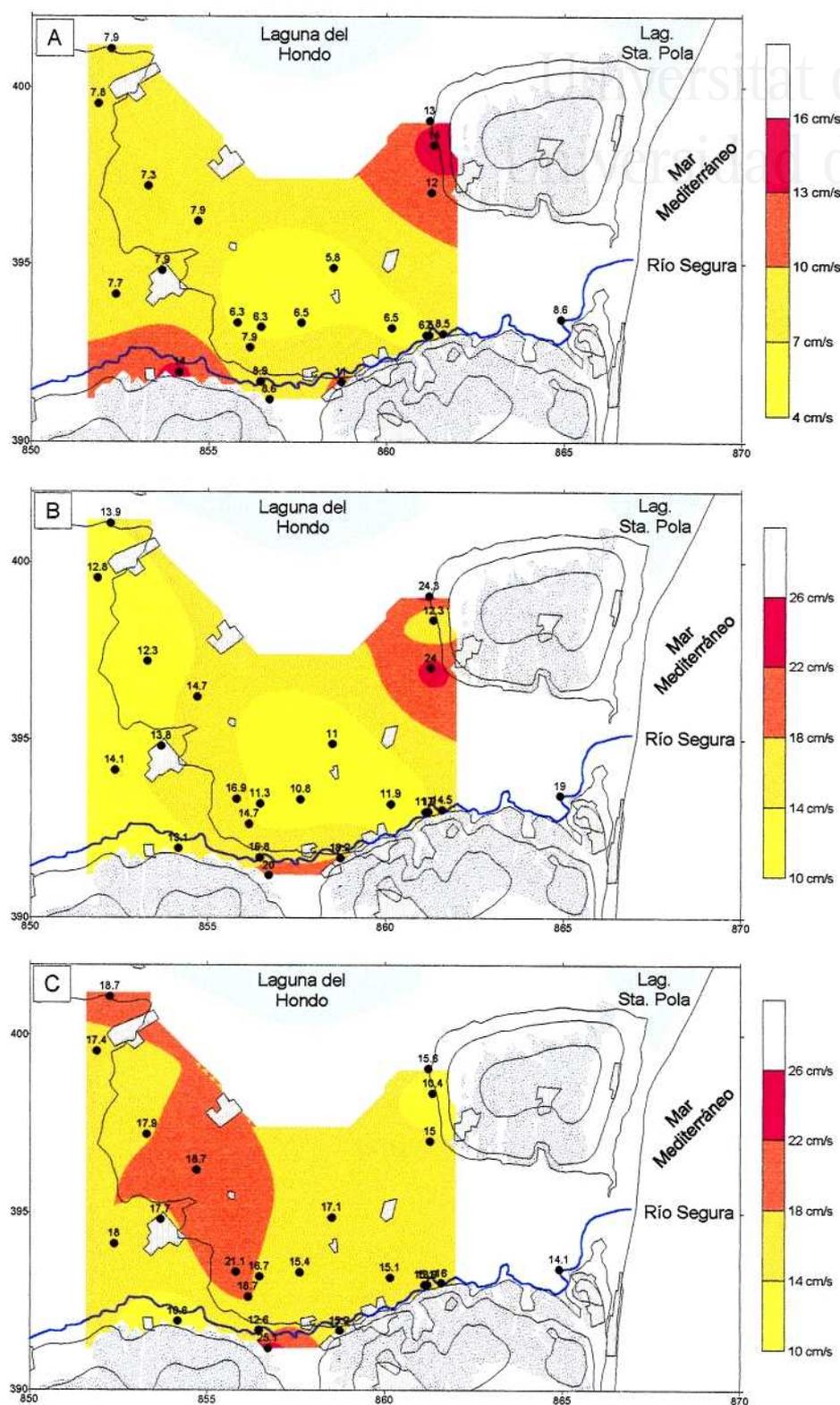


Figura 6.16. Variación espacial teórica del espectro de velocidad relativa promedio del evento 4. A) Promedio intervalo 0.1-0.2 segundos; B) Id. 0.2-0.5 segundos; C) Id. 0.5-1.0 segundos.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

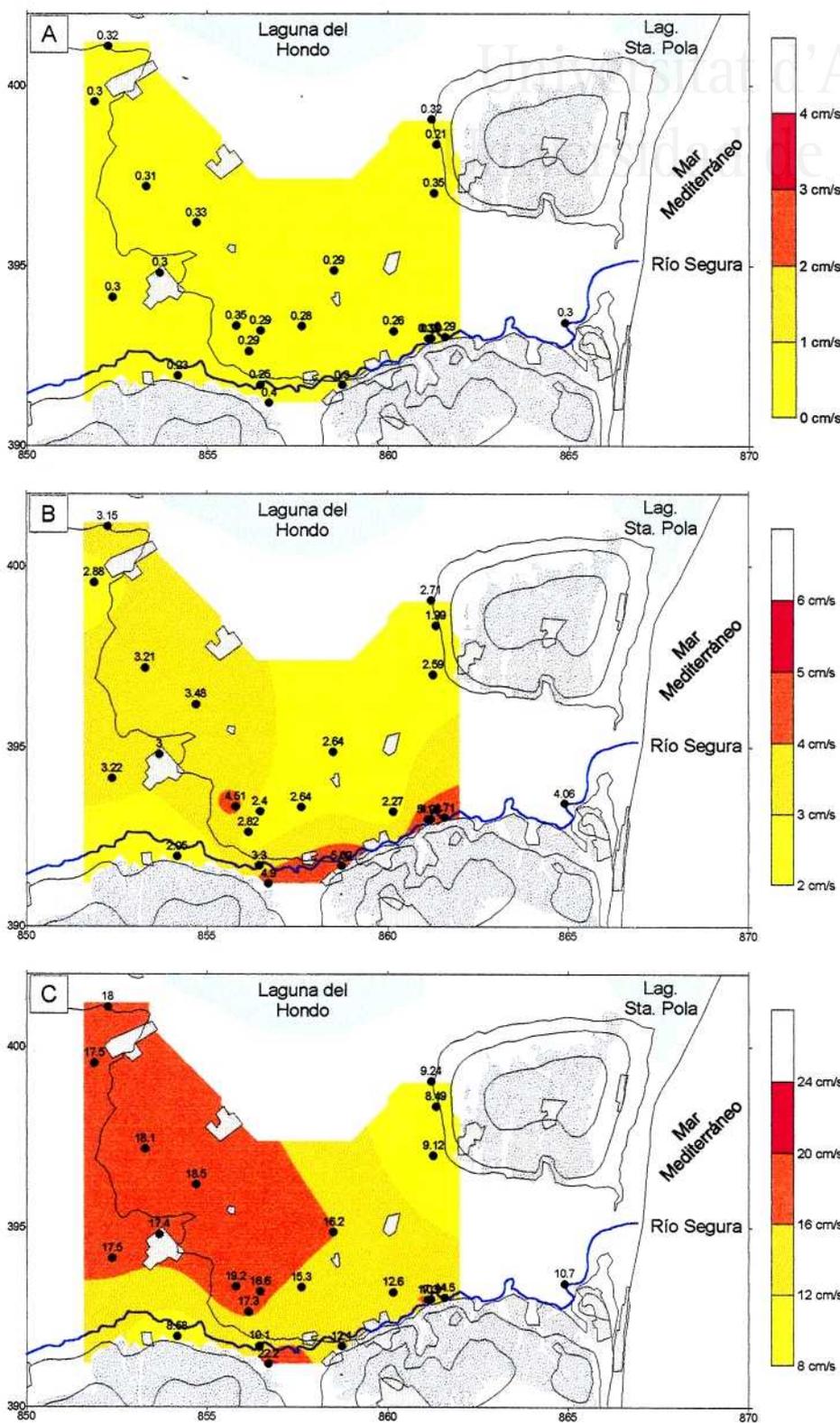


Figura 6.17. Variación espacial teórica del espectro de velocidad relativa promedio del evento 5. A) Promedio intervalo 0.1-0.2 segundos; B) Id. 0.2-0.5 segundos; C) Id. 0.5-1.0 segundos.

1. El período predominante del evento 2 es de 0.20 segundos (5 Hz); la coincidencia de esta frecuencia con la de la Zona 3 da lugar a que en su área geográfica (ver fig. 6.8) se produzcan fenómenos de resonancia y, en consecuencia, las mayores amplitudes. Tan sólo en la banda de períodos largos (0.5-1.0 segundos), donde el suelo de esta zona filtra o disminuye la amplitud de la señal incidente, es donde las otras dos poseen mayores amplitudes. Dado que la Zona 1 posee períodos de vibración muy alejados de los característicos de este evento, la amplitud de su espectro en velocidad en el intervalo 0.1-0.2 segundos es menor que la del resto de las zonas.

2. Los eventos 3 y 4 (MDS con fuente a distancia intermedia) son los que mejor reflejan la división en zonas y su diferente comportamiento debido a que poseen períodos predominantes intermedios, próximos a los de las tres zonas. Como sus períodos predominantes son algo mayores que en el caso anterior, la energía en altas frecuencias es menor. En la banda de períodos cortos hay nuevamente resonancias en el área de la Zona 3, presentando amplitudes marcadamente mayores que el resto de la Vega. En cambio, para períodos largos la Zona 1 es la que presenta la amplitud promedio más elevada y la 3 la más baja. La Zona 2 presenta siempre un comportamiento intermedio entre las 1 y 3.

3. Para MFS los acelerogramas tenían períodos predominantes similares a los del caso anterior pero amplitudes mayores, implicando deformaciones considerables y comportamiento no lineal del suelo, que desplaza su período de vibración a valores levemente más altos. Como consecuencia la situación es ligeramente diferente a la antes expuesta. Además, al haber considerado el efecto de la licuefacción (programa LASS III), el espectro de los puntos próximos al río sufre una reducción en sus amplitudes como consecuencia de ella. Ello hace que para períodos intermedios sean los puntos de la Zona 3 los que mantengan las mayores amplitudes espectrales medias y que en períodos altos los puntos del río (Zona 2) sean los que menor amplitud presenten.

Dado que en el interior de la Vega es de susceptibilidad moderada, también puede ocurrir licuefacción, lo que muy previsiblemente modificará la figura 6.13. Sin embargo, este hecho no ha sido posible modelizarlo. En cualquier caso la licuefacción reducirá las amplitudes calculadas y por tanto esta figura puede observarse como el caso más desfavorable posible.

4. Finalmente, como el evento 5 casi no tiene energía en la banda de los períodos cortos, el mapa correspondiente refleja una uniformidad en la respuesta que hasta ahora no se había observado. Al considerar períodos intermedios se manifiesta lo comentado anteriormente, es decir, que los puntos de la Zona 2 son los que mejor desplazan la energía de la señal a este intervalo de frecuencias y son, por tanto, los que poseen mayores amplitudes. La Zona 3 es poco eficaz en este proceso y por eso se erige en la zona de menores amplitudes (aplicable también para períodos largos). Finalmente, para períodos largos, en el interior de la Vega (Zona 1) es donde se detectan las mayores amplitudes, como ya se explicó más arriba.

Los resultados presentados en este apartado ponen de manifiesto que las diferentes zonas identificadas en base a la FT se corresponden con la variación espacial del espectro de respuesta y la dependencia que la respuesta del suelo tiene de la frecuencia fundamental en condiciones estáticas.

4.3. Aceleración máxima del movimiento del suelo.

El tercero de los parámetros que hemos considerado para caracterizar la respuesta del suelo es la aceleración máxima o aceleración pico. Para este análisis no son útiles los registros calculados con LASS III ni con NONLI-2D por su pequeña resolución en frecuencias. Por lo que respecta a CHARSOIL, vista la duda acerca de su comportamiento, tampoco serán finalmente utilizados.

Para un mejor análisis de este parámetro en función del problema estudiado se ha representado la aceleración calculada en la superficie del suelo en función de la de entrada especificada al programa (fig. 6.18), de manera similar a como realizaron Seed e Idriss (1982). El principal resultado que muestra esta figura es que el suelo amplifica en todo el rango de aceleraciones considerado, desde aceleración en roca prácticamente nula hasta valores tan altos como 0.4 g, si bien, como pone de manifiesto la figura 6.18b, esta amplificación no es constante: es mayor en MDS, entre 1.5 y 3 veces la aceleración de entrada. En cambio, para MFS la amplificación se reduce a 1-2. La variación de la amplificación del suelo con la aceleración de entrada es una manifestación más del comportamiento no lineal del suelo, al igual que lo era el desplazamiento de las frecuencias del modo fundamental de vibración del suelo y de sus armónicos.

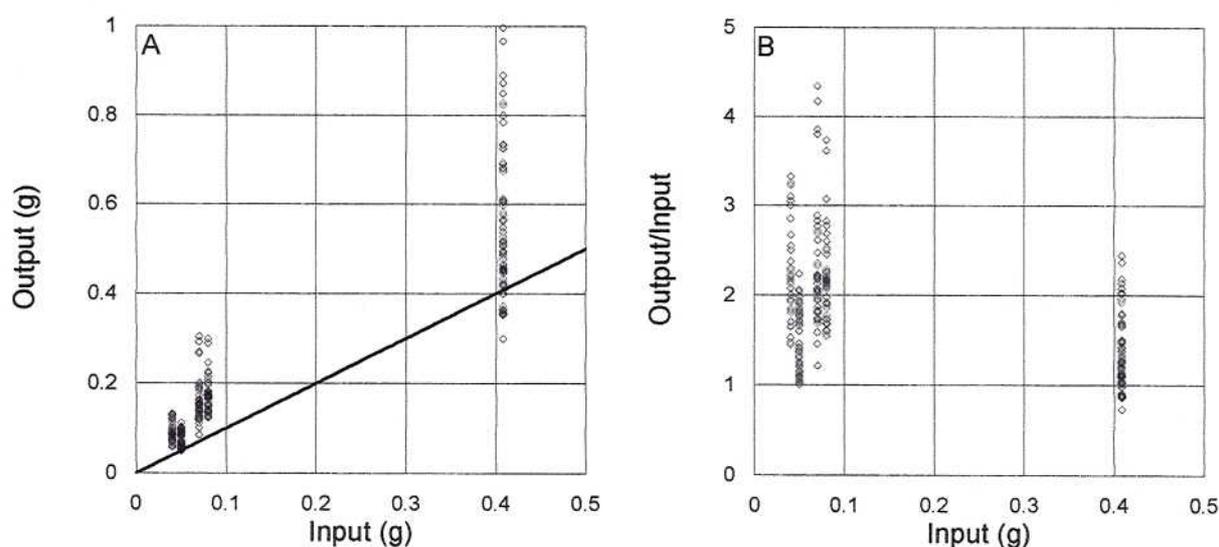


Figura 6.18. Relación entre la aceleración teórica en superficie y la aceleración de entrada. A) En términos absolutos; B) Amplificación (relación aceleración calculada/aceleración de entrada) de la aceleración de entrada.

En esta figura son llamativas las aceleraciones resultantes para el evento 5 (input de 0.05 g), mas no por ello son inesperadas. Dado el pequeño contenido en altas frecuencias, tanto del acelerograma de entrada como de los calculados, la aceleración pico resultante es también baja puesto que son las altas frecuencias las que más controlan este parámetro. Este hecho, que rompe el comportamiento general de la figura 6.18b pone de manifiesto que el comportamiento del suelo (amplificación de la aceleración máxima) no es predecible a partir únicamente de la amplitud de la señal incidente, sino que es necesario tener en cuenta la interacción entre las frecuencias del sitio y de la perturbación.

Estos resultados son complementarios de los presentados por Idriss (1991; ver fig. 4.8), si bien predicen amplificaciones algo mayores que las que este autor presenta para suelos típicos de California (suelos flojos y potentes frente a suelos flojos poco potentes de la Vega), y vienen a confirmar que las relaciones inicialmente propuestas por Seed e Idriss (1982) resultaban muy optimistas en cuanto al comportamiento del suelo para MFS.

4.3.1. Variación espacial de la aceleración máxima.

Gran parte de la dispersión observada en la figura 6.18 es debida a que en ella se han presentado los resultados de todos los sondeos juntos. Como ya se ha comentado, el contenido en frecuencias de una señal controla en gran medida la aceleración pico de dicha señal. Si tenemos presente que las tres zonas que venimos considerando tienen diferentes características en cuanto a su comportamiento en el dominio de la frecuencia, es previsible que dichas diferencias tengan un reflejo en el comportamiento en el dominio del tiempo, es decir, en la aceleración máxima. Por tal motivo se han agrupado los anteriores resultados en función de su filiación a una zona u otra (fig. 6.19).

La **Zona 1**, caracterizada por una frecuencia fundamental baja en comparación con el resto de la Vega es la que ofrece menores amplitudes máximas, tanto para MFS como MDS, no siendo la amplificación nunca mayor que 2. Asimismo en esta zona es donde el comportamiento no lineal del suelo es más evidente, por cuanto para MFS la amplitud promedio se encuentra próxima a 1 (fig. 6.19b). La **Zona 2**, con una frecuencia característica más alta, presenta amplificaciones más altas que la anterior, tanto para MDS (antes 2 y ahora 2.5) como MFS (de 1 antes a 1.5 ahora). Este control de la frecuencia se manifiesta porque ahora la amplificación de la señal del evento 5 es menor (poseía menos altas frecuencias que el resto de las señales). Finalmente, la **Zona 3**, con la frecuencia fundamental más alta del conjunto, es la que presenta las aceleraciones pico mayores, tanto para MDS como MFS. La figura 6.19f es una muestra más de que este tipo de suelo es totalmente transparente para la señal del evento 5 (la amplificación es 1).

En una representación espacial la distribución geográfica de las aceleraciones máximas de los puntos de cada una de las tres zonas, sus respectivas áreas geográficas quedan perfectamente delimitadas. Hemos seleccionado los eventos 1 y 5, por ser los que mejor reflejan el comportamiento antogónico entre las zonas 1 y 3 (fig.6.20). En el primero de los eventos es en los bordes de la Vega donde mayores aceleraciones se producen, mientras que en el segundo es ésta la zona donde precisamente menores aceleraciones se registran. Lógicamente, el mismo comportamiento existe si en lugar de aceleraciones máximas se hubiera representado la variación espacial de la amplificación de la aceleración (o valor máximo de la aceleración calculada dividido por el valor máximo de aceleración aplicado al suelo).

4.4. Variabilidad del movimiento del suelo en función de los parámetros geotécnicos.

Diversos autores han llamado la atención acerca de lo dependientes que son los resultados de la modelización del movimiento del suelo de los parámetros geotécnicos del suelo, sobre todo de la velocidad de cizalla de las formaciones más superficiales (p.e. Cramer y Real, 1992).

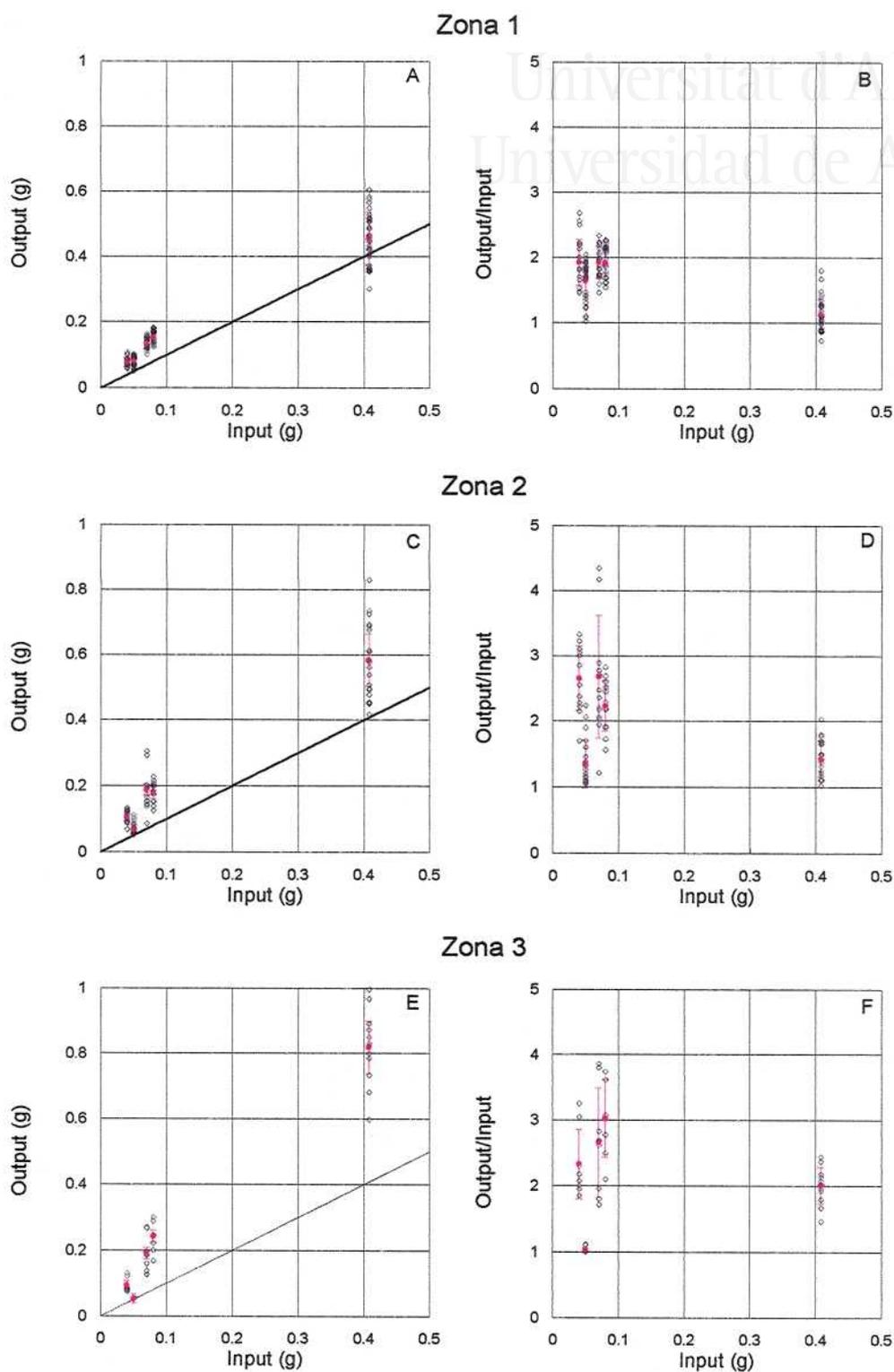


Figura 6.19. Relación entre la aceleración teórica en superficie y la aceleración de entrada para cada una de las tres zonas identificadas a partir de su función de transferencia. A) En términos absolutos; B) Amplificación. Para una mejor cuantificación de la dispersión de los resultados en cada zona se incluyen el valor promedio \pm desviación típica (en rojo). En la figura se comprueba que la Zona 1 posee un comportamiento más uniforme que las otras dos.

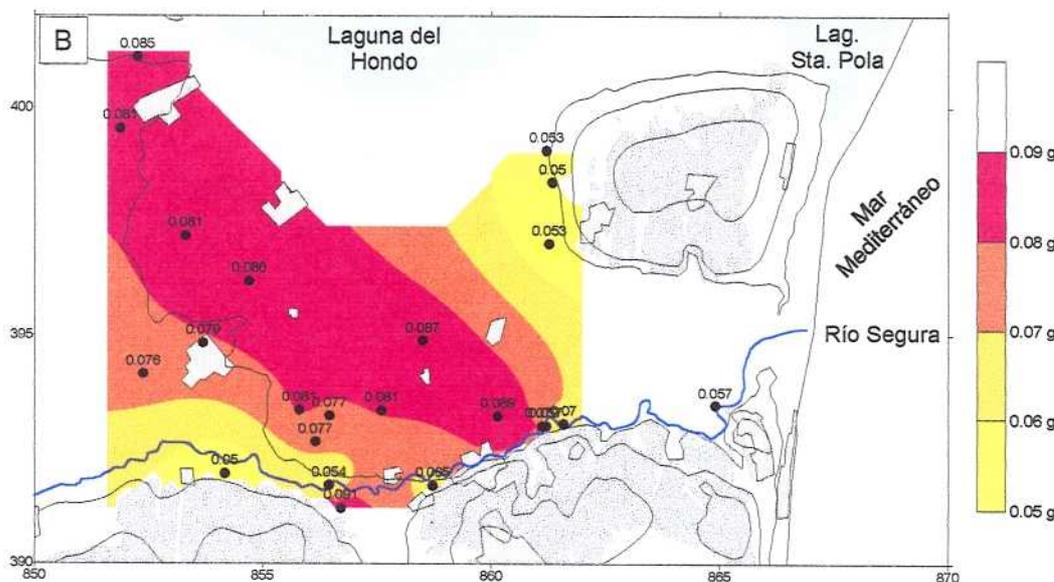
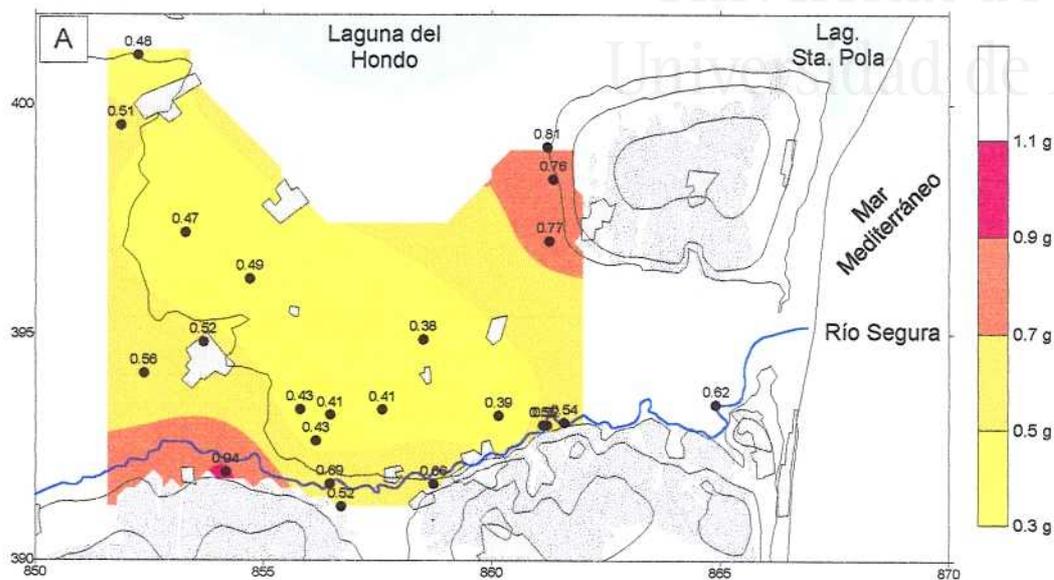


Figura 6.20. Variación espacial de la aceleración pico para los eventos 1 (A) y 5 (B). Puede observarse que el comportamiento es antagónico entre ambos eventos debido a las diferentes características espectrales de los eventos y de las zonas de la Vega.

 Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

Al objeto de conocer la variabilidad e incertidumbre de nuestros resultados cuyo origen sea el incompleto conocimiento de las propiedades geotécnicas de los materiales, se ha realizado un test de sensibilidad de los métodos numéricos a la variación de las condiciones geotécnicas (expresadas como modificaciones en la velocidad de cizalla del suelo). En dicho test se ha utilizado el programa SHAKE91 y la columna del sondeo P1, a la que se han modificado las velocidades según se indica en la tabla 6.5. El acelerograma utilizado en todos los casos ha sido el del terremoto de Big Bear (ver tabla 5.3), escalado a una aceleración máxima de 0.08 g y al que no se le ha modificado su contenido espectral. Los resultados de las 5 ejecuciones del programa se presentan en la figura 6.21 junto con las FT obtenidas por el método de Nakamura.

Modelo	V_s - Suelo	V_s - Bedrock
1	Modelo estándar $V_s = f(e, \sigma')$	Modelo estándar (600 m/s)
2	Modelo estándar	800 m/s
3	-20%	600 m/s
4	-20%	800 m/s
5	+20%	800 m/s

Tabla 6.5. Velocidad de cizalla en cada problema utilizado en el análisis de sensibilidad de los métodos numéricos. En el problema 1 se han utilizado las velocidades obtenidas a partir de las relaciones presentadas en el capítulo V (*Modelo estándar*).

Como se puso de manifiesto en apartados anteriores, existe buena correspondencia entre la frecuencia fundamental del sitio obtenida por el método de Nakamura y la ofrecida por los modelos que utilizan la velocidad del modelo estándar del suelo (modelos 1 y 2). En aquellos casos en los que se ha modificado la velocidad del suelo (3, 4 y 5) se han obtenido frecuencias más bajas (1.1 Hz) o bien más altas (1.8 Hz) que las experimentales; de este dato se infiere que las velocidades del modelo estándar constituyen una buena estimación de las reales del suelo.

Por lo que respecta a la amplitud de las FT, todas ellas son del mismo orden (entre 3 y 4.3) y similares a las ofrecidas por el método de Nakamura (los modelos 1 y 2 ajustan con gran precisión sus amplitudes). Se observa que en aquellos modelos en los que la velocidad de la roca se incrementó hasta 800 m/s, las amplificaciones han resultado ser ligeramente mayores que cuando se utilizó la velocidad del modelo estándar (tal y como predice la ecuación 4.3), pero el rango de variación en las amplitudes rara vez supera el 35%.

Estos resultados son concordantes con los presentados en los apartados 4.1.1. y 4.1.2, referentes a la amplitud de la FT en el sondeo P1 y en el conjunto de la Vega. De acuerdo con lo expresado en tales apartados, la amplitud de la FT considerada como la más aproximada a la real de cada punto es la dada por el programa NONLI-2D (media + desviación típica), que para la Zona 1 es un 30% mayor que la ofrecida por SHAKE91 ($4.5/3.5 = 1.3$).

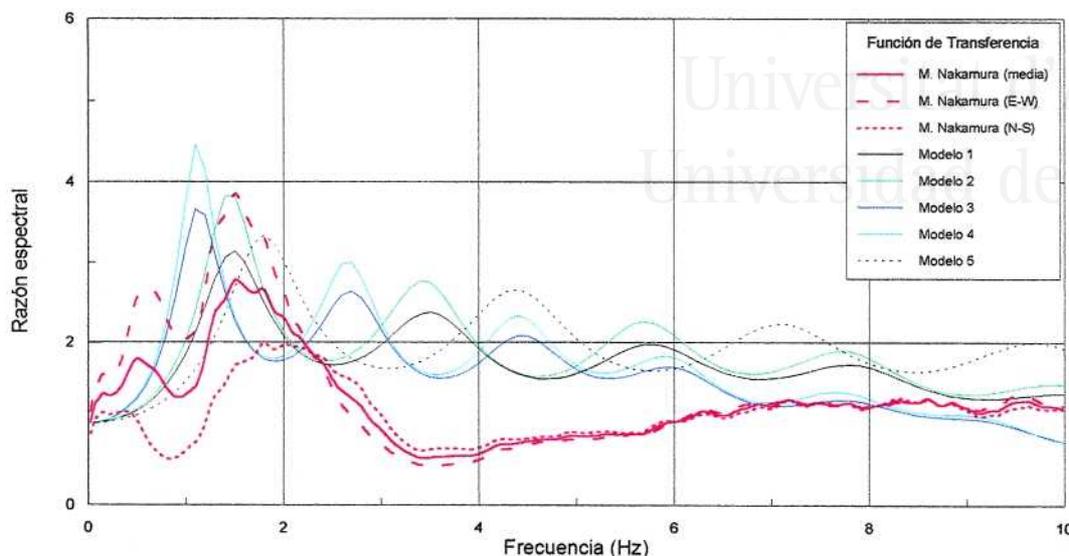


Figura 6.21. Variación de la función de transferencia en el sondeo P1 en función de la velocidad de cizalla (ver tabla 6.5).

Otro aspecto a considerar, de gran importancia en el análisis de incertidumbres, es el efecto que la variación en las propiedades del suelo produce en el espectro de respuesta. En la figura 6.22a aparecen representados los espectros de respuesta normalizados para los cinco ensayos anteriores así como del acelerograma de entrada. Se puede observar que no existe una variación significativa aparente en los espectros, apareciendo amplificación para períodos altos (0.6-1.5 segundos) y deamplificación para períodos cortos (0.1-0.2 segundos), como se ha puesto de manifiesto en los apartados anteriores.

Al comparar el espectro de respuesta de cada modelo con el del modelo estándar (fig. 6.22b) se observa que en aquellos casos en los que se redujo la velocidad del suelo (modelos 3 y 4) se produce una importante amplificación del espectro de respuesta (hasta el 50%) en la banda de 1 a 3 segundos y deamplificación (10%) en períodos cortos (0.08-0.2 seg.). De otra parte, cuando se incrementó la velocidad de cizalla del suelo y del semiespacio (modelo 5) la variación más significativa del espectro ha ocurrido en el rango de los cortos períodos: el suelo amplifica, respecto del modelo estándar, en la banda de 0.05 a 0.2 segundos, aunque dicha amplificación no es superior al 20%. Es el típico comportamiento del suelo rígido (amplificación de las altas frecuencias). Finalmente, cuando tan sólo se incrementó la velocidad en el semiespacio (un 33%, de 600 a 800 m/s) no se produjo una variación significativa en el espectro de respuesta, con pequeñas oscilaciones de amplitud (5-10%).

Resumiendo los resultados presentados, una variación posible en la velocidad de cizalla del suelo del 20% y en el basamento rocoso del 33%, ha dado lugar a los siguientes márgenes de variación de la respuesta del suelo:

1. Función de Transferencia: respecto del modelo estándar la variación máxima de la amplitud es del $\pm 35\%$ y de la frecuencia del 25%, si bien la posición de la frecuencia fundamental del sitio parece que ha sido bien ajustada.

Zonificación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.

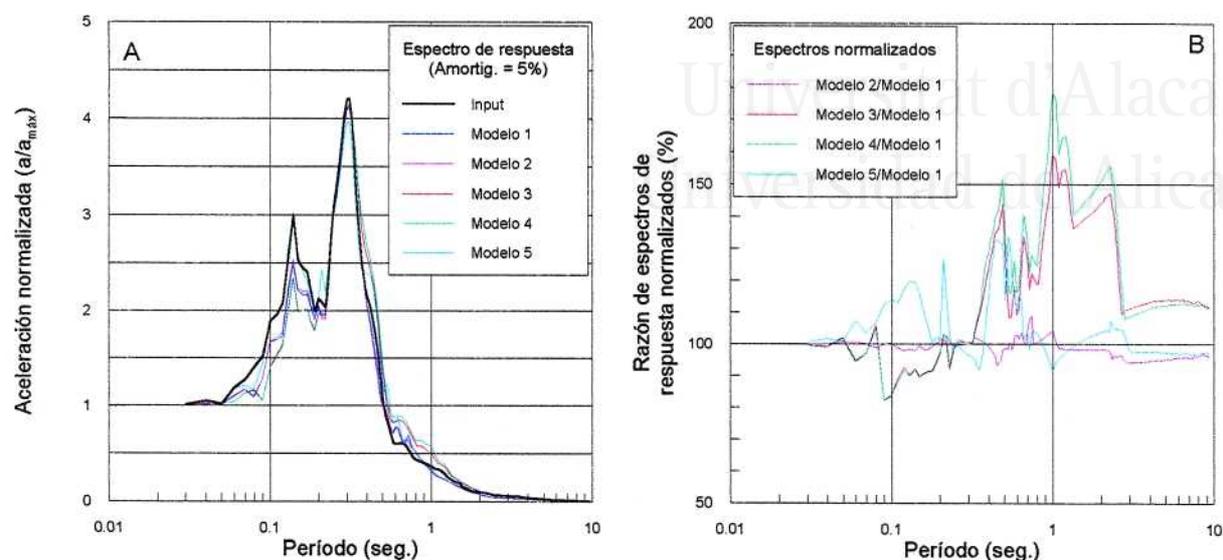


Figura 6.22. Variación del espectro de respuesta en el sondeo P1 en función de la velocidad de cizalla. A) Espectro normalizado. B) Relación entre los espectros resultantes de modificar la velocidad de cizalla del suelo (tabla 6.5) y el modelo utilizado en el presente trabajo. Obsérvese que es necesario variar un 20% la velocidad del suelo para que el espectro refleje variaciones significativas.

2. Espectro de Respuesta: la incertidumbre asociada a períodos largos puede llegar a ser hasta del 50% y del 20% en los cortos.

Los márgenes de incertidumbre de la FT son precisamente los resultantes del análisis comparativo de los resultados de los diversos programas y, en consecuencia, son los contemplados en los resultados finales presentados en el apartado 5 de este capítulo.

4.5. Relación entre la respuesta del suelo y los daños del terremoto de Torrevieja de 1829.

Del análisis de respuesta del suelo han resultado tres zonas con diferentes características de movimiento del suelo. Estas diferencias deben dar lugar a variaciones en la interacción suelo-estructura en la Vega, de manera que variará en cada zona el tipo de edificio potencialmente más afectado por dicha interacción (que será máxima para aquellos edificios cuyo modo fundamental de vibración coincida con el del suelo). Estas diferencias deben tener un reflejo en los mapas de isosistas. Por ello resulta muy interesante analizar la distribución de daños durante el terremoto de Torrevieja de 1829, que es el evento de mayor tamaño conocido en el área.

En la figura 5.3 se presentó el mapa de isosistas correspondiente al terremoto de Torrevieja. En dicha figura se observa que:

- En puntos del borde S, sobre roca, la intensidad fue de grado IX: Guardamar, Algorfa y Benijófar.
- En el cauce del río la intensidad es IX½: Benejúzar, Formentera y Rojales (IX).

- En el interior de la Vega la intensidad es IX: Puebla de Rocamora, San Fulgencio, Daya Nueva (IX½) y Almoradí (X)
- Más al N, la intensidad es menor: Dolores (VIII) y Catral (VII).

Todas estas poblaciones se sitúan en la zona de estudio pero, como se puede comprobar, las diferencias de intensidad son pequeñas y se pueden atribuir a una simple atenuación de la intensidad con la distancia: las mayores intensidades se concentran en el S de la Vega, hacia donde se supone que se localizó el foco, y disminuyen hacia el N y W. Localmente destaca la intensidad de Almoradí (X).

A partir de los datos anteriores parece deducirse que no hay una correlación clara entre la distribución de daños y la respuesta del suelo. Esta discrepancia es fruto de varios hechos: de una parte, el mapa se ha confeccionado a partir información que resulta poco adecuada para reconocer los efectos de sitio. El informe más completo al respecto, el de Larramendi (1829), se centra más en detallar el número total de viviendas destruidas o en cómo reconstruir las poblaciones que en especificar el tipo de daño.

Por otra parte, las construcciones de la época se caracterizaban por su alta vulnerabilidad. Así, las viviendas tenían una larga vida (tan sólo en los pueblos de nueva creación -Pías Fundaciones- el parque de viviendas era relativamente reciente, *algo más de un siglo*) y, además, los materiales de construcción eran de muy baja calidad. En la época del terremoto había básicamente dos tipos de construcción, *la barraca* o casa de una planta, apoyada en un armazón de madera (olivo, morera o incluso tallos de girasol seco) con paredes de cañizo recubierto de yeso, barro o adobe y con techumbre de haces de cañas (Ciscar, 1974); y la casa de mampostería, con una estructura que descansaba sobre gruesos muros de mampostería (*cal y canto*) y con una pesada techumbre de madera, tierra y ladrillo (Canales y Martínez, 1994). La mayor consistencia de los muros permitía una mayor altura de edificación. Debe tenerse en cuenta, además de la señalada baja calidad de las construcciones, que los edificios habían estado soportando terremotos, alguno de intensidad moderada (grado VII, López Casado *et al.*, 1992), durante los meses previos al terremoto.

A lo anterior debe sumarse otro hecho de gran importancia: las casas, en su gran mayoría, eran de una sola planta, ocasionalmente de dos (Larramendi, 1829; Rodríguez de la Torre, 1984). En este contexto destacaba Almoradí, que Larramendi (1829) señala como una población con casas de gran altura, por lo que previsiblemente eran de dos o tres plantas. Teniendo presente estos datos, altura de edificación y materiales de construcción, el período de vibración de estas casas es menor que 0.1 s., siendo posible que los de las casas más altas lleguen a 0.1-0.2 s. (C. Ventura, 1995, com. pers.).

Todo lo anterior apunta a:

- Una vulnerabilidad de los edificios muy elevada: un terremoto de magnitud moderada puede producir la gran catástrofe que de hecho hubo. Así, la magnitud estimada para este terremoto (entre 6.3 y 6.9, en el caso más pesimista), es moderada dentro del contexto de la sismicidad mundial.
- Que no pudo haber una interacción suelo-estructura sencillamente porque los períodos de oscilación de uno y otras son muy diferentes. En Almoradí, en donde había casas de “gran altura”, es posible que

existiera resonancia entre las casas y alguno de los modos superiores de vibración del suelo.

Estos hechos nos llevan a la conclusión de que los datos del terremoto de Torre Vieja no son válidos para identificar los efectos de sitio en la Vega. Actualmente asistimos a un momento en el que prima construir en la vertical (4 alturas y más). Ello no está haciendo más que “aproximar” el modo de vibración de las construcciones al del suelo. Es por ello que si en el futuro, esperemos que lejano, se repitiera un terremoto similar al de 1829, la distribución de daños sí que permitiría reconocer la importancia de los efectos de sitio y el reflejo de las particularidades de cada una de las zonas identificadas en la distribución de daños.

5. APLICACIÓN DE RESULTADOS: ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA VEGA BAJA.

El estudio realizado sobre la respuesta sísmica del suelo en la Vega Baja, tanto desde la perspectiva del movimiento del suelo *-efecto directo-* como de la licuefacción *-efecto indirecto-* ha puesto de manifiesto un comportamiento regionalizado del suelo.

Por lo que respecta a la **licuefacción**, se ha comprobado que el principal factor limitante de su ocurrencia es el contenido en finos de la arena presente en la Vega. Hay arena prácticamente por toda ella y su densidad relativa es media e incluso baja, con SPT bajos la mayoría de las veces. Sin embargo el contenido en finos, muchas veces entre el 40 y 60%, disminuye la capacidad de licuar de los sedimentos y da lugar a que la susceptibilidad general de la Vega sea moderada. No obstante, son pocas las zonas que se pueden calificar como no licuables. Se identifican tres zonas con diferente susceptibilidad en la Vega:

Zona de Susceptibilidad Alta. Situada en las inmediaciones del canal del río, su desembocadura (Alto de la Arena) y un área entre Almoradí y Dolores. Posee un índice de licuefacción potencial elevado para aceleraciones mayores que 0.08 g.

Zona de Susceptibilidad Moderada. Comprende gran parte del interior de la Vega situada entre Catral, Almoradí y Dolores. Su índice de licuefacción potencial está comprendido entre 5 y 15 para eventos de magnitud moderada a alta. En el caso de eventos de magnitud menor (5-6) este índice disminuye rápidamente, de manera que la ocurrencia del fenómeno será reducida.

Zona de Susceptibilidad Baja a Muy Baja. Representa el extremo más al N y S de la zona de estudio así como una zona situada entre Dolores y San Fulgencio. Su índice de licuefacción potencial es bajo (<5) incluso para terremotos de magnitud elevada, por lo que tanto la ocurrencia del fenómeno como los daños potenciales que pueden causar son remotos.

En cuanto al **movimiento del suelo**, se han identificado también tres zonas con diferente respuesta. La distribución geográfica de cada zona está íntimamente relacionada con el espesor de los sedimentos recientes en la Vega, de manera que existe una distribución aproximadamente concéntrica en ella: la Zona 1 comprende el área más interna de la Vega mientras que la Zona 3 es el borde externo de la misma, adyacente a los afloramientos del substrato geotécnico (éste se encuentra próximo a la superficie). La Zona 2 se sitúa intermedia entre estas dos. En consecuencia, no se puede establecer una

relación directa entre respuesta del suelo y naturaleza (granulometría) de los sedimentos (más arcilloso o más arenoso). Las características de cada zona son (tabla 6.6):

Zona 1. El modo fundamental de vibración se sitúa en torno a 1.5 Hz, con una amplificación de 4 a 5 veces. Como consecuencia de la baja frecuencia del modo fundamental, las mayores amplificaciones (respecto de las otras zonas) en el espectro de velocidad se han observado en el campo de los períodos largos, 0.8 a 1.0 s. Asimismo, la baja frecuencia determina que la amplificación de la aceleración máxima (en el dominio del tiempo) sea menor que en el resto de la Vega para eventos en campo cercano o intermedio.

Zona 2. Posee el modo fundamental de vibración entre 2 y 3 Hz y las amplificaciones son algo mayores, entre 5.5 y 6.5 veces. Como consecuencia de ocurrir el modo de vibración a frecuencias más altas, las mayores amplificaciones (del espectro y de la aceleración máxima) ocurren a períodos algo más bajos que los de la zona anterior.

Zona 3. Su modo fundamental ocurre a frecuencias mayores que 4 Hz y la amplificación del suelo es mayor que 6. Por poseer el modo de vibración en el campo de las altas frecuencias (comparativamente con el resto de las zonas), su comportamiento es antagónico al de la Zona 1: amplifica mucho para eventos cercanos (con alto contenido en altas frecuencias) y es transparente para eventos lejanos, cuyo espectro se ha desplazado al campo de los períodos largos.

	Zona 1	Zona 2	Zona 3
Función de Transferencia			
Frecuencia fundamental	≈ 1.5 Hz	2 - 3 Hz	> 4 Hz
Amplificación	4.0 - 5.0	5.5 - 6.5	> 6.0
Espectro de Respuesta			
Banda de amplificación	Períodos largos	Períodos intermedios	Períodos cortos
Amplificación de la Aceleración máxima	Baja en eventos cercanos y lejanos	Intermedia en cercanos y Baja en lejanos	Muy Alta en cercanos y Nula en lejanos

Tabla 6.6. Características de la respuesta del suelo en las zonas identificadas en la Vega Baja.

Los resultados del análisis del movimiento del suelo demuestran que los límites entre zonas son constantes pero que el comportamiento de cada una varía en función de la señal incidente. Por ello las conclusiones obtenidas con un evento no son extrapolables a otro de características espectrales diferentes. Como consecuencia, es necesario contemplar varios terremotos para caracterizar cada zona del área que se está estudiando. Para el caso de la Vega Baja, ha sido necesario utilizar hasta cinco eventos diferentes.

Las láminas 1 a 5 recogen la zonificación propuesta para la Vega en base a los datos presentados en este capítulo. Se han utilizado varios parámetros para realizar una completa caracterización de la Vega: Función de Transferencia; Índice de Licuefacción Potencial (equivalente al Índice de Licuefacción Potencial Normalizado multiplicado por 20); amplitud del espectro de velocidad relativa para los intervalos 0.1-0.2 s., 0.2-0.5 s. y 0.5-1.0 s.; amplificación de la aceleración máxima; y, finalmente, el

espectro de diseño. De ellos, algunos son *constantes*, como la función de transferencia o el espectro de diseño. En consecuencia, el mapa con la FT es común a las cinco láminas y corresponde a la figura 6.8 (escaladas las amplitudes según se especificó en el apartado 4.1.2) y el espectro de diseño es el presentado en la figura 6.12.

Por lo que respecta a la susceptibilidad a la licuefacción, la distribución de las zonas es constante, pero no así su Índice de Licuefacción Potencial P_L , que va a variar con la aceleración aplicada. De esta manera, con el evento 1 (equivalente al terremoto de Torre Vieja), la zonificación refleja índices muy elevados en la Zona de Susceptibilidad Alta (entre 15 y 60). Para el resto de los eventos dicho índice se reduce notablemente: con los eventos 2 y 4 continúa siendo mayor que 15 (entre 15 y 20) y para los otros éste se reduce por bajo de 10. La Zona de Susceptibilidad Baja sólo presenta índices mayores que 5 para el evento 1; en el resto de los casos P_L es siempre nulo. Finalmente, la Zona de Susceptibilidad Moderada, tiene índices P_L entre 5 y 15 en el caso del evento 1, pero se reduce drásticamente para los eventos 2 y 4 (aceleraciones máximas de 0.07 y 0.08 g, respectivamente), entre 0 y 2. Para aceleraciones menores, el índice es nulo.

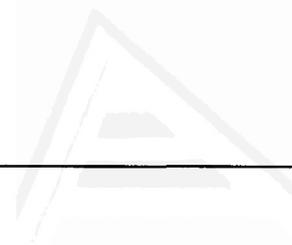
El resto de los parámetros, la amplitud del espectro de velocidades y la amplificación de la aceleración máxima, son muy variables en función del evento considerado. Ambos parámetros ponen claramente de manifiesto lo señalado más arriba (ver tabla 6.6): la Zona 3 amplifica respecto de la 1 para los períodos cortos (frecuencias más altas) y únicamente en aquellos eventos cuyo espectro contiene altas frecuencias. Esto se produce tanto para el espectro de velocidad relativa (intervalo 0.1-0.2 s.) como para la aceleración máxima del movimiento del suelo. En cambio, cuando consideramos la parte correspondiente a los largos períodos del espectro de velocidad (intervalo 0.5-1.0 s.) o bien el evento 5, que no contiene altas frecuencias, la Zona 3 no amplifica o lo hace en menor medida que el resto de las zonas. En estas condiciones es en la Zona 1 en la que encontramos las mayores amplitudes en el espectro de velocidad y las mayores amplificaciones de la aceleración máxima.

En estas láminas, donde se puede observar al mismo tiempo el comportamiento de los diferentes parámetros, resulta más evidente aún que el comportamiento de la Vega está determinado por procesos 1D. Es notable el control que el *espesor de la columna de suelo* y la *velocidad de cizalla promedio* tienen sobre la respuesta del conjunto de la Vega. Ambos parámetros vienen recogidos de forma conjunta por la *frecuencia (o el período) de vibración fundamental* de la columna del suelo ($1/f_0 = T_0 = 4H/V_s$) y su distribución permite comprender la variación espacial de todos los parámetros que caracterizan la respuesta del suelo en la Vega.

Para finalizar, es necesario insistir que los límites presentados en estas láminas son todavía aproximativos, puesto que la información disponible no permite fijar su posición. En un futuro, cuando se disponga de estaciones en campo o más sondeos donde realizar la modelización, dichos límites se podrán establecer con mayor rigor.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

**CAPÍTULO VII:
CONCLUSIONES**



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

1. La Vega Baja, desde el punto de vista sismotectónico, es activa, como así lo pone de manifiesto la sismicidad actual e histórica y las evidencias de tipo geológico. A partir de tal información se concluye que el grado de actividad es alto dentro del contexto de la cordillera Bética. El terremoto máximo que puede ocurrir en esta zona se fija en una magnitud comprendida entre 6.1 y 6.7.
2. Del análisis de la sismicidad del área de influencia de la zona de estudio se definen dos tipos de eventos: de campo cercano y de campo lejano. Los primeros tienen su fuente a menos de 100-150 km de la Vega y producen sismos de menor magnitud que los de la propia Vega. De los segundos, tan sólo la zona del N de Argelia puede afectar a la Vega. Parece ser que el resto de las fuentes sísmicas existentes en la península Ibérica no son capaces de generar terremotos que puedan afectar a la zona de estudio.
3. A partir de la información geotécnica se ha determinado la existencia de tres unidades en el seno de los sedimentos recientes de la Vega. Estas unidades se caracterizan por unas propiedades que ponen de manifiesto el estado flojo o suelto en que se encuentran (alto índice de vacíos, baja densidad y baja resistencia al corte). De ellas, la que se ha denominado *Unidad de Arcillas Blandas* es la que presenta el estado más blando del conjunto. Estas unidades se sitúan sobre unos materiales en un estado más compacto o incluso cementados, que constituyen el substrato geotécnico de las unidades superficiales.
4. La información geotécnica ha puesto de manifiesto que la geometría de las unidades en el seno de los sedimentos recientes es horizontal, con una disposición en solapamiento (*onlap*) de capas de gran extensión en la horizontal y poca potencia; estas capas se disponen sobre un paleovalle excavado en los materiales del substrato geotécnico, el cual se colmató en épocas geológicas muy recientes.
5. La estructura de la zona de estudio es asimilable a un modelo unidimensional (1D) de capas horizontales o a un modelo bidimensional (2D) con un factor de forma muy bajo.
6. La información hidrológica pone en evidencia que la Vega constituye un acuífero detrítico muy superficial (menos de 2 m); por tanto, en el análisis de susceptibilidad a la licuefacción, la profundidad del nivel freático no constituye un factor limitante en esta región.
7. En la caracterización de la susceptibilidad a la licuefacción de esta región, la información base debe ser la geotécnica. Dada su carestía y escasez, dicha información debe complementarse con datos históricos y geológicos. Estos criterios deben generalizarse para cualquier otro tipo de región.

8. La aplicación del método geotécnico, junto con el uso del índice de Licuefacción Potencial Normalizado, ha permitido identificar tres zonas con diferente grado de susceptibilidad en la Vega.

9. Una primera zona, con Susceptibilidad Alta a Muy Alta, se encuentra en el borde S de la Vega, junto al río. Se trata de una zona donde la existencia de arenas finas y limosas muy sueltas favorecen la ocurrencia del fenómeno, aun para aceleraciones tan bajas como 0.07 g, como así lo corrobora la información histórica. En el extremo N de la zona de estudio existe una zona con Susceptibilidad Baja a Muy Baja caracterizada por sedimentos cuya naturaleza, mayoritariamente arcillosa, no favorecen la ocurrencia del fenómeno. Entre ambas zonas se encuentra una tercera de Susceptibilidad Moderada.

10. Dados los datos geológicos, geotécnicos y de movimiento del suelo actualmente disponibles en la Vega, considero que el único método válido para estudiar la respuesta del suelo en la Vega es el basado en la modelización del movimiento del suelo. La pequeña extensión de la zona de estudio, así como la constancia de las formaciones geológicas, no aconsejan la aplicación de métodos empíricos indirectos.

11. Por el método de Nakamura se ha caracterizado el modo fundamental de vibración de la Vega en el sondeo P1, único punto donde se pudo aplicar. Los resultados de este método concuerdan extraordinariamente bien con los procedentes de la modelización del movimiento del suelo.

12. El análisis de la función de transferencia del suelo ha permitido reconocer tres zonas en la Vega. La primera de ellas, que corresponde con el área situada en el interior de la Vega donde el relleno de sedimentos es más potente, se caracteriza por un modo fundamental situado aproximadamente a 1.5 Hz, con una amplificación de la señal de entrada entre 4 y 5 veces. La segunda zona se sitúa bordeando la anterior y corresponde a puntos donde la columna de suelo es menos potente. Su modo fundamental se presenta a 2-3 Hz, con una amplificación de 5 y 7 veces. La tercera zona corresponde al margen de la Vega, allí donde el suelo tiene un espesor de pocos metros; su modo fundamental ocurre a frecuencias altas, mayores que 4 Hz, y la amplificación es de más de 6 veces.

13. El análisis de la función de transferencia, aunque pone de manifiesto la validez de los programas 1D para la determinación de la frecuencia del modo fundamental del suelo, evidencia la necesidad de aplicar modelos 2D, puesto que los 1D tienden a subestimar la amplitud de dicha función de transferencia.

14. A partir de la modelización del movimiento del suelo se han definido dos espectros de diseño en la Vega, uno que considera sólo el efecto de terremotos de campo cercano y otro que incluye el efecto de los sismos de campo lejano. Ambos espectros presentan características muy diferentes a las actualmente recomendadas en la norma sismorresistente en vigor, con una amplitud un 50% mayor y mayor contenido en períodos cortos.

15. Las tres zonas identificadas en base a su función de transferencia se vuelven a identificar cuando se considera el espectro promedio de velocidad relativa. Asimismo, la amplitud de este espectro

promedio presenta un comportamiento sistemático, de manera que tiende a ser mayor cuando el contenido espectral de los terremotos coincide con el modo fundamental del sitio y menor cuando no existe tal correspondencia entre frecuencias (en tal caso el suelo es transparente para tal evento).

16. La toma en consideración de los eventos de gran magnitud generados en el N de Argelia da lugar a la definición de un espectro elástico de diseño con amplitudes elevadas en el campo de los períodos largos, algo que hasta el momento no se había tenido en consideración para esta zona.

17. Por lo que respecta a la aceleración máxima del movimiento del suelo, se ha comprobado que el suelo amplifica dicho parámetro en todo el rango de aceleraciones estudiado (0.04 a 0.408 g), siendo mayor para valores bajos y menor para valores altos de aceleración. Se ha determinado que el modo fundamental del sitio, y su coincidencia con el contenido en frecuencias del terremoto estudiado, controla la magnitud de la amplificación.

18. El análisis de la Función de Transferencia, de la amplitud del Espectro de Respuesta y de la Aceleración Máxima pone de manifiesto que el parámetro clave para comprender el comportamiento del suelo en la Vega es la frecuencia del modo fundamental de la vibración. La amplificación de cualquier parámetro de movimiento del suelo será elevada si dicha frecuencia coincide con la del evento, mientras que será pequeña (o nula) si ambas son distantes. En consecuencia la respuesta del suelo variará en función del contenido espectral de la señal incidente (campo cercano o campo lejano), es decir, el comportamiento observado con un evento no sirve para estimar la respuesta con otro de características espectrales diferentes. Este hecho crea la necesidad de determinar las pautas de comportamiento para cada uno de los situaciones posibles (tipos de eventos) en la zona de estudio.

19. El comportamiento del suelo no es constante, no es lineal ni se puede describir correctamente mediante un único parámetro. Para una correcta zonificación, la caracterización de cada zona debe hacerse en base a varios parámetros, tanto del dominio del tiempo como de la frecuencia. En el caso de la Vega Baja esto se ha hecho por medio de la función de transferencia, la aceleración máxima, la amplificación de la aceleración máxima y el espectro de respuesta (normalizado y de velocidad relativa promedio para ciertos intervalos del espectro).

20. El análisis de incertidumbres de la respuesta del suelo confirma lo susceptibles que son los resultados de la modelización a errores en la estimación de la velocidad de cizalla, que es el parámetro clave en tal análisis. Sin embargo las desviaciones observadas son del mismo orden que las debidas a utilizar varios programas de modelización para determinar tal parámetro y también varios acelerogramas de entrada. La incertidumbre inherente a los resultados presentados es del 35% para la amplitud del espectro y del 25% para la frecuencia.

21. La metodología desarrollada para la zonificación de la Vega Baja, tanto de la susceptibilidad a licuefacción como de respuesta del suelo, es fácilmente exportable a otras áreas. Tan sólo requiere la disponibilidad de un mínimo de datos geológicos, geotécnicos y sismológicos.

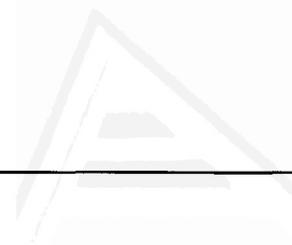
22. La distribución de daños debida al terremoto de Torrevieja no refleja las zonas definidas en esta tesis. Como es usual, los mapas de isosistas reflejan más la vulnerabilidad de los edificios que la respuesta del suelo. Por otra parte, el que los edificios de la época tuvieran modos fundamentales de vibración muy alejados de los característicos de la Vega impide identificar la variación espacial de la respuesta.

23. Actualmente, la tendencia a construir más en la vertical que en la horizontal hace prever, basándonos en todo lo anterior, que el efecto de un terremoto similar al de Torrevieja sería muy diferente al conocido, puesto que actualmente un gran número de edificios poseen modos de vibración que coinciden con los del suelo o con su primer armónico.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

REFERENCIAS

Zonación sísmica de la Vega Baja del río Segura: Análisis de la respuesta del suelo.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

- AKI, K. (1988). Local site effect on ground motion. En: J. Lawrence Von Thun (ed.), *Earthquake Engineering and Soil Dynamics. II: Recent Advances in Ground Motion Evaluation*. ASCE Special Publication 20, 103-155.
- AKI, K., B.H. CHIN y K. KATO (1992). Seismological and geotechnical studies of local site effects on strong and weak motions. *International Symposium on the effects of Surface Geology on Seismic Motion*. ESG1992, Odawara (Japón), Vol. I, 97-110.
- AKI, K. y K. IRIKURA (1991). Characterization and mapping of earthquake shaking for seismic zonation. *IV international Conference on Seismic Zonation*. EERI. Stanford. California. Vol. I, 61-110.
- AKI, K. y K.L. LARNER (1970). Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves. *J. Geophys. Res.*, 75, 933-954.
- ALFARO, P. (1995). *Neotectónica en la Cuenca del Bajo Segura (Sector Oriental de la Cordillera Bética)*. Tesis doctoral. Universidad de Alicante. 219 pág.
- ALFARO, P., C. DOMÉNECH, A. ESTÉVEZ y J. SORIA (1995). Estructuras de deformación en sedimentos del Cuaternario reciente de la cuenca del Bajo Segura (Alicante). Discusión sobre su posible origen sísmico. *Geogaceta*, 17, 89-91.
- ALMOGUERA, J. y T. RODRÍGUEZ ESTRELLA (1986). La neotectónica al noreste de Lorca (Murcia) y su incidencia en el canal del trasvase Tajo-Segura. *I Jornadas de Estudio del Fenómeno Sísmico y su Incidencia en la Ordenación del Territorio*. Murcia. Ed. M.O.P.U. - Instituto Geográfico Nacional. Madrid. Manografía N° 7, pág. 301-318.
- ASTROZA, M. y J. MONGE (1991). Regional seismic zonation in Central Chile. *IV International Conference on Seismic Zonation*, EERI. Stanford. California. Vol. III, 487-494.
- ATKINSON, G.M., W.D.L. FINN y R.G. CHARLWOOD (1984). Simple computation of liquefaction probability for seismic hazard applications. *Earthquake Spectra*, 1, 107-123.
- AYALA CARCEDO, F.J., D. BARETTINO, J. MULAS, L. LAÍN, J. BURILLO, J. SORIA, G.O. CONCONI, A. GRACIA, M.A. PÉREZ, J.A. GRAO y J. RICO (1990). *Estudio de riesgos naturales en la ciudad de Alcoy*. I.T.G.E. - Excmo. Ayto. de Alcoy. 214 pág.
- BADAL, J. y F.J. SERÓN (1986). *Elementos finitos y ondas sísmicas superficiales*. Ed. Secretariado de Publicaciones. Universidad de Zaragoza. Zaragoza. 131 pág.
- BAENA, J. y L.M. BARRANCO (1993). *Mapa neotectónico, sismotectónico y de actividad de fallas de la región de Murcia*. Ed. I.T.G.E. y Consejería de Política Territorial y Obras Públicas. Murcia.
- BANDA, E. (1976). *Interpretación del perfil sísmico profundo Cartagena-Cádiz*. Memoria de grado. Universidad de Barcelona. Barcelona. 96 pág.
- BANDA, E. y J. ANSORGE (1980). Crustal structure under the central and eastern part of the Betic

- Cordillera. *Geophys. J.R. Astron. Soc.*, 63, 515-532.
- BARD, P.Y. (1988). Understanding effects of local conditions on ground motion and accounting for them in earthquake hazard studies. *Proc. of the ECE/UN Seminar on Prediction of Earthquakes*. Lisboa, Vol. II, 517-534.
- BARD, P.Y. (1996). Ground motion interface. *VI International Forum on Seismic Zonation: First Ibero-Maghrebian Region Conference*. Barcelona.
- BARD, P.Y. y M. BOUCHON (1980a). The seismic response of sediment filled valleys. Part 1. The case of incident SH waves. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 70, 1263-1286.
- BARD, P.Y. y M. BOUCHON (1980b). The seismic response of sediment filled valleys. Part 2. The case of incident P and SV waves. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 70, 1921-1941.
- BARD, P.Y. y M. BOUCHON (1985). The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 75, 519-541.
- BARD, P.Y., G. CZITROM, J.L. DURVILLE, P. GODEFROY, J.P. MENEROUD, P. MOUROUX y A. PECKER (1995). *Guidelines for seismic microzonation studies*. Association Francaise du Genie Parasismique. Paris.
- BARD, P.Y., J.L. DURVILLE, J.P. MENEROUD y P. MOUROUX (1986). *Plan d'Exposition aux Risques Sismiques*. Guide methodologique pour la realisation des etudes techniques. CETE méditerranée. Nice. 56 pag.
- BARD, P.Y. y J.P. MENEROUD (1987). Modification du signal sismique par la topographie. Cas de la vallée de la Roya (Alpes-Maritimes). *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, 150/151, 140-151.
- BARD, P.Y., J.P. MENEROUD, J.L. DURVILLE y P. MOUROUX (1987). Microzonage sismique. Application aus plans d'exposition aux risques (PER). *Bull. Liaison Labo. et Ch.*, 150/151, 130-139.
- BARD, P.Y., P. MOUROUX, J.C. PAULY, y M. TERRIER (1991). An example of Seismic Microzonation as applied to Risk Exposure Plans (PER) in the town of Manosque (Southeastern France). *VI International Conference on Seismic Zonation*. EERI. Stanford (USA), Vol. III, 293-300.
- BARD, P.Y. y B.E. TUCKER (1985). Underground and ridge site effects: A comparison of observed and theory. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 75, 905-922.
- BARDET, J.P. y C. DAVIS (1996). Engineering observations on ground motion at the Van Norman Complex after the 1994 Northridge earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, S333-S349.
- BARDET, J.P., M. KAPUSKAR, G.R. MARTIN y J. PROUBET (1992). Site response analyses. En: T.D. O'Rourke (ed.), *The Loma Prieta, California, earthquake of October 17, 1989 - Marina Distric*. U.S. Geological Survey Professional Paper 1551-F, F85-F113.
- BERESNEV, I.A., K.L. WEN y Y.T. YEH (1995). Nonlinear soil amplification: Its corroboration in Taiwan. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 85, 496-515.
- BISBAL, L. (1984). *Estudio de la distribución de intensidades sísmicas en el ámbito valenciano con incidencia en las obras públicas*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. 5 tomos.

- BLÁZQUEZ, R. (1978). *Endochronic model for liquefaction of sand deposits as inelastic two-phase media*. Ph. D. Thesis. Northwestern University. Evanston (Illinois).
- BLÁZQUEZ, R. (1981). Licuefacción de suelos. Parte A: Caracterización del fenómeno. *Soc. Esp. de Mec. del Suelo y Cimentaciones*. Boletín 49, pág. 3-22.
- BLÁZQUEZ, R. (1992). Acciones sísmicas. Parámetros que las definen. En: *Terremotos y Obras Civiles*. CEDEX - IGN. Vol. I.
- BLÁZQUEZ, R. (1995). Nuevos factores en el análisis de la licuefacción. *Ingeniería Civil*, 100, 129-142.
- BOATWRIGHT, J., L.C. SEEKINGS, T.E. FUMAL, H.P. LIU, y C.S. MUELLER (1991). Ground motion amplification in the Marina District. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 81, 1980-1997.
- BOATWRIGHT, J., L.C. SEEKINGS, T.E. FUMAL, H.P. LIU, y C.S. MUELLER (1992). Ground motion amplification. En: *The Loma Prieta, California, earthquake of October 17, 1989 - Marina District*, T.D. O'Rourke ed. U.S. Geological Survey Professional Paper 1551-F, F35-F50.
- BODLE, T. (1992). Microzoning the likelihood of strong spectral amplification of earthquake motions using MMI surveys and surface geology. *Earthquake Spectra*, 8, 501-527.
- BOLT, B.A. (1981). *Terremotos*. Serie Reverté Ciencia y Sociedad. Ed. Reverté. Barcelona. 266 pág.
- BORCHERDT, R.D. (1970). Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 60, 29-61.
- BORCHERDT, R.D. y J.F. GIBBS (1976). Effects of local geological conditions in the San Francisco Bay region on ground motions and the intensities of the 1906 earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66, 467-500.
- BORCHERDT, R.D. y G. GLASSMOYER (1992). On the characteristics of local geology and their influence on ground motions generated by the Loma Prieta earthquake in the San Francisco Bay region, California. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 82, 603-641.
- BORCHERDT, R.D. y G. GLASSMOYER (1994). Influences of local geology on strong and weak ground motions recorded in the San Francisco Bay region and their implications for site-specific building-code provisions. En: R.D. Borchardt (ed.), *The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989 - Strong Ground Motion*. U.S. Geological Survey Professional Paper 1551-A, 77-108.
- BORCHERDT, R.D., W.B. JOYNER, R.E. WARRICK y J.F. GIBBS (1975). Response of local geologic units to ground shaking. En: R.D. Borchardt (ed.), *Studies for seismic zonation of the San Francisco Bay region*. U.S. Geological Survey Professional Paper 941-A, A52-A67.
- BORCHERDT, R.D., C.M. WENTWORTH, A. JANSSEN, T. FUMAL y J. GIBBS (1991). Methodology for predictive GIS mapping of special study zones for strong ground shaking in the San Francisco Bay region. *VI International Conference on Seismic Zonation*. EERI. Stanford. California. Vol. III, 545-552.
- BOUCHON, M. y J.S. BARKER (1996). Seismic response of a hill: The example of Tarzana,

- California. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, 66-72.
- BOUSQUET, J.C. (1979). Quaternary strike-slip faults in Southeastern Spain. *Tectonophysics*, 52, 277-286.
- BRAMBATI, A. y S. MILO (1977). *Criteria and methodology for Geological-Technical investigations in seismic perspective in the earthquake-hit areas of Friuli*. University of Friuli. Friuli.
- BUFORN, E., C. SANZ DE GALDEANO y A. UDÍAS (1995). Seismotectonics of the Ibero-Maghrebian region. *Tectonophysics*, 248, 247-261.
- BUFORN, E. y A. UDÍAS (1991). Focal mechanism of earthquake in the Gulf of Cádiz, South Spain and Alboran Sea. En: J. Mézcua y A. Udías (eds.), *Seismicity, Seismotectonics and Seismic Risk of the Ibero-Maghrebian Region*. Publ. Inst. Geogr. Nac. Madrid, 8, 30-40.
- BUFORN, E., A. UDÍAS y J. MEZCUA (1988). Seismicity and focal mechanism in South Spain. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 78, 2008-2024.
- BUFORN, E., A. UDÍAS y J. MEZCUA (1990). Sismicidad y sismotectónica de la región Íbero-Mogrebí. *Rev. de Geofísica*, 46, 171-180.
- CANALES, G. (1984). El nuevo urbanismo del bajo Segura a consecuencia del terremoto de 1829. *Investigaciones geográficas*, 2, 149-172.
- CANALES, G., J.F. BONMATÍ, F. CRESPO, J.D. GÓMEZ, S. PALAZÓN, J. SALAZAR y J. SEGRELLES (1995). *El Bajo Segura. Estructura espacial, demográfica y económica*. Ed. CAM Fundación Cultural y Universidad de Alicante. Alicante.
- CANALES, G., C. JUÁREZ-SÁNCHEZ y G. HERNÁNDEZ (1993). Las agriculturas alicantinas. En: A. Pedreño (ed.), *Estructura económica de la provincia de Alicante*. Excma. Dip. Prov. Alicante. Alicante, pag. 147-172.
- CANALES, G. e I. MARTÍNEZ (1994). *El señorío eclesiástico de Bigastro (siglos XVIII-XIX)*. Instituto de Cultura Juan Gil-Albert. Dip. Prov. Alicante. Alicante. 304 pág.
- CANALES, G. y J.F. VERA (1985). Colonización del Cardenal Belluga en las tierras donadas por Guardamar del Segura: creación de un paisaje agrario y situación actual. *Investigaciones Geográficas*, 3, 143-160.
- CANO, H., V. CUÉLLAR, A. CUENCA, J. DELGADO, J.J. GINER y C. LÓPEZ CASADO (1994). Evaluation of liquefaction potential in Low Segura flood plain. *Earthquake Resistant Construction and Design*, Ed. Balkema, 275-283.
- CAO, Y.L. y K.T. LAW (1991). Energy approach for liquefaction of sandy and clayey silts. *II International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. St. Loui (Missouri, USA). Vol. I, 491-497.
- CARREÑO, E., A. SUÁREZ y J.M. MARTÍNEZ SOLARES (1995). Red de acelerógrafos del Instituto Geográfico Nacional. *Ingeniería Civil*, 100, 67-76.
- CASTRO, G. (1969). *Liquefaction of sands*. Ph. D. Thesis. University of Harvard. Harvard Soil

- Mechanics Series, 81.
- CELEBI, M. (1987). Topographical and geological amplifications determined from strong-ground motion and aftershock records of the 3 March 1985 Chile earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 77, 1147-1167.
- CISCAR, A. (1974). La barraca del Bajo Segura. *Cuadernos de Geografía*, 14, 47-60.
- CIVIDADES, J.L. y G. HERNÁNDEZ (1993). Dinámica industrial y áreas de especialización. En: A. Pedreño (ed.), *Estructura económica de la provincia de Alicante*. Excma. Dip. Prov. Alicante. Alicante, pag. 173-188.
- COPPIER, G., P. GRIVEAUD, F.D. DE LAROUZIÈRE, C. MONTENAT y P. OTT D'ESTEVOU (1989). Example of Neogene tectonic indentation in the Eastern Betic Cordilleras: the Arc of Aguilas (Southeastern Spain). *Geodinamica Acta*, 3, 1, 37-51.
- CORNELL, C.A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 58, 1583-1606.
- CORTÉ, J.F. (1987). Evaluation des propriétés des sols vis-à-vis du risque sismique. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, 150/151, 152-157.
- CRAMER, C.H. y C.R. REAL (1992). A statistical analysis of submitted site-effect predictions for the weak-motion blind prediction test conducted at the Turkey flat, USA, site effects test area near Parkfield, California. *International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion. ESG1992*. Odawara (Japón). Vol. II, 15-20.
- CREPELLANI, T., R. NARDI, C. SIMONCINI (1991). *La liquefazione del terreno in condizioni sismiche*. Nicola Zanichelli ed. Bologna. 4ª edición. 185 pág.
- CUÉLLAR, V. (1995). Ensayos dinámicos de suelos. Pruebas in situ y en laboratorio. *XIV Curso Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería de cimentaciones*. CEDEX. Madrid. 69 pág.
- CHACÓN, J., C. LÓPEZ CASADO, I. RODRÍGUEZ y C. IRIGARAY (1988). Geotechnical site conditions and seismic microzonation of the Granada basin (Spain). *Seminar on the Prediction of Earthquakes*. Lisbon. Vol. I, 449-461.
- CHANG, S.W., J.D. BRAY y R.B. SEED (1996). Engineering implications of ground motions from the Northridge earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, S270-S288.
- CHÁVEZ GARCÍA, F.J. (1991). *Difraction et amplification des ondes sismiques dans le bassin de Mexico*. Thèse d'État. Université Joseph Fourier. Grenoble. 331 pág.
- CHÁVEZ GARCÍA, F.J., G. PEDOTTI, HATZFELD y P.Y. BARD (1990). An experimental study of the site effects near Thessaloniki (Northern Greece). *Bull. Seism. Soc. Am.*, 80, 784-806.
- CHIN, B.H. y K. AKI (1991). Simultaneous study of the source, path, and site effects on strong ground motion during the 1989 Loma Prieta earthquake: A preliminary result on pervasive nonlinear site effects. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 81, 1859-1884.
- DE RUIG, M.J. (1992). *Tectono-sedimentary evolution of the Prebetic Fold Belt of Alicante (SE Spain)*. Tesis doctoral. Vrije Universitet, 207 pág.

- DEGG, M.R. (1992). Some implications of the 1985 Mexican earthquake for hazard assessment. En: *Geohazards, Natural and Man-made*. G.J.H. McCall, D.J.C. Laming y S.C. Scott eds. Chapman & Hall. Londres. 105-114.
- DELGADO, J., J.J. GINER, C. LÓPEZ CASADO y C. AUERNHEIMER (1993). Análisis de la respuesta del suelo en intensidades. Aplicación al terremoto de Torrevieja. En: R. Ortiz (ed.), *Problemática Geoambiental y Desarrollo*, Murcia. Tomo II, 627-636.
- DELGADO, J., C. LÓPEZ CASADO y P. JÁUREGUI (1996). Uncertainties in the evaluation of soil liquefaction potential. En: *Seismology in Europe*. ESC ed. Reykjavik (Islandia). pág. 423-428.
- DELGADO, J., C. LÓPEZ CASADO, P. JÁUREGUI, C. FUENTES y J.A. PELÁEZ (1992). Respuesta del suelo ante terremotos. Zonificación sísmica de la provincia de Alicante. *I Congreso Iberoamericano sobre técnicas aplicadas a la Gestión de emergencias para la reducción de desastres naturales*. Valencia. Ed. Univ. Politécnica de Valencia, pág. 333-344.
- DÍAZ DEL RÍO, V. (1991). El margen continental bético mediterráneo. Extremo bético oriental: cuenca de Murcia-Escarpe de Mazarrón. *Public. especiales del I.E. Oceanografía. Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación*, Madrid, Nº 6, 229 pág.
- DIKMEN, S.U. y J. GHABOUSSI (1984). Effective stress analysis of seismic response and liquefaction: Theory. *J. Geotech. Eng.*, 110, 628-644.
- DOBLAS, M., J. LÓPEZ RUIZ, M. HOYOS, C. MARTÍN y J.M. CEBRIÁ (1991). Late Cenozoic indentation/escape tectonics in the Eastern Betic cordilleras and its consequences on the Iberian foreland. *Estudios Geológicos*, 47, 193-205.
- DUVAL, A.M., J.P. MENEROUD, S. VIDAL y P.Y. BARD (1996). Une nouvelle méthode d'évaluation de la réponse des sols aux séismes par enregistrement du bruit de fond. *Bull. Labo. P. et. Ch.*, 203, 75-90.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (1994a). *Liquefaction. What it is and what to do about it*. Earthquake Basics Brief, 1. 8 pág.
- EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (1994b). *Northridge Earthquake January 17, 1994. Preliminary reconnaissance report*. Oakland, California. 104 pág.
- ELGAMAL, A.W. (1991). Shear hysteretic elasto-plastic earthquake response of soil systems. *Earthq. Eng. and Struc. Dyn.*, 20, 371-387.
- ELTON, D.J. y J.R. MARTIN (1989). Dynamic site periods in Charleston, SC. *Earthquake Spectra*, 5, 703-734.
- ESTÉVEZ, A. y J.A., PINA (1989). Dunas, playas y marjales del cuaternario en el litoral sur de la provincia de Alicante. En: Escarré, Martín y Seva (eds.) *Estudios sobre el medio y la biocenosis de los arenales costeros de Alicante*, Universidad de Alicante, 15-26.
- ESTÉVEZ, A., J.A. PINA, F. CÁLIZ y J.L. HERVÁS (1985). Isla Plana o Nueva Tabarca: Significación geológica y evolución tectónica reciente en el contexto del sector oriental de las Cordilleras Béticas. En: A. Ramos (ed.), *La Reserva Marina de la Isla Plana o Nueva Tabarca*,

- Alicante, Ayto. Alicante, Univ. Alicante.
- ESTÉVEZ, A., J.A. PINA y A.C. LÓPEZ GARRIDO (1986). Aportación al conocimiento neotectónico y sismotectónicos del Sudeste de España (provincias de Alicante y Murcia). *I Jornadas de Estudio del Fenómeno Sísmico y su Incidencia en la Ordenación del Territorio*. Murcia. Ed. M.O.P.U. - Instituto Geográfico Nacional. Madrid. Manografía Nº 7, pág. 285-300.
- ESTÉVEZ, A., J. RODRIGUEZ FERNÁNDEZ, C. SANZ DE GALDEANO y J.A. VERA (1982). Evidencia de una fase compresiva de edad Tortoniense en el sector central de las Cordilleras Béticas. *Estudios Geológicos*, 38, 55-60.
- EVERNDEN, J.F. (1975). Seismic intensities, "size" of earthquakes and related parameters. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65, 1287-1313.
- EVERNDEN, J.F. (1991). Codes and microzoned data for prediction of ground motion resulting from earthquakes in California and USA-48. *IV International Conference on Seismic Zonation*. EERI. Stanford. California. Vol. III, 715-722.
- EVERNDEN, J.F., W.M. KOHLER y G.D. CLOW (1981). *Seismic intensities of earthquakes of conterminous United States - Their prediction and interpretation*. U.S. Professional Paper 1223. 56 pág.
- EVERNDEN, J.F. y J.M. THOMSON (1985). Predicting seismic intensities. En: J.I. Ziony (ed.), *Evaluating earthquake hazards in the Los Angeles region - An earth-Science perspective*. U.S. Geological Survey Professional Paper, 1360, pág. 151-202.
- FACCIOLI, E. (1991). Seismic amplification in the presence of geological and topographic irregularities (state of the art paper). *II International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. St. Louis (Missouri, USA). Vol. I, 1779-1797.
- FACCIOLI, E., V. CUÉLLAR, G. GAZETAS, A. PECKER, S. SARMA y S. SAVIDIS (1993). *EUROCODE 8. Structures in seismic regions design. Part 5. Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. European Committee for Standardization. Lisboa.
- FIELD, E.H. (1996). Spectral amplification in a sediment filled valley exhibiting clear basin-edge-induced waves. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, 991-1005.
- FIELD, E.H. y K.H. JACOB (1995). A comparison and test of various site-response estimation techniques, including three that are not reference-site dependent. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 85, 1127-1143.
- FIELD, E.H., S.E. HOUGH y K.H. JACOB (1990). Using microtremors to assess potential earthquake site response: a case study in Flushing Meadows, New York city. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 80, 1456-1480.
- FIGUERAS, S. (1994). *Simulació numèrica del moviment del sòl produït per terratrèmols. Aplicació a moviments febles i forts*. Tesis doctoral. Generalitat de Catalunya. Departament de Política Territorial i Obres Públiques. Servei Geologic de Catalunya. 279 pág.

- FINN, W.D.L. (1988a). Dynamic analysis in geotechnical engineering. En: J. Lawrence Von Thun (ed), *Earthquake Engineering and Soil Dynamics. II: Recent Advances in Ground Motion Evaluation*. ASCE Special Publication 20, 523-591.
- FINN, W.D.L. (1988b). Liquefaction potential of level ground: deterministic and probabilistic assessment. *Computer and Geotechnics*, 1, 3-37.
- FINN, W.D.L. (1991a). Geotechnical engineering aspects of seismic zonation. *IV International Conference on Seismic Zonation*, EERI. Stanford. California. Vol. I, 199-260.
- FINN, W.D.L. (1991b). Assessment of liquefaction potential and post-liquefaction behavior of earth structures: Developments 1981-1991. State of the Art Paper. *II International Conference on Recent Advances in Geotechnical earthquake Engineering and Soil Dynamics*. St. Louis (Missouri, USA). Vol. II, 1833-1849.
- FINN, W.D.L., P.L. BRANSBY y D.J. PICKERING (1970). Effect of strain history on liquefaction of sand. *J. of Soil Mech. and Found. Div.*, 96, 1917-1934.
- FISCHER, K.M., L.A. SALVATI, S.E. HOUGH, E. GONZÁLEZ, C.E. NELSEN y E.G. ROTH (1995). Sediment-induced amplification in the Northeastern United States: A case study in Providence, Rhode Island. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 85, 1388-1397.
- FOCAULT, A. (1971). *Étude géologique des environs des sources du Guadalquivir (provinces de Jaen et de Grenada, Espagne méridionale)*. Tesis Univ. Paris VI, 633 p.
- FONTBOTÉ, J.M. y J.A. VERA (1983). La Cordillera Bética. En: J.A. Comba (ed), *Geología de España, Libro Jubilar J.M. Ríos*. Instituto Geológico de España. Madrid, Tomo II, pág. 205-342.
- FUMAL, T.E. y J.C. TINSLEY (1985). Mapping shear wave velocities of near-surface geologic materials. En: J.I. Ziony (ed.), *Evaluating earthquake hazards in the Los Angeles region - An earth-Science perspective*. U.S. Geological Survey Professional Paper 1360, 127-150.
- GALBIS, J. (1932). *Catálogo sísmico. Tomo I*. Instituto Geográfico y Catastral. Madrid.
- GALBIS, J. (1940). *Catálogo sísmico. Tomo II*. Instituto Geográfico y Catastral. Madrid.
- GARCÍA HERNÁNDEZ, M., A.C. LÓPEZ GARRIDO, P. RIVAS, C. SANZ DE GALDEANO y J.A. VERA (1980). Mesozoic palaeogeographic evolution of the External Zones of the Betic Cordillera. *Geol. Mijnb.*, 59, 155-168.
- GAULL, B., H. KAGAMI y H. TANIGUCHI (1995). The microzonation of Perth, Western Australia, using microtremor spectral ratios. *Earthquake Spectra*, 11, 173-191.
- GAUYAU, F. (1977). *Étude géophysique dans le Levant espagnol (entre Alicante et Totana): le problème du prolongement de l'accident d'Alhama de Murcia*. Thèse d'État, Univ. Sc. et Tech. du Languedoc. Acad. Montpellier. Francia. 97 pág.
- GAUYAU, F., R. BAYER, J.C. BOUSQUET, J.C. LACHAUD, A. LESQUER y C. MONTENAT (1977). Le prolongement de l'accident d'Alhama de Murcia et Alicante (Espagne méridionale). *Bull. Soc. Géol. France.*, (7), t.XXII,3, 501-509.

- GELI, L., P.Y. BARD y B. JULIEN (1988). The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 78, 42-63.
- GHABOUSSI, J. y S.U. DIKMEN (1977). *LASS II, Computer program for analysis of seismic response and liquefaction of horizontally layered sands*. National Science Foundation, ENG-77-2010.
- GHABOUSSI, J. y S.U. DIKMEN (1979). *LASS III, Computer program for analysis of seismic response and liquefaction of layered ground under multi-directional shaking*. National Science Foundation, ENG-79-2012.
- GINER, J.J. (1996). *Sismicidad y peligrosidad sísmica en la Comunidad Autónoma Valenciana. Análisis de incertidumbres*. Tesis doctoral. Universidad de Granada. 295 pág.
- GINER, J.J., C.L. CASADO, J.A. PELÁEZ, M.A. PEINADO, J. DELGADO y J. CHACÓN (1992). Seismic microzonation of Torreveja (Southeast Spain). *X World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid. Ed. Balkema. Rotterdam. Vol. 7, 6259-6264.
- GLASER, S.D. (1994). Estimation of surface displacements due to earthquake excitation of saturated sands. *Earthquake Spectra*, 10, 489-517.
- GLASER, S. y R. CHUNG (1995). Estimation of liquefaction potential by in situ methods. *Earthquake Spectra*, 11, 431-455.
- GOY, J.L. y C. ZAZO (1989). The role of neotectonics in the morphologic distribution of the Quaternary marine and continental deposits of the Elche basin, Southeast Spain. *Tectonophysics*, 163, 219-225.
- GOY, J.L., C. ZAZO, P.G. SILVA y T. BARDAJÍ (1989). Actividad neotectónica cuaternaria en la cuenca neógena de Alcoy (España). Aplicación de criterios geomorfológicos. *II Reunión del cuaternario Ibérico*. AEQUA. Madrid. pag. 691-696.
- GOY, J.L., C. ZAZO, L. SOMOZA y J.C. DABRÍO (1990). Evolución paleogeográfica de la Depresión de Elche-Cuenca del Bajo Segura (España). *Estudios Geológicos*, 46, 237-244.
- GUTIERREZ, C. y S.K. SINGH (1992). A site effect study in Acapulco, Guerrero, México: Comparison of results from strong-motion and microtremor data. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 82, 642-659.
- HARDIN, B.O. y V.P. DRNEVICH (1972a). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, 98, 603-624.
- HARDIN, B.O. y V.P. DRNEVICH (1972b). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *J. of Soil Mech. and Found. Div.*, 98, 667-692.
- HARDIN, B.O. y F.E. RICHART (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, 89, 33-65.
- HARTZELL, S.H. (1992). Site response estimation from earthquake data. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 82, 2308-2327.
- HARTZELL, S., A. LEEDS, A. FRANKEL y J. MICHAEL (1996). Site response for urban Los

- Angeles using aftershocks of the Northridge earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, S193-208.
- HASKELL, N.A. (1953). The dispersion of surface waves on multilayered media. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 43, 17-34.
- HAYS, W. (1978). Ground response maps for Tonopah, Nevada. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 68, 451-469.
- HAYS, W. (1989). Aspectos fundamentales de la geología y la sismología para la microzonificación sísmica. *Física de la Tierra*, 1, 217-250.
- HAYS, W. (1996). Overview of the professional practice of Seismic Zonation: The intersection of Science, Technology and Policy. *VI International Forum on Seismic Zonation: First Ibero-Maghrebian Region Conference*. Barcelona.
- HWANG, H.H.M. y C.S. LEE (1991). Parametric study of site response analysis. *J. of Soil Dyn. and Earthq. Eng.*, 10, 282-290.
- IBARGÜEN, J. (1986). Microzonación sísmica de la Huerta de Murcia. *I Jornadas de Estudio del Fenómeno Sísmico y su Incidencia en la Ordenación del Territorio*. Murcia. Ed. M.O.P.U. - Instituto Geográfico Nacional. Madrid. Manografía Nº 7, pág. 159-178.
- IDRISS, I.M. (1991). Earthquake ground motions at soft soil sites. *II International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic*. St. Louis (Missouri, USA). Vol II, 2265-2272.
- IDRISS, I.M. y H.B. SEED (1967). Response of horizontal soil layers during earthquakes. Research report. Soil mechanics and bituminous materials laboratory. University of California, Berkeley.
- IDRISS, I.M. y H.B. SEED (1968). Seismic response of horizontal soil layers. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, 94, 1003-1031.
- IDRISS, I.M. y J.I. SUN (1992). *User's manual for SHAKE91. A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits*. Center for Geotechnical Modeling. Dept. of Civil & Environmental Engineering. University of California. Davis. California.
- INSTITUT VALENCIÀ D'ESTADÍSTICA (1991). *Anuari estadístic Municipal i Comarcal*. Generalitat Valenciana.
- IRIKURA, K. (1992). Concluding remarks. *International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*. ESG1992. Odawara (Japón). Vol. III, 55-57.
- ISHIHARA, K. y S. YASUDA (1991). Microzonation for liquefaction potential during earthquakes in Japan. *IV International Conference on Seismic Zonation*. EERI. Stanford. California. Vol. I, 703-724.
- IWAN, W.D. (1967). On a class of models for the yielding behaviour of continuous and composite systems. *J. of Applied Mechanics*, 34, 612-617.
- JAIME, A. y M.P. ROMO (1988). The Mexico earthquake of September 19, 1985. Correlations between dynamic and static properties of Mexico city Clay. *Earthquake Spectra*, 4, 787-804.

- JARPE, S.P., C.H. CRAMER, B.E. TUCKER y A.F. SHAKAL (1988). A comparison of observations of ground response to weak and strong ground motion at Coalinga, California. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 78, 421-435.
- JONGMANS, D. (1991). *L'influence des structures géologiques sur l'amplification des ondes sismiques. Mesures in situ et modélisation* Thèse de doctorat. Université de Liège. Liège.
- JOYNER, W.B. (1975). A method for calculating nonlinear seismic response in two dimensions. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65, 1337-1357.
- JOYNER, W.B. (1977). *FORTTRAN programs for calculating nonlinear seismic ground response in two dimensions*. U.S. Geological Survey Open File Report 78-287. 69 pág.
- JOYNER, W.B. y A.T.F. CHEN (1975). Calculation of nonlinear ground response in earthquakes. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65, 1315-1336.
- KATO, K., K. AKI y M. TAKEMURA (1995). Site amplification from coda waves: validation and application to S-wave site response. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 85, 467-477.
- KAUSEL, E. y J.M. ROESSET (1981) Stiffness matrices for layered soils. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 71, 1743-1761.
- KENNET, B.L.N. (1983). *Seismic wave propagation in stratified media*. Cambridge University Press, UK.
- KINDELÁN, V. y J. DE GOROSTIZAGA (1920). Sobre los terremotos ocurridos en las provincias de Alicante y Murcia en 1919. *Bol. del Inst. Geol. y Minero de España*, t. XLI, 249-261.
- KING, K.W., A.C. TARR, D.L. CARVER, R.A. WILLIAMS y D.M. WORLEY (1990). Seismic ground response studies in Olympia, Washington, and vicinity. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 80, 1057-1078.
- KING, J.L. y B.E. TUCKER (1984). Observed variations of earthquakes motions across a sediment filled valley. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 74, 137-151.
- LACHET, C., D. HATZFELD, P.Y. BARD, N. THEODULIDIS, C. PAPAIOANNOU y A. SAVAJIDIS (1996). Site effects and microzonation in the city of Thessaloniki (Greece). Comparison of different approaches. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, 1692-1703.
- LAJOIE, K.R. y E.J. HELLEY (1975). Differentiation of sedimentary deposits for purposes of seismic zonation. En: R.D. Borcherdt (ed.), *Studies for seismic zonation of the San Francisco Bay region*. U.S. Geological Survey Professional Paper 941-A, A39-A51.
- LAMBE, T.W. y R.V. WHITMAN (1989). *Mecánica de suelos*. Ed. Limusa. México D.F. 582 pág.
- LAROUZIÈRE, F.D. DE, J. BOLZE, P. BORDET, J. HERNÁNDEZ, C. MONTENAT, y P. OTT D'ESTEVOU (1988). The Betic segment of the lithospheric Trans-Alboran shear zone during the Late Miocene. *Tectonophysics*, 152, 41-52.
- LAROUZIÈRE, F.D. DE, C. MONTENAT, P. OTT D'ESTEVOU y P. GRAVEAUD (1987). Évolution simultanée de bassins néogènes en compression et en extension dans un couloir de

- décrochement: Hinojar et Mazarrón (SE de l'Espagne). *Bull. Centres Rech. Expl. Prod. Elf-Aquitaine*, 11, 1, 23-38.
- LARRAMENDI, J.A. (1829). *Memoria y relación circunstanciada de los estragos que la terrible catástrofe de los terremotos de 21 de marzo y siguientes, principalmente, el del sábado 18 de abril hasta el presente día, han causado en Torrevieja y demás pueblos de la Gobernación de Orihuela y sus inmediaciones, en la ciudad de Murcia, y algunos pueblos de la provincia de este nombre*. Imprenta Real. Madrid.
- LAW, K.T., Y.L. CAO y G.N. HE (1990). An energy approach for assessing seismic liquefaction potential. *Can. Geotech. J.*, 27, 320-329.
- LEE, M.K.W. y W.D.L. FINN (1978). DESRA-2, dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential. *Soil Mechanics Series*, 38. Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia.
- LERMO, J. y F.J. CHÁVEZ GARCÍA (1993). Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 83, 1574-1594.
- LERMO, J. y F.J. CHÁVEZ GARCÍA (1994). Are microtremors useful in site response evaluation? *Bull. Seism. Soc. Am.*, 84, 1350-1364.
- LERMO, J. M. RODRÍGUEZ y S.K. SINGH (1988). The México earthquake of September 19, 1985 - Natural period of sites in the valley of México from microtremor measurements and strong motion data. *Earthquake Spectra*, 4, 805-814.
- LIAO, S.S.C., D. VENEZIANO y R.V. WHITMAN (1988). Regression models for evaluating liquefaction probability. *J. Geotech. Eng.*, 114, 389-410.
- LÓPEZ CASADO, C. (1982). *Análisis de acelerogramas en registros de alta frecuencia*. Tesis doctoral. Univ. de Granada. Granada.
- LÓPEZ CASADO, C., A. ESTÉVEZ, J.A. PINA y C. SANZ DE GALDEANO (1987). Alineaciones sismotectónicas en el sudeste de España. Ensayo de delimitación de fuentes sísmicas. *Mediterránea*, 6, 5-38.
- LÓPEZ CASADO, C., M.A. PEINADO, J. DELGADO, J.A. PELÁEZ y C. FUENTES (1992). La serie sísmica de Torrevieja de 1828 y 1829. *I Congreso Iberoamericano sobre técnicas aplicadas a la Gestión de emergencias para la reducción de desastres naturales*. Valencia. Ed. Univ. Politécnica de Valencia, pág. 321-332.
- LÓPEZ CASADO, C. y A. PUENTES (1986). Estudio de la Completitud y Homogeneidad de la información sísmica correspondiente a la región murciana. *I Jornadas de Estudio del Fenómeno Sísmico y su Incidencia en la Ordenación del Territorio*. Murcia. Ed. M.O.P.U. - Instituto Geográfico Nacional. Madrid. Manografía Nº 7, pág. 55-76.
- LÓPEZ CASADO, C., C. SANZ DE GALDEANO, J. DELGADO y M.A. PEINADO (1995). The b parameter in the Betic Cordillera, Rif and Nearby sectors. Relations with the tectonics of the region. *Tectonophysics*, 248, 277-292.

- LÓPEZ MARINAS, J.M. (1976). *Sismo del 21 de marzo de 1829*. Madrid. Manuscrito.
- LUZÓN, F. (1996). *Determinación de la respuesta sísmica de estructuras geológicas superficiales mediante el método indirecto de elementos en la frontera*. Tesis doctoral. Universidad de Almería. Almería. 216 pág.
- MARCELLINI, A., P.Y. BARD, F. VINALE, J.C. BOUSQUET, D. CHERRIT, A. DESCHAMPS, L. FRANCESCHINA, B. GRELLET, G. IANNACCONE, E. LENTINI, A. LÓPEZ ARROYO, J.P. MENEROUD, J.P. MOUROUX, T. PESCATORE, F. RIPPA, R. ROMEO, M. ROMITO, B. SAURET, R. SCARPA, A. SIMONELLI, A. TENTO y S. VIDAL (1991). Benevento seismic risk project: Progress report. *IV International Conference on Seismic Zonation*. EERI ed. Stanford (California, USA), Vol. I, 605-670.
- MARTIN, G.R. y R. DOBRY (1994). *Earthquake site response and seismic code provisions*. Research Accomplishments, 1986-1994: The National Center for Earthquake Engineering Research, 121-129.
- MARTIN, G.R., W.D.L. FINN y H.B. SEED (1974). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *J. Geotech. Eng.*, 101, 423-438.
- MARTIN, P.P. y H.B. SEED (1978a). *APOLLO. A computer program for the analysis of pressure generation and dissipation in horizontal sand layers during cyclic or earthquake loading*. Report N° UCB/EERC-78/21. Univ. of California. Berkeley. California. 53 pág.
- MARTIN, P.P. y H.B. SEED (1978b). *MASH. A computer program for the non-linear analysis of vertically propagating shear waves in horizontally layered deposits*. Report N° EERC-78/23. Univ. of California. Berkeley. California. 80 pág.
- MARTIN, P.P. y H.B. SEED (1982). One dimensional dynamic ground response analyses. *J. Geotech. Eng.*, 108, 935-952.
- MARTÍN ALGARRA, A. (1987). *Evolución geológica alpina del contacto entre las Zonas Internas y las Zonas Externas de la Cordillera Bética*. Tesis doctoral. Universidad de Granada. 2 tomos.
- MARTÍN MARTÍN, A.J. (1984). *Riesgo sísmico en la Península Ibérica*. Instituto Geográfico Nacional. Tesis doctoral. Madrid. 236 pág.
- MARTÍN MARTÍN, A.J., E. CARREÑO y A. IZQUIERDO (1996). Análisis de la atenuación de aceleraciones de la serie de sismos de Adra de 1993 y 1994. *Avances en Geofísica y Geodesia*, 1, 115-124.
- MARTÍNEZ DÍAZ, J.J. y J.L. HERNÁNDEZ ENRILE (1991). Reactivación de la falla de Alhama de Murcia (sector de Lorca-Totana): cinemática y campos de esfuerzos desde el Messiniense hasta la actualidad. *Geogaceta*, 9, 38-42.
- MARTÍNEZ DÍAZ, J.J. y J.L. HERNÁNDEZ ENRILE (1992a). Geometría y cinemática de cizallamiento Lorca-Totana (falla de Alhama de Murcia). *III Cong. Geol. España y VIII Cong. Latinoam. de Geol.*, t. 2, 420-430.
- MARTÍNEZ DÍAZ, J.J. y J.L. HERNÁNDEZ ENRILE (1992b). Tectónica reciente y rasgos sismotectónicas en el sector Lorca-Totana de la falla de Alhama de Murcia. *Estudios Geológicos*,

- 48, 153-162.
- MARTÍNEZ GUEVARA, J.B. y S. FERNÁNDEZ (1986). Documentos de trabajo para un estudio de sismicidad histórica de la región de Murcia. Comunicaciones y Ponencias *I Jornadas de Estudio del Fenómeno Sísmico y su Incidencia en la Ordenación del Territorio*. Murcia. Ed. M.O.P.U. - Instituto Geográfico Nacional. Madrid. Manografía N° 7, pág. 85-97.
- MEDVEDEV, S.V. (1965). *Engineering seismology*. Israel Program for Scientific Translations. Jerusalem. 260 pág.
- MEZCUA, J. (1985). Esquema sismotectónico del sureste de España. En: A. Udías, D. Muñoz y E. Buforn (eds.), *Mecanismo de los terremotos y tectónica*. Universidad Complutense. Madrid. pág. 225-232.
- MEZCUA, J. y J.M. MARTÍNEZ SOLARES (1983). *Sismicidad del área Íbero-Mogrebí*. Publ. I.G.N. Madrid, 300 pág.
- MIDORIKAWA, S. (1992). A statistical analysis of submitted predictions for the Ashigara valley blind prediction test. *International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*. ESG1992. Odawara (Japón). Vol. II, 65-77.
- MOCZO, P. (1989). Finite difference technique for SH waves in 2-D media using irregular grid application to the seismic response problem. *Geophys. J. Int.*, 99, 321-329.
- MONTENAT, C. (1973). *Les formations néogènes et quaternaires du Levant espagnol*. Thèse d'État, Université de Paris Sud, Centre d'Orsay, 1167 p.
- MONTENAT, C. (1977). *Les bassins néogènes et quaternaires du Levant d'Alicante à Murcie (Cordillères Bétiques orientales, Espagne)*. *Stratigraphie, paleontologie et évolution dynamique*. Doc. Lab. Géol., Univ. Lyon. N° 69, 345 pág.
- MONTENAT, C. y H. DE BRUIJN (1976). The Ruscinian Rodent Faunule from La Juliana (Alicante); Its implication for the correlation of continental and marine biozones. *Kon. Ned. Akad. Wet.*, Amsterdam, Serie B, 79 (4).
- MONTENAT, C., P. OTT D'ESTEVOU, F.D. DE LAROUZIÈRE y P. BEDU (1987a). Originalité géodynamique des bassins néogènes du domaine Bétique oriental. *Notes et Mémoires, N° 21, TOTAL*, 11-50.
- MONTENAT, C., P. OTT D'ESTEVOU, y P. MASSE (1987b). Tectonic sedimentary characters of the Betic Neogene basins evolving in a crustal transcurrent shear zones (SE Spain). *Bull. Centr. Rech. Expl. Prod. Elf-Aquitaine*, 11, 1-22.
- MONTENAT, C., P. OTT D'ESTEVOU y G. COPPIER (1990). Les bassins néogènes entre Alicante et Cartagena. En: *Les bassins néogènes du domaines Bétique oriental (Espagne)*. Doc. et Trav. I.G.A.L. N°12-13, 313-368.
- MORALES, J. (1991) *Caracterización de la respuesta sísmica local en las cuencas de Granada (España) y Ciudad Guzmán (México) mediante el análisis espectral de microtemores y terremotos*. Tesis doctoral. Universidad de Granada. 248 pág.

- MORALES, J., F. VIDAL, J.A. PEÑA, G. ALGUACIL y J.M. IBÁÑEZ (1991). Microtremor study in the sediment filled basin of Zafarraya, Granada (Southern Spain). *Bull. Seism. Soc. Am.*, 81, 687-693.
- MUCCIARELLI, M., F. BETTINALI, A., ZANINETTI, M. VANINI, A. MENDEZ y P. GALLI (1996). Refining Nakamura's technique: processing techniques and innovative instrumentation. En: *Seismology in Europe*, ESC ed. Reykjavik (Islandia). pág. 411-416.
- MUÑOZ, D. y A. UDÍAS (1991). Three large historical earthquakes in Southern Spain. En: J. Mézcua y A. Udías (eds.), *Seismicity, Seismotectonics and Seismic Risk of the Ibero-Maghrebian Region*. Publ. Inst. Geogr. Nac. Madrid, 8, 175-182.
- NAEIM, F. (1995). On seismic design implications of the 1994 Northridge earthquake records. *Earthquake Spectra*, 11, 91-109.
- NATIONAL RESEARCH COUNCIL (1985). *Liquefaction of soils during earthquakes*. National Academy Press. Washington, D.C., 240 pág.
- NAVARRO HERVÁS, F. y T. RODRÍGUEZ ESTRELLA (1986). Estudio y repercusiones de la neotectónica en la comarca de los Vélez (provincias de Almería y Murcia). *I Jornadas de Estudio del Fenómeno Sísmico y su Incidencia en la Ordenación del Territorio*. Murcia. Ed. M.O.P.U. - Instituto Geográfico Nacional. Madrid. Manografía N° 7, pág. 227-257.
- NIGG, J. (1982). Microzonation and Public preparedness: A viable approach. *Proc. III International Earthquake Microzonation Conference*, M.A. Sheriff ed. Seattle (USA), 293-300.
- NISEE (1988). *Addendum to SHAKE manual*. Univ. of California. Berkeley. California. 6 pág.
- NOAA (1992). An earthquake strong-motion data catalog for personal computers - SMCAT3. User manual.
- NORMAN, E. y C. RÓDENAS (1993). La población y el modelo demográfico. En: A. Pedreño (ed.), *Estructura económica de la provincia de Alicante*. Excma. Dip. Prov. Alicante. Alicante, pag. 127-144.
- OBERMEIER, S.F. (1989). *The New Madrid earthquakes: An engineering-geologic interpretation of relict liquefaction features*. U.S. Geological Survey Professional Paper 1336-B.114 pág.
- OBERMEIER, S.G., J.R. MARTIN, A.D. FRANKEL, T.L. YOUNG, P.J. MUNSON, C.A. MUNSON y E.C. POND (1993). *Liquefaction evidence for one or more strong Holocene earthquakes in the Wabash Valley of southern Indiana and Illinois, with a preliminary estimate of magnitude*. U.S. Geological Survey Professional Paper 1536. 27 pág.
- ORUETA, D. (1885). *Informe sobre los terremotos ocurridos en el sud de España en diciembre de 1884 y enero de 1885*. Sociedad de Ciencias Físicas y Naturaleza. Málaga. 51 pág.
- OTT D'ESTEVOU, P., C. MONTENAT y F.D. DE LAROUZIÈRE (1988). Cuencas sedimentarias neógenas en régimen transcuerrente en la zona Bética oriental. *II Congreso Geológico de España, Symposium Cuencas en régimen transcuerrente*. Granada. pág. 163-172.
- PAPAGEORGIOU, A. (1996). Two- and three-dimensional effects on ground motion. *NCEER Bull.*,

10, 7-11.

- PASCUAL, G., E. CARREÑO y A.J. MARTÍN MARTÍN (1994). *Microzonación sísmica basada en un Sistema de Información Geográfica. Zona de estudio: Ciudad de Granada y su entorno. Módulo I - Licuefacción*. I.G.N. Publicación Técnica Nº 28. 35 pág.
- PAULA, A. y C. SOUSA OLIVEIRA (1996). Microzonation of Lisbon using macroseismic data from two events. En: *Seismology in Europe*, ESC ed. Reykjavik (Islandia). pág. 417-422.
- PEDERSEN, H., B. LE BRUN, D. HATZFELD, M. CAMPILLO y P.Y. BARD (1994). Ground motion amplification across ridges. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 84, 1786-1800.
- PEINADO, M.A., C. LÓPEZ CASADO, J. DELGADO, J.A. PELÁEZ y J.J. GINER (1992). Sísmicidad en la Comunidad Autónoma Valenciana y áreas adyacentes. *I Congreso Iberoamericano sobre técnicas aplicadas a la Gestión de emergencias para la reducción de desastres naturales*. Valencia. Ed. Univ. Politécnica de Valencia, pág. 309-320.
- PETROVSKI, J.T. (1980). Microzonificación sísmica y problemas conexos. En: UNESCO, *Terremotos. Evaluación y mitigación de su peligrosidad*. Ed. Blume. Barcelona. pág. 50-68.
- PEZZO, E. DEL, M. MARTINI y G. MILANA (1991). Site response using coda wave techniques: Applications to short period data from Central and Southern Italy. *PAGEOPH*, 136, 127-141.
- PHILLIPS, W.S. y K. AKI (1986). Site amplification of coda waves from local earthquakes in central California. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 76, 627-648.
- PYKE, R.M. (1979). Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings. *J. Geotech. Eng.*, 105, 715-726.
- RALPH. T. (1994). Earthquake deformations of small embankments resting on shallow soft clay foundations. M. Sc. Thesis. University of Auckland. Auckland. New Zealand. 223 pág.
- REY PASTOR, A. (1944). La comarca sísmica del Bajo Segura. *Rev. de Geofísica*, 9, 22-59.
- REY PASTOR, A. (1948). Las costas mediterráneas de la Península Ibérica. Estudio sísmo-geográfico. *Rev. de Geofísica*, 26, 125-155.
- REY PASTOR, A. (1951). *Estudio sismotectónico de la región del sureste de España*. Instituto Geográfico y Catastral. Madrid. 52 pág, 1 mapa.
- ROBERTSON, P.K., R.G. CAMPANELLA y A. WIGHTMAN (1983). SPT-CPT Correlations. *Soil Mechanics Series*, Nº 62. Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia.
- RODRÍGUEZ ESTRELLA, T. (1993). Movimiento actual de la falla de Alhama de Murcia, en el corredor tectónico de Lorca-Totana, y sus consecuencias en urbanizaciones y obras públicas. En: R. Ortiz (ed.), *Problemática Geoambiental y Desarrollo*. Murcia, pág. 801-810.
- RODRÍGUEZ ESTRELLA, T. y M. LILLO (1986). Los movimientos horizontales y verticales recientes y su incidencia en la geomorfología del litoral comprendido entre la sierra de las Moreras (Murcia) y la de Almagrera (Almería). *I Jornadas de Estudio del Fenómeno Sísmico y su Incidencia en la Ordenación del Territorio*. Murcia. Ed. M.O.P.U. - Instituto Geográfico Nacional. Madrid.

- Manografía N° 7, pág. 259-283.
- RODRÍGUEZ FERNÁNDEZ, J., J. FERNÁNDEZ, A.C. LÓPEZ-GARRIDO y C. SANZ DE GALDEANO (1984). The central sector of the Betic Cordilleras, a realm situated between the Atlantic and Mediterranean domains, during the upper Miocene. *Int. Coll. on Mediterranean Neogene Marine Megafaunal Palaeoenvironments and Biostratigraphy*. Athens. *Ann. Geol. Pays Hellen.*, T. XXXII. p. 97-103.
- RODRÍGUEZ DE LA TORRE, F. (1980). *Catálogo sísmico de la actual provincia de Alicante (hasta finales del siglo XVIII)*. Ed. Instituto de Estudios Alicantinos. Excma. Dip. Prov. Alicante.
- RODRÍGUEZ DE LA TORRE, F. (1984). *Los terremotos alicantinos de 1829*. Ed. Instituto de Estudios Alicantinos. Excma. Dip. Prov. Alicante.
- ROGERS, A.M., R.D. BORCHERDT, P.A. COVINGTON y D.M. PERKINS (1984). A comparative ground response study near Los Angeles using recordings of Nevada nuclear tests and the 1971 San Fernando earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 74, 1925-1949.
- ROGERS, A.M., J.C. TINSLEY y R.D. BORCHERDT (1985). Predicting relative ground response. En: *Evaluating earthquake hazards in the Los Angeles region - An Earth-Science perspective*, J.I. Ziony ed. U.S. Geological Survey Professional Paper 1360, 221-248.
- ROGERS, A.M., J.C. TINSLEY, W.W. HAYS y K.W. KING (1979). Evaluation of the relation between near-surface geological units and ground response in the vicinity of Long Beach, California. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 69, 1603-1622.
- ROMO, M.P., A. JAIME y D. RÉSENDIZ (1988). The México earthquake of September 19, 1985. General soil conditions and clay properties in the valley of México. *Earthquake Spectra*, 4, 731-752.
- ROUSSOPOULOS, A. (1984). Seismic microzonation. *XI Seminario Regional Europeo de Ingeniería Sísmica*. Ed. Asociación Española de Ingeniería Sísmica, I.G.N. y Univ. de Granada. Granada. 661-684.
- RUEDA, J., J. MEZCUA, E. BUFORN y J. GALÁN (1992). Estudio del terremoto de 13 de septiembre de 1984 en la sierra de Alhamilla (Almería) y su serie de réplicas. *Rev. de Geofísica*, 48, 87-95.
- SÁNCHEZ SESMA, F.J. (1985). Diffraction of elastic SH waves by wedges. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 75, 1435-1446.
- SÁNCHEZ SESMA, F.J. (1987). Site effects on strong ground motion. *Soil Dyn. Earthq. Engrg.*, 6, 124-132.
- SÁNCHEZ SESMA, F.J. (1996). Strong ground motion and site effects. En: D.E. Beskos y S.A. Anagnostopoulos (eds.), *Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures*. Comp. Mech. Publications. Southampton.
- SANZ DE GALDEANO, C. (1983). Los accidentes y fracturas principales de las Cordilleras Béticas. *Estudios Geológicos*, 39, 157-165.
- SANZ DE GALDEANO, C. (1990). Geologic evolution of the Betic Cordillera in the Western

- Mediterranean, Miocene to Present. *Tectonophysics*, 172, 107-119.
- SANZ DE GALDEANO, C. y C. LÓPEZ CASADO (1988). Fuentes sísmicas en el ámbito bético-rifeño. *Rev. de Geofísica*, 44, 175-198.
- SANZ DE GALDEANO, C., C. LÓPEZ CASADO, J. DELGADO y M.A. PEINADO (1995). Shallow seismicity and active faults in the Betic Cordillera. A preliminary approach to seismic sources associated with sepecific faults. *Tectonophysics*, 248, 293-302.
- SANZ DE GALDEANO, C. y J.A. VERA (1991). Una propuesta de clasificación de las cuencas neógenas béticas. *Acta Geológica Hispánica*, 26, 3-4, 205-227.
- SANZ DE GALDEANO, C. y J.A. VERA (1992). Stratigrafic record and palaeogeographical context of the Neogene basins in the Betic Cordillera, Spain. *Basin research*, 4, 21-36.
- SCHMIDT, R.G. (1983). *Geology, earthquake hazard, and land use in the Helena área, Montana - A review*. U.S. Geological Survey Professional Paper 1316. 64 pág.
- SCHNABEL, P., J. LYSMER y H.B. SEED (1972b). *SHAKE. A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Report N° EERC 72-12. Univ. of California. Berkeley. California.
- SCHNABEL, P., H.B. SEED y J. LYSMER (1972a). Modification of seismogroph records for effects of local soil conditions. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 62, 1649-1664.
- SEED, H.B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *J. Geotech. Eng.*, 105, 201-255.
- SEED, H.B. (1988). Design problems in soil liquefaction. *J. Geotech. Eng.*, 113, 827-845.
- SEED, H.B. e I.M. IDRIS (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Report N° EERC 70-10. Univ. of California. Berkeley. California.
- SEED, H.B. e I.M. IDRIS (1971). Simplified procedure for evaluating the soil liquefaction potential. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, 97, 1249-1273.
- SEED, H.B. e I.M. IDRIS (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. EERI Monograph Series 5. 134 pág.
- SEED, H.B., I.M. IDRIS y F.W. KIEFER (1969). Characteristics of rock motions during earthquakes. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, 95, 1199-1218.
- SEED, H.B., K. MORI, y C.K. CHAN (1977). Influence of seismic history on liquefaction of sands. *J. Geotech. Eng.*, 97, 246-270.
- SEED, H.B., M.P. ROMO, J.I. SUN, A. JAIME y J. LYSMER (1988). The Mexico earthquake of September 19, 1985 - Relationships between soil conditions and earthquake ground motions. *Earthquake Spectra*, 4, 687-729.
- SEED, H.B., K. TOKIMATSU, L.F. HARDER y R.M. CHUNG (1985). Infulence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation. *J. Geotech. Eng.*, 111, 1425-1445.
- SEED, H.B., R.V. WHITMAN, H. DEZFULIAN, R. DOBRY e I.M. IDRIS (1972). Soil conditions

- and building damage in 1967 Caracas earthquake. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, 98, 787-806.
- SEEKINGS, L.C. y J. BOATWRIGHT (1994). Ground motion amplification, geology, and damage from the 1989 Loma Prieta earthquake in the city of San Francisco. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 84, 16-30.
- SHARMA, S. y W.D. KOVACS (1982). Preliminary microzonation of Memphis, Tennessee, area. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 72, 1011-1024.
- SILVA, P.G. (1996). Geometría fractal de la Zona de Falla de Lorca-Alhama (Murcia, SE España). *Geogaceta*, 20, 1385-1389.
- SILVA, P.G., J.L. GOY y C. ZAZO (1992a). Discordancias progresivas y expresión geomorfológica de los abanicos aluviales cuaternarios de la Depresión tectónica del Guadalentín (Murcia, SE España). *Geogaceta*, 11, 67-70.
- SILVA, P.G., J.L. GOY, L. SOMOZA, C. ZAZO, y T. BARDAJÍ (1993). Landscape response to strike-slip faulting linked to collisional settings: Quaternary tectonics and basin formation in the Eastern Betics, Southeastern Spain. *Tectonophysics*, 224, 289-303.
- SILVA, P.G., J.L. GOY, C. ZAZO, T. BARDAJÍ, L. SOMOZA, C.J. DABRIO y J. LARIO (1992b). Evaluación geomorfológica de la actividad tectónica cuaternaria a lo largo de frentes montañosos de falla en el SE de España. *III Congreso Geológico de España y VIII Congreso Latinoamericano de Geología*. Salamanca. Tomo II, 96-100.
- SIMÓN, O.J. (1966). Note préliminaire sur l'âge des roches de l'unité Cucharon dans la Sierra de Carrascoy. *Geol. Mijnb.*, 45, 112-113.
- SIMS, J.D. y C.D. GARVIN (1995). Recurrent liquefaction induced by the 1989 Loma Prieta earthquake and 1990 and 1991 aftershocks: Implications for Paleoseismicity studies. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 85, 51-65.
- SINGH, S.K., E. MENA y R. CASTRO (1988). Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacán earthquake and ground motion amplification in and near Mexico city from strong motion data. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 78, 451-477.
- SOMOZA, L. (1989). *El Cuaternario litoral entre Cabo de Palos y Guardamar del Segura (Murcia-Alicante)*. Evolución geodinámica en relación con las variaciones del nivel del mar. Tesis doctoral. Universidad Complutense de Madrid. Madrid.
- SORIA, J.M., P. ALFARO, A. RUIZ BUSTOS y F. SERRANO (1996). Organización estratigráfica y biostratigrafía del Plioceno en el borde sur de la cuenca del Bajo Segura (sector de Rojales, Alicante), Cordillera Bética oriental. *Estudios Geológicos*, 52, 137-145.
- STREETER, V.L., E.B. WYLLIE y F.E. RICHART (1974). Soil motion computation by characteristics method. *J. Geotech. Eng.*, 100, 247-263.
- SU, F. y K. AKI (1995). Site amplification factors in Central and Southern California determined from Coda waves. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 85, 452-466.
- SU, F., K. AKI, T. TENG, Y. SENG, S. KAYANAGI y K. MAYEDA (1992). The relation between site amplification factor and surficial geology in central California. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 82, 580-

602.

- SYKORA, D.W. y J.P. KOESTER (1988). Correlations between dynamic shear resistance and standard penetration resistance in soils. En: J. Lawrence Von Thun (ed.), *Earthquake Engineering and Soil Dynamics. II: Recent Advances in Ground Motion Evaluation*. ASCE Special Publication 20, 389-404.
- TAIPING Q., W. CHENCHUN, W. LUNIAN y L. HOISHAN (1984). Liquefaction risk evaluation during earthquakes. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. St. Louis (Missouri, USA). Vol. I, 445-454.
- TECHNICAL COMMITTEE FOR EARTHQUAKE GEOTECHNICAL ENGINEERING - TC4 (1993). *Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering ed. Tokyo. 149 pag.
- THEODULIDIS, N., P.Y. BARD, R. ARCHULETA y M. BOUCHON (1996). Horizontal-to-vertical spectral ratio and geological conditions: the case of Garner valley downhole array in Southern California. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, 306-319.
- THOMSON, W.T. (1950). Transmisión de elastic waves through a stratified solid medium. *J. Appl. Phys.*, 21, 89-93.
- TILFORD, N.R., U. CHANDRA, D.C. AMICK, R. MORAN, y F. SNIDER (1985). Attenuation of intensities and effect of local site conditions on observed intensities during the Corinth, Greece, earthquakes of 24 and 25 February and 4 March 1981. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 75, 923-937.
- TINSLEY, J.C. y T.E. FUMAL (1985). Mapping Quaternary sedimentary deposits for areal variations in shaking response. En: J.I. Ziony (ed.), *Evaluating earthquake hazards in the Los Angeles region - An Earth-Science perspective*. U.S. Geological Survey Professional Paper 1360, 101-126.
- TINSLEY, J.C., T.L. YOUD, D.M. PERKINS y A.T.F. CHEN (1985). Evaluating liquefaction potential. En: J.I. Ziony (ed.), *Evaluating earthquake hazards in the Los Angeles region - An Earth-Science perspective*. U.S. Geological Survey Professional Paper 1360, 263-316.
- TOPPOZADA, T.R., J.H. BENNETT, G. BORCHARDT, R. SAUL y J.F. DAVIS (1988). Planning scenario for a major earthquake on the Newport-Inglewood fault zone. Calif. Div. Mines and Geology.
- TUCKER, B.E. y J.L. KING (1984). Dependence of sedimentary filled valley response on input amplitude and valley properties. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 74, 153-165.
- UNESCO (1980). *Terremotos. Evaluación y mitigación de su peligrosidad*. Ed. Blume, Barcelona.
- UDÍAS, A., A. LÓPEZ ARROYO y J. MEZCUA (1976). Seismotectonics of the Azores-Alborán region. *Tectonophysics*, 31, 259-289.
- UDAKA, T. y J. LYSMER (1973). *Suplement to computer program SHAKE*. EERC. Univ. of California. Berkeley. California.
- UDWADIA, F.E. y M. TRIFUNAC (1973). Comparison of earthquake and microtremors ground motions in El Centro, California. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 63, 1227-1253.

- VALVERDE, J., F. KANEKO, C. VILLACIS, W.D.L. FINN y B. TUCKER (1995). Microzoning for earthquakes in a developing country: Quito, Ecuador. *VII Canadian Conference on Earthquake Engineerig*. Montreal (Quebec, Canadá).
- VAN DER BEEK, P.A. y CLOETHING, S. (1992). Lithospheric flexure and the tectonic evolution of the Betic Cordilleras (SE Spain). *Tectonophysics*, 203, 325-344.
- VAYD, Y.P. y W.D.L. FINN (1979). Static shear and liquefaction potential. *J. Geotech. Eng.*, 105, 1233-1246.
- VERA, J.A. y J.M. GONZÁLEZ DONOSO (1964). Discordancia intravindobonense en Montefrío (Granada). Zona Subbética. *Not. Com. Inst. Geol. Min. España*, 76, 19-32.
- VUCETIC, M. y R. DOBRY (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *J. Geotech. Eng.*, 117, 89-107.
- WEILER, W.A. (1988). Small-strain shear modulus of clay. En: J. Lawrence Von Thun (ed.), *Earthquake Engineering and Soil Dynamics. II: Recent Advances in Ground Motion Evaluation*. ASCE Special Publication 20, 331-345.
- YASUDA, S. y K. WAKAMATSU (1993). A liquefaction potential map using grade-3 methods for Shizuoka prefecture, Japan. En: Technical Committee For Earthquake Geotechnical Engineering - TC4, *Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering ed. Tokyo. 144-149.
- YEGUIAN, M.K. y R.V. WHITMAN (1978). Risk analysis for ground failure by liquefaction. *J. Geotech. Eng.*, 104, 921-938.
- YOUD, T.L. (1991). Mapping of earthquake-induced liquefaction for seismic zonation. *IV International Conference on Seismic Zonation*. EERI. Stanford. California. Vol. I, 111-148.
- YOUD, T.L. y D.M. PERKINS (1978). Mapping of liquefaction induced ground failure potential. *J. Geotech. Eng.*, 113, 1374-1392.
- YOUD, T.L. y D.M. PERKINS (1987). Mapping of Liquefaction Severity Index. *J. Geotech. Eng.*, 113, 1374-1392.
- YU, G., J.G. ANDERSON y R. SIDDHARTHAN (1992). On the characteristics of nonlinear soil response. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 83, 218-244.
- ZEYEN, H.J., E. BANDA., J. GALLART y J. ANSORGE (1985). A wide angle seismic reconnaissance survey of the crust and upper mantle in the Celtiberian Chain of eastern Spain. *Earth and Planetary Sc. Letters*, 75, 393-402.