ELABORACIÓN DE ESCENARIOS DE DAÑOS SÍSMICOS EN LA CIUDAD DE GRANADA.

Mercedes Feriche Fernández-Castanys

Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos

(IAGPDS)

Universidad de Granada

Tesis doctoral

Granada, 2012

ELABORACIÓN DE ESCENARIOS DE DAÑOS SÍSMICOS EN LA CIUDAD DE GRANADA.

Tesis presentada por Dª Mercedes Feriche Fernández-Castanys para la optar al grado de doctor, dentro del programa de doctorado de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Granada

Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos

(IAGPDS)

Universidad de Granada

Directores:

Dr. FRANCISCO VIDAL SÁNCHEZ Dr. JOSÉ M. AZAÑÓN HERNÁNDEZ Dr. MANUEL NAVARRO BERNAL

Granada, 2012

La doctorando Mercedes Feriche Fernández-Castanys y los directores de la Tesis ELABORACIÓN DE ESCENARIOS DE DAÑOS SÍSMICOS EN LA CIUDAD DE GRANADA garantizamos, al firmar esta Tesis doctoral, que el trabajo ha sido realizado por el doctorando bajo la dirección de los directores de la Tesis y, hasta donde nuestro conocimiento alcanza, en la realización del trabajo se han respetado los derechos de otros autores a ser citados, cuando se han utilizado sus resultados o publicaciones.

Granada, 21 de septiembre de 2012

Director/es de la Tesis



Fdo.: Francisco Vidal Sánchez

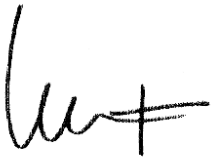


Fdo.: José Miguel Azañón Hernández



Fdo.: Manuel Navarro Bernal

Doctorando



Fdo.: Mercedes Feriche Fernández-Castanys

A Gonzalo,

a mis hijos,

a mis padres.

A Fernando de Miguel.

AGRADECIMIENTOS

A los proyectos de investigación CGL2007-66745-C02-01-02/BTE, CGL2011-30187-C02-01-02 y CGL 2011-29499-C02-00, subvencionados por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España, y al proyecto P09-RNM-5100 por el Grupo de Investigación de la Junta de Andalucía RNM-104, que han permitido la elaboración de este trabajo de investigación.

Al Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos (IAGPDS), al que pertenezco y donde he desarrollado toda mi carrera profesional.

A la Universidad de Granada, para la cual trabajo, como Técnico Superior de apoyo a la Investigación y a la Docencia, gracias a la cual pude conseguir la licenciatura en CC. Geológicas y la formación que actualmente poseo.

A la Delegación del Catastro y a la Gerencia de Urbanismo del Ayuntamiento de Granada por haberme facilitado, tanto el soporte informático como los datos necesarios acerca de las edificaciones de Granada.

A mis directores de Tesis (Francisco Vidal, José Miguel Azañón y Manuel Navarro), que además de ayudarme, creer en mí y en este trabajo, han tenido una paciencia infinita conmigo, sobre todo Francisco Vidal, responsable directo de mi formación, por sus enseñanzas y consejos.

A Nieves Lantada, en cuya Tesis Doctoral está inspirado este trabajo, pues siempre ha estado ahí para cualquier consulta o aclaración de todo aquello que no entendía. A Lluis Pujades, por sus consejos y a Alfonso Pérez, por su inestimable ayuda en los comienzos de este trabajo.

A todos mis compañeros del IAGPDS, especialmente a Gerardo Alguacil, gran compañero y mejor amigo, que siempre me ha animado a seguir adelante a pesar de las infinitas tentaciones que he tenido de tirar la toalla, gracias. A mis compañeros del personal de administración y servicios Enrique, Antonio, Javi, Jaime, Tere, Elena... pero sobre todo a los que comparten despacho conmigo: Benito, siempre dispuesto a solucionar todo aquello que esté en su mano y José Manuel, pues sin su ayuda no habría podido terminar este trabajo tal y como yo quería. A José Morales y a Jesús Ibáñez, compañeros de viaje de mi primera estancia en el extranjero (en el CENAPRED, México D.F.) y de toda mi carrera profesional, con los he compartido experiencias inolvidables (unas buenas y otras no tanto); al resto del personal de este Instituto, PDI, técnicos y becarios que me han ayudado, tanto en trabajos de campo (Alfonso y Alejandro), como con el software (Ianire y Araceli), como con sus consejos (Carolina). No me olvido de los que han terminado su etapa en nuestro centro como Miguel Abril, Enrique González, Pilar González, Antonio Benítez, José Luis, Pepe o mis antiguas compañeras de despacho, Beatriz Benjumea y Elena Ocaña; a los objetores de conciencia Modesto, Raúl, Curro, y Miguel Esteban, que tanto me han ayudado en tareas tediosas en los inicios de este trabajo.

A Antonio Montufo, que me introdujo y me enseñó a moverme por el mundo de los Sistemas de Información Geográfica.

A mis vecinos del 112, sobre todo a Manuel Navajas, Oscar Burgos, Antonio Camero, por contar siempre conmigo para la formación de voluntarios, técnicos, etc. A Vicente Medrano y a Paula Montilla (subdirector de Emergencias y Jefa de protección Civil de la Junta de Andalucía) que siempre han confiado en mis conocimientos y mi criterio para la elaboración de numerosos trabajos relacionados con la prevención sísmica, (p.e el estudio de riesgo sísmico de Vélez Málaga).

A mis compañeras de carrera, Piedad y Elisa que siempre me han ayudado en todo lo relacionado con la rehabilitación de edificios, así como a D. José Jiménez Benavides que además de haber sido mi profesor, no ha dudado en ayudarme con la clasificación de las tipologías de la edificación de Granada. A Isabel Abad, que tanto me ayudó en los estudios de geología.

A mis amigos de otras universidades, como Antonio Posadas, paisano y amigo de la infancia, por haber creído siempre que yo era capaz de realizar este trabajo. A Mario Ordaz del Instituto de Ingeniería de la UNAM, con el que descubrí que el mundo de la prevención sísmica era mucho más que diseño, refuerzo y autoprotección (no sé cómo aún sigue siendo mi amigo) y a Paco Sánchez-Sema, de la misma Institución, siempre animándome.

A los que, aunque ya no están con nosotros, los llevaré siempre en el corazón. A Fernando de Miguel, que siempre pensó que llegaría donde me lo propusiera y del que perduran sus consejos y enseñanzas. A Antonio Rodríguez Franco, que siempre confió en mí y en mi profesionalidad, demostrándomelo en numerosas ocasiones. A José Manuel Ripollés, comandante del ejército de tierra, y el mejor jefe de la base Gabriel de Castilla (Antártida), con el que compartí numerosas vivencias en la Antártida. A Juanito, a mi primo Leandro Terrón y a mis abuelos.

Y, por supuesto y con especial cariño, a mi familia. A mi esposo, Gonzalo, sin cuyo cariño, mimos, paciencia, apoyo y ánimo no habría conseguido terminar este trabajo (ni si quiera empezarlo). A mis hijos, Gonzalo y Sergio, por privarles de tanto tiempo que no he compartido con ellos (espero que lo entiendan algún día). A mis padres y hermanos, de quienes me siento muy orgullosa.

Son tantas las personas que han hecho que esta Tesis pudiera realizarse, que va a ser difícil que no se me olvide nadie. Por esta razón quiero terminar agradeciendo el apoyo y el ánimo a todas aquellas que siempre han confiado en mí (más que yo misma) y a las que no, pues me han hecho mucho más fuerte.

Granada, septiembre de 2012

RESUMEN

Los recientes terremotos ocurridos en 2009 en L'Aquila (Italia) de Mw= 6.3 y en 2011 en Lorca (España) de Mw= 5.2, han constatado la destructividad de terremotos de magnitudes moderadas, disparando las alarmas entre las Instituciones que trabajan e investigan en el campo de la prevención de los daños sísmicos. Dado que son numerosos los proyectos internacionales (p.e. HAZUS, 1999; RISK-UE, 2003) que analizan la vulnerabilidad y los daños de las edificaciones mediante la elaboración de Escenarios de Daños Sísmicos (EDS), este trabajo ha consistido en elaborar dos EDS para la ciudad de Granada aplicando la metodología utilizada por el proyecto Risk-UE (2003). Esta metodología elabora EDS como una forma de caracterizar y cuantificar el daño provocable por un terremoto específico y su distribución espacial en función de las características del suelo y de las construcciones del área afectada o de la localidad a estudiar, y sirven de predicciones ciegas de la distribución de los daños.

Con este trabajo se ha pretendido contribuir al desarrollo y aplicación de estos métodos avanzados de análisis de riesgo sísmico en zonas urbanas. La tesis se ha estructurado de la siguiente manera: en primer lugar se establece el marco teórico de los estudios de riesgo sísmico para continuar con el marco sismo-geológico de la ciudad de Granada, donde se revisa, por un lado la sismicidad histórica de la zona y por otro, los trabajos realizados por diferentes autores acerca de las características del suelo de la ciudad, completando esta parte con la aplicación de nuevas técnicas de SPAC que aportan nueva información sobre capas más profundas. Se ha realizado una caracterización y clasificación del terreno para evaluar los efectos de sitio y poder realizar una microzonificación sísmica de la ciudad de Granada. Se han empleado datos litológicos, geotécnicos, sismológicos, sondeos y medidas de ruido ambiental para determinar y clasificar la geología urbana superficial mediante la estimación de Vs por una parte y, por otra, técnicas de autocorrelación espacial (SPAC) con las que, además de la estructura superficial Vs, se han estimado las VS30 y los factores de amplificación (chequeándolos con acelerogramas). A partir de los datos anteriores (microzonación sísmica y de los terremotos escenario) se han elaborado los dos escenarios de movimiento sísmico en términos de Intensidad macrosísmica (IEMS) y de PGA, que se han utilizado después para la evaluación de los escenarios de daños.

Una vez determinada la distribución de la sacudida sísmica, se ha revisado la metodología utilizada en la elaboración de los EDS para su aplicación a la ciudad de Granada, detallando las técnicas utilizadas para la evaluación del daño sobre edificios residenciales, así como otros aspectos con relacionados. Para ello se ha construido una extensa y depurada base de datos con las características de situación, de geometría, estructurales y constructivas de los edificios residenciales. La metodología referida, conocida como Método del Índice de vulnerabilidad (MIV), considera cinco estados de daño no nulo, definiendo la acción sísmica en términos de intensidad y el edificio mediante un índice de vulnerabilidad (IV); el grado de daño esperado se efectúa mediante funciones semiempíricas que dependen de la intensidad y del IV. Las probabilidades de los estados de daño se obtienen suponiendo una distribución de probabilidad binomial o beta equivalente.

Para aplicar esta metodología a la ciudad de Granada, se han utilizado dos escenarios de daños: uno el más probable y el otro el más desfavorable, basados en los terremotos escenario seleccionados a partir de terremotos históricos y la revisión de la peligrosidad sísmica de Granada. En ambos casos se han considerado los efectos de amplificación de la sacudida sísmica en función de las características del suelo.

Para gestionar toda esta información se ha creado una aplicación diseñada a partir de un Sistema de Información Geográfica (SIG o GIS). Esta aplicación ha permitido la integración, explotación y gestión de los datos, así como generar cualquier otra información necesaria para evaluar el daño y otros aspectos relacionados con el riesgo sísmico de la ciudad. Esta herramienta ha permitido cartografiar escenarios georreferenciados de la distribución de la sacudida, la vulnerabilidad de las edificaciones y el daño para ambos escenarios.

En la estimación del daño medio (Dm) para cada escenario se ha observado que, para el de I0 = VIII (Ir = VII en Granada) hay un 5% de edificios con daños de grado 3, lo que es una señal de alarma para este caso, ya que corresponde a un movimiento en suelo duro con periodo de retorno de 475 años. Para el escenario de I0 = IX (Ir = VIII en Granada) el 28% de edificios con grado ≥ 3 es un dato que apunta a la toma de medidas preventivas y correctoras, sobre todo en las edificaciones esenciales y las líneas vitales.

Los resultados obtenidos reflejan una distribución de los daños esperados directamente relacionada tanto con la vulnerabilidad de las edificaciones como con las características de los suelos y constatan la variación de la vulnerabilidad con la evolución urbanística de la ciudad. La obtención del daño probable en cada tipología estructural ante el nivel de movimiento esperado que la afecte en cada terremoto, permite elaborar tanto los escenarios aquí calculados, como los de otros terremotos potenciales, así como para realizar predicciones ciegas de daños inmediatas en terremotos futuros.

El MIV es una metodología muy adecuada para representar a nivel individual las características constructivas y estructurales de los edificios. Los EDS analizados y los resultados obtenidos son una herramienta extraordinaria para profundizar en el conocimiento del riesgo sísmico, pues permiten obtener una evaluación de la distribución de los daños, víctimas, pérdidas económicas, escombros a retirar, servicios interrumpidos, etc., con anterioridad a la ocurrencia de un terremoto destructor. Pero también tienen sus limitaciones, puesto que los resultados de los modelos predictivos heredan las incertidumbres de la definición de la acción sísmica y de la vulnerabilidad de los edificios, sin olvidar la correspondiente a la distribución de la población en el momento del terremoto. No obstante las conclusiones y las recomendaciones de este trabajo han intentado paliar este problema.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Los terremotos como fuente de peligro 3
1.2 El Riesgo sísmico a escala local y urbana 4
1.3 Escenarios sísmicos: de movimiento del suelo y de daños 8
1.3.1 Antecedentes 9
1.4 Justificación de la tesis 11
1.5 Objetivos de la Tesis 13
1.6 Contenidos de la Tesis 15

2. ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS DE SITIO

2.1 Introducción 21
2.1.1 sismicidad de las béticas 22
2.2 La Cuenca de granada. 24
2.3 Influencia de la geología superficial en la peligrosidad sísmica: efectos de sitio 29
2.4 Técnicas de caracterización de la respuesta local 33
2.4.1 Observaciones macrosísmicas 34
2.4.2 Métodos cartográficos 36
2.4.3 Métodos sísmicos 38
2.4.4 Métodos numéricos o analíticos de estimación del efecto de sitio a partir de datos de la estructura 45
2.4.5. Caracterización de la estructura superficial a partir de parámetros geofísicos y geotécnicos 45
2.5 Aspectos relevantes 52

3. ESTIMACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL MOVIMIENTO SÍSMICO ESPERADO EN GRANADA

3.1 Selección y características de los terremotos escenario 57
3.1.1 Análisis de la sismicidad histórica 58
3.1.2 Revisión de la peligrosidad sísmica de Granada 69
3.1.2.1 Leyes de recurrencia 71
3.1.2.2 Atenuación de I, PGA, SA 73
3.1.2.3 Resultados de la peligrosidad sísmica 74
3.1.2.4 Terremoto de control 78
3.1.3 Terremotos escenario e intensidades en el sustrato 79
3.2 Respuesta local y efectos de sitio 79
3.2.1 Caracterización de la respuesta local. Antecedentes a escala regional 81
3.2.2 Caracterización del terreno y la respuesta local en la ciudad de Granada. Antecedentes 84
3.2.2.1 Parámetros geotécnicos de Granada, Valverde (2010) 84

3.2.2.2 Caracterización y cartografía geotécnica de Granada (Hernández del Pozo, 1998) 89
3.2.2.3 Microzonación sísmica (Cheddadi, 2001) 92
3.3 Caracterización del terreno para la microzonificación sísmica de Granada.. 97
3.3.1 Clasificación de la geología superficial urbana 97
3.3.2 Determinación de la estructura V_S del terreno. Comparación con las características geológicas y geotécnicas superficiales..... 99
3.3.2.1 Velocidad de fase de Ondas Rayleigh..... 99
3.3.2.2 Modelos de velocidad Vs 111
3.3.3 Determinación de la V_s^{30}. 105
3.3.4 Obtención de valores de amplificación a partir de V_s^{30} 108
3.3.5 Obtención de valores de amplificación a partir de registros de terremotos 114
3.3.6 Elaboración de perfiles o cortes geológicos a partir de los resultados anteriores. 118
3.4 Escenarios de movimiento sísmico en Granada. 120

4. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE EDIFICIOS, VULNERABILIDAD Y DAÑOS SÍSMICOS

4.1 Comportamiento dinámico de edificios..... 131
4.1.1 Cálculo del período natural de vibración del edificio (t)..... 134
4.1.2 Cálculo del factor de amortiguamiento del edificio (h). 136
4.2 Concepto de Vulnerabilidad y Daño 138
4.3 Influencia del terreno en los daños..... 140
4.3.1 La fuerza del movimiento y duración de la sacudida. 140
4.3.2 Peligros geotécnicos..... 144
4.4. Factores que influyen en la vulnerabilidad y los daños..... 149
4.4.1 Tipología constructiva..... 150
4.4.2 Diseño..... 154
4.4.3 Ejecución. 157
4.5 Evaluación de la vulnerabilidad y del daño: Metodologías..... 158
4.5.1 Metodología de la ems-98. 158
4.5.2 Metodología del ATC-13 y ATC-25. 166
4.5.3 El método italiano. 168
4.5.4 El método del índice de vulnerabilidad (MIV)..... 170

5. APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD A LA CIUDAD DE GRANADA

5.1 Evolución de la construcción en Granada..... 179
5.2 Aplicación del método del Índice de vulnerabilidad a la ciudad de Granada 186
5.2.1 Clasificación de las tipologías constructivas en función de la vulnerabilidad sísmica..... 189
5.2.2 Elaboración del sistema de información geográfica (SIG)..... 190
5.2.3 Asignación de las tipologías constructivas 192

5.2.4 Evaluación de los modificadores del índice de vulnerabilidad 195
5.2.4.1 Descripción de los modificadores por comportamiento 198
5.2.5 Resultados de la evaluación del índice de vulnerabilidad..... 205
5.3 Estudio del fenómeno de resonancia en Granada 208

6. ESCENARIOS DE DAÑOS SÍSMICOS DE LA CIUDAD DE GRANADA

6.1 Escenarios de daños sísmicos. 215
6.2 Estimación del grado de daño. 216
6.2.1 Grado de daño medio 216
6.2.2 Funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daños 217
6.3 Escenarios de daños sísmicos para Granada..... 221
6.3.1 Estimación del daño con el SIG elaborado..... 221
6.3.2 Escenarios de daños obtenidos para Granada 224
6.3.3 Edificios inhabitables en cada escenario 228
6.4 Estimación de las víctimas de los escenarios sísmicos. 229
6.4.1 Modelos de estimación de víctimas 233

7. CONCLUSIONES

7.1 Características del movimiento del suelo para dos escenarios tipo 239
7.2 Tipologías constructivas y vulnerabilidad. 241
7.3 Los escenarios de daños sísmicos 243

LÍNEAS DE TRABAJO FUTURAS 247

REFERENCIAS..... 251

ANEXOS:

I. ESTRUCTURAS OBTENIDAS CON EL "SPAC": RELACIÓN Vs / PROFUNDIDAD A-1
II. DESCRIPCIÓN DE LAS TIPOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS DEFINIDAS EN EL PROYECTO RISK-UE A-5
III. FICHA TÉCNICA DE EDIFICIOS A-19

Capítulo 1: Introducción

Capítulo 1: Introducción

1.1 Los terremotos como fuente de peligro

La península Ibérica ha sido azotada a lo largo de los años por innumerables desastres naturales: inundaciones, incendios forestales, movimientos de ladera (deslizamientos, desprendimientos, avalanchas...), tormentas, terremotos, tsunamis, etc. Los terremotos además pueden tener a varios de ellos como efectos colaterales y, por tanto, aumentar su destructividad: movimientos de ladera, tsunamis, inundaciones (por subsidencia o ruptura de embalses), incendios, etc. De ahí la importancia de su estudio para disminuir su impacto.

La Década Internacional de la Reducción de Desastres Naturales (DIRDN) 1990-2000 proclamada por las Naciones Unidas (UN Res. 42/169/1987) se tradujo en un gran esfuerzo por incrementar la preparación global, aumentando las medidas preventivas y reduciendo el riesgo de los desastres naturales a través de una amplia aplicación de la ciencia y la tecnología (Vidal y Morales, 1995). Los terremotos afectan a todos los continentes, regiones sísmicamente activas que en muchas ocasiones presentan una gran susceptibilidad a dicha amenaza. Son muy numerosas las formas de reducir el impacto de los terremotos, bien determinando adecuadamente la amenaza en zonas expuestas que repercutirían en la ordenación del territorio y el planeamiento urbano; bien investigando y mejorando los métodos y códigos de construcción sismorresistente y de refuerzo de edificaciones; bien mediante el desarrollo, entrenamiento e implantación de medidas de prevención y de respuesta, como planes de emergencia, divulgación en materia de autoprotección, simulacros que impliquen tanto a la población como a los distintos dispositivos involucrados en la emergencia, señalización de las rutas de evacuación, protocolos de actuación, etc.

Los programas de reducción del riesgo sísmico son necesarios en aquellas zonas en las que ocurren o han ocurrido terremotos destructores, sobre todo en aquellas áreas urbanas que tienen una peligrosidad muy alta, ya sea por estar ubicadas cerca de zonas fuente donde ocurren terremotos de magnitud alta, por existir unas condiciones geológicas desfavorables que incrementan las consecuencias, o por tener un parque inmobiliario muy susceptible a sufrir daño en caso de terremotos (aún con terremotos de magnitud moderada).

Esta necesidad ha conducido a los países que han sido azotados por terremotos destructores a desarrollar leyes y normativas que obliguen a la reducción del riesgo sísmico. En este aspecto, existe un marco legal vigente en España para la gestión de emergencias y prevención de catástrofes para fenómenos sísmicos constituido por la ley 2/1985 del 21 de enero de 1985 y por la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico (resolución del 5 de mayo de 1995 de la Secretaría de Estado de Interior –BOE, 1995) y la modificación de la misma (Consejo de Ministros, de 7 de abril de 1995, BOE 02/10/04), así como una Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02), actualmente en vigor, resultado de la evolución de las normativas anteriores (MV-101, PGS-1, PDS-1 y NCSE-94).

A escala regional, la Comunidad Autónoma Andaluza, a través de la Consejería de Gobernación y Justicia, publicó el Plan Director y determina la entrada en vigor del Plan Territorial de Emergencia de Andalucía (13 de octubre de 1999) en el que se tienen en cuenta los movimientos sísmicos; le sigue la Ley de Gestión de Emergencias en Andalucía 2/2002 (11 de noviembre de 2002) y elabora el Plan de Emergencias ante el Riesgo Sísmico en Andalucía (aprobado en Consejo de Gobierno el 13 de enero de 2009).

1.2 El riesgo sísmico a escala local y urbana

El riesgo sísmico se puede definir como los daños o consecuencias (económicas o sociales) esperables o probables debidas a los terremotos que pueden afectar a un lugar en un determinado período de tiempo. Este daño probable en uno o varios elementos en riesgo en un lugar (o en un área) es función de la peligrosidad sísmica esperada, de la vulnerabilidad del elemento en riesgo y del intervalo de exposición. Por tanto, no se debe confundir con peligrosidad sísmica.

Según la definición de UNDRO (1979), el Riesgo Sísmico, R, en una determinada población se define como la convolución de varios elementos:

$$R = H * V * E * C \qquad (1\text{-}1)$$

siendo:

H: Peligrosidad sísmica que determina el movimiento esperado en la población. También llamada "amenaza".

V: Vulnerabilidad sísmica de las estructuras.

E: Exposición o densidad de estructuras y habitantes.

C: Coste de reparación o de pérdidas.

La UNDRO y la UNESCO promovieron una definición que se sintetiza a continuación a partir de los siguientes conceptos (Sandi 1983):

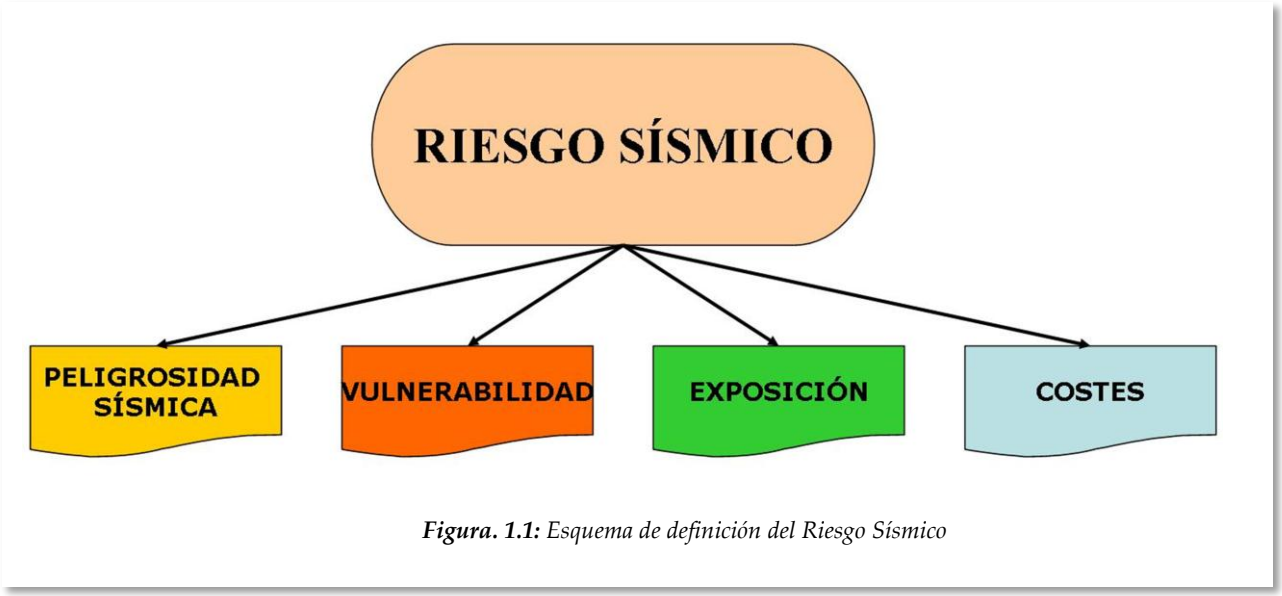


Figura. 1.1: *Esquema de definición del Riesgo Sísmico*

Amenaza, peligro o peligrosidad, H. Es la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado.

Vulnerabilidad, V. Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo como resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso, expresada en una escala desde 0 (sin daño) a 1 (pérdida total).

Riesgo específico, Rs. Es el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un suceso particular. Es función de la amenaza y la vulnerabilidad.

Elementos en riesgo, E. Son la población, los edificios y obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta a una amenaza en un área determinada. También se denomina exposición.

Riesgo total Rt. Se define como el número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica debido a la ocurrencia de un desastre es decir el producto del riesgo específico, Rs, y los elementos en riesgo, E.

Con estas definiciones, la evaluación del riesgo total puede llevarse a cabo mediante la siguiente fórmula general:

$$\mathbf{Rt = E \times Rs = E \times H \times V} \qquad (1\text{-}2)$$

El concepto de riesgo sísmico está siempre relacionado con la predicción de pérdidas futuras y está íntimamente ligado a la psicología personal o colectiva, razón por la que, obviamente, es difícil darle objetividad. Por este motivo es tan compleja la evaluación del riesgo, aun cuando se trate solamente de su dimensión física. Cuando, además, a esta dimensión se le añaden las relacionadas con el contexto, aspectos absolutamente necesarios para facilitar la gestión, el problema se vuelve mucho más complejo aun. Además, es absolutamente necesario que el riesgo esté siempre asociado con la decisión, con la ejecución de una acción que se debe llevar a cabo. Puesto que los resultados de cada acción factible son inciertos, es esencial considerar incertidumbres en el análisis de sistemas físicos para poder decidir si un modelo es apropiado para el problema que se debe resolver (Cardona 1999).

Un análisis de vulnerabilidad es un estudio de la capacidad de un sistema de resistir o absorber el impacto de un suceso que caracteriza una amenaza y, por lo tanto, se diferencia del análisis de riesgo, que es la estimación de pérdidas de acuerdo con el grado de amenaza considerado y con el nivel de vulnerabilidad existente en el sistema expuesto (Barbat y Pujades, 2004). La evaluación de la vulnerabilidad física ha sido la que más se ha desarrollado hasta ahora. El correspondiente riesgo físico puede calcularse como la pérdida esperada en un período de tiempo y puede expresarse como una proporción del valor o coste de reemplazo de los elementos en riesgo.

Al igual que la amenaza, el riesgo puede plasmarse en mapas, que pueden ser probabilistas o deterministas. En este último caso, los mapas de riesgo representan un escenario máximo para cada punto, es decir, la distribución espacial de los efectos potenciales que pueden causar los movimientos sísmicos máximos esperados en cada punto de un área geográfica, de acuerdo con el grado de vulnerabilidad de los elementos que componen el sistema expuesto. Estos mapas no sólo son de fundamental importancia para la planificación de la reducción o la mitigación de la amenaza y/o de la vulnerabilidad, sino también para la elaboración de los planes de contingencia que los organismos responsables y los grupos operativos deben realizar durante la etapa de preparación de la emergencia. La evaluación de pérdidas futuras requiere técnicas probabilistas, con lo que los riesgos se expresan en pérdidas medias de dinero o de vidas por año.

La ocurrencia de un terremoto, el daño físico directo causado y su distribución espacial es sólo el inicio de una catástrofe cuyas dimensiones dependen en gran manera, además del grado de daño, del grado de preparación y de la capacidad de una respuesta

eficaz de la sociedad. En los últimos años se ha intentado definir el riesgo sísmico para poder realizar su gestión a fin de reducir los desastres económicos, sociales y ambientales que puedan producir. Para estimar el riesgo es necesario tener en cuenta, desde un punto de vista multidisciplinar, no solamente el daño físico esperado, el número de víctimas o las pérdidas económicas, sino también factores sociales, organizacionales e institucionales, relacionados con el desarrollo de las comunidades.

A escala urbana, por ejemplo, la vulnerabilidad como factor interno de riesgo debe relacionarse no solamente con la exposición del contexto material o su susceptibilidad física de ser afectado, sino también con las fragilidades sociales y la falta de resiliencia (o capacidad de afrontar el desastre) por parte de la comunidad. La falta de organización institucional y comunitaria, las debilidades en los preparativos para la atención de emergencias, la inestabilidad política y la falta de salud económica de un área geográfica contribuyen a tener un mayor riesgo. Por lo tanto, las consecuencias potenciales no sólo están relacionadas con el impacto del suceso, sino también con la capacidad para soportar el impacto y las implicaciones del impacto en el área geográfica dañada que afecten a la respuesta y recuperación de la misma. Un ejemplo claro de ello lo tenemos en el terremoto del 12 de enero de 2010 (Mw=7.0) ocurrido en Haití (Fig. 1.2) donde, a una elevada vulnerabilidad de las construcciones y un elevado número de personas expuestas, se le unió la falta de resiliencia, ya que no existían ni infraestructuras ni recursos humanos ni medios económicos organizados para gestionar la emergencia y la recuperación post-terremoto.



Fig. 1.2: *Daños producidos en Puerto Príncipe (Haití) por el terremoto del 17-1-2010 (Mw= 7.0).*

1.3 Escenarios sísmicos: de movimiento del suelo y de daños

Los escenarios de daños se han convertido en una herramienta esencial en la planificación de emergencias, ya que aportan información detallada (a nivel local o municipal) sobre el grado de impacto en una determinada localidad o municipio por un determinado peligro o amenaza, ya sea hidrológica (inundaciones), volcánica, sísmica, etc. Un escenario de daños es un escenario de riesgo para un evento específico y, como tal, debe representar la distribución del efecto destructor ya sea en forma de grado de daño, en edificios inhabitables, en pérdidas económicas o en víctimas, o en todas ellas.

En el caso de los escenarios de daños sísmicos la amenaza está representada por los terremotos, pero es bien sabido que no son éstos los que matan, sino las edificaciones incapaces de soportar las sacudidas sísmicas. Existen numerosos ejemplos de ello como p.e. los terremotos de Kobe (1995), Izmit (1999), Alhucemas (2004), China (2008), Haití (2010), etc., en los que a pesar de tener magnitudes moderadas (≤7.5) causaron numerosos daños y un elevado número de víctimas (Figuras 1.3 y 1.4).



Fig. 1.3: *Izquierda, Alhucemas (Marruecos), 24-02-04. Mw= 6.4; 631 muertos. Derecha, Izmit, Turquía 17-8-99. Mw= 7.4; 17.225 muertos en cifras oficiales y más de 22.000 desaparecidos. (USGS).*



Fig. 1.4: *Izq. Kobe, Japón, 17-1-95. Mw= 6.9; 5.502 muertos. Dcha, Haití, 17-1-10. Mw= 7.0; 316.000 muertos (USGS)*

Un **escenario de daños sísmicos (EDS)** es una forma de caracterizar y cuantificar el daño que puede provocar un terremoto específico y su distribución espacial. Pero no siempre ocurren terremotos de una cierta magnitud que produzcan daños en los distintos tipos de edificaciones que sirvan para cotejar los escenarios previstos. Sin embargo, se pueden realizar EDSs a partir de diferentes metodologías, en función de las características del suelo y de la tipología de las construcciones en el área afectada a estudiar, que sirvan de predicciones ciegas de la distribución de los daños (Fig. 1.5).

Este tipo de EDS, o predicciones ciegas, también se puede utilizar para conocer, con un cierto grado de aproximación, la distribución inmediata de los daños si se evalúa nada más ocurrir un terremoto, una vez conocidas su magnitud y localización.

1.3.1 Antecedentes:

Los programas de reducción del riesgo sísmico son necesarios en aquellas zonas en las que ocurren o han ocurrido terremotos destructores, sobre todo en aquellas áreas urbanas que tienen un riesgo sísmico muy alto, ya sea por estar ubicadas cerca de zonas fuente donde ocurren terremotos de magnitud alta, por existir unas condiciones geológicas desfavorables que incrementan el movimiento sísmico del suelo, o por tener un parque inmobiliario muy vulnerable, condiciones que las hacen susceptibles a sufrir daño en caso de terremotos (aún con terremotos de magnitud moderada).

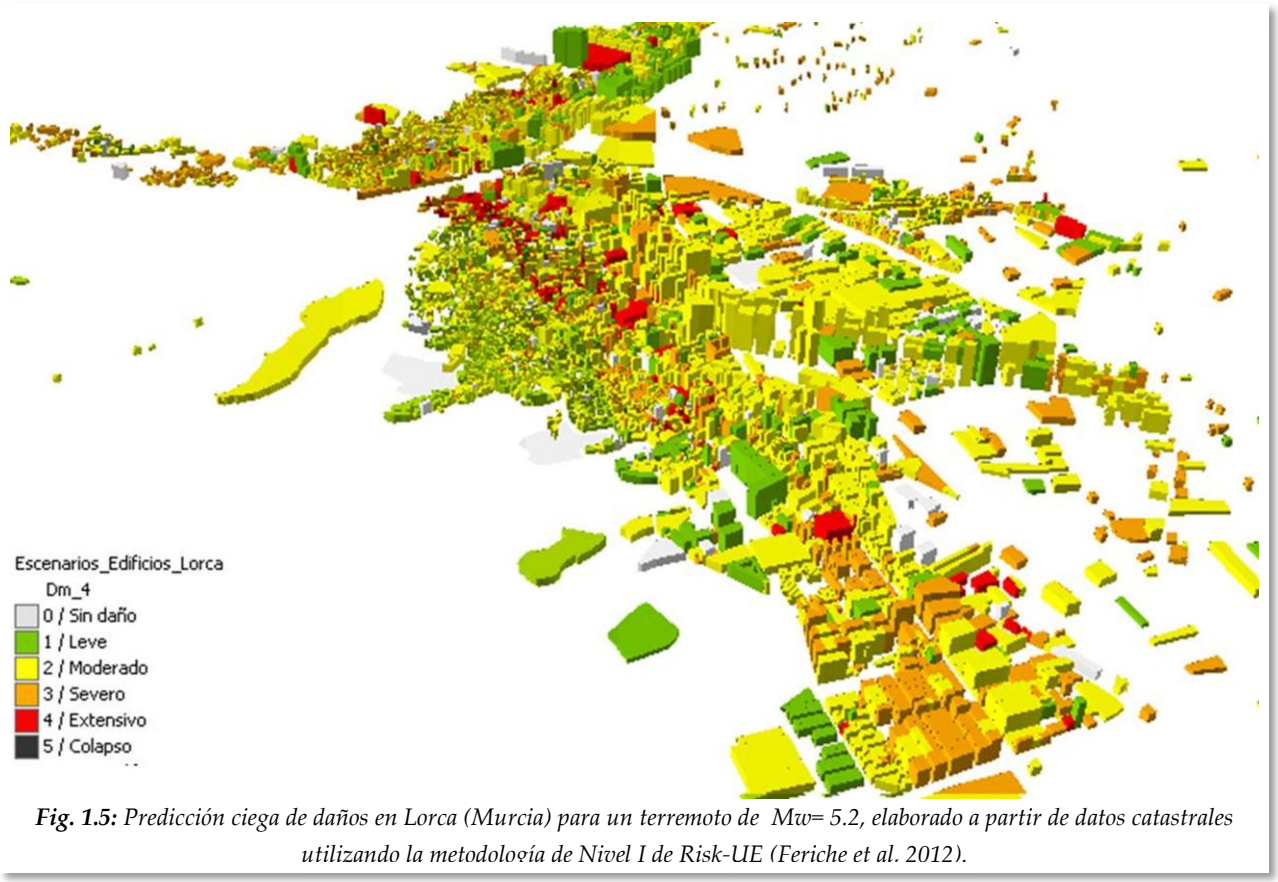


Fig. 1.5: *Predicción ciega de daños en Lorca (Murcia) para un terremoto de Mw= 5.2, elaborado a partir de datos catastrales utilizando la metodología de Nivel I de Risk-UE (Feriche et al. 2012).*

A nivel internacional existen numerosas iniciativas, todas ellas elaboradas a partir del estudio de los efectos provocados por un conjunto de terremotos pasados y, siempre contrastadas por expertos. Entre estas iniciativas destacamos las que aplican la técnica de evaluación de escenarios, y entre ellas las siguientes ordenadas en función del ámbito de aplicación:

A escala internacional:

1.- **Applied Technology Council** o ATC-13 (1985), que propone una metodología de análisis de riesgo sísmico para California.

2.- **Programa HAZUS**[1] (FEMA/NIBS,1999), desarrollado por la Agencia Federal para la Gestión de Emergencias (FEMA) en colaboración con el Instituto Nacional de Ciencias de la Edificación (NIBS, 2000), que establece una metodología de estimación de pérdidas provocadas por riesgos naturales (incluido el sísmico).

3.- **Proyecto RADIUS**[2] (2000), promovido por la secretaría de la Década Internacional de la Reducción de Desastres Naturales (DIRDN) 1990-2000 proclamada por las Naciones Unidas (UN Res. 42/169/1987). Este Proyecto utiliza Sistemas de Información Geográfica y proporciona una serie de herramientas de evaluación del riesgo sísmico en áreas urbanas en vías de desarrollo. Con esta iniciativa se estudió el riesgo sísmico en 9 ciudades del mundo.

4. **Escenarios de daños** orientados a la reducción del riesgo o a emergencias sísmicas se han realizado en diversos lugares del mundo entre los que cabe destacar los de Messina y Potenza (Italia), Estambul (Turquía), Colima (México), Manizales y Bogotá (Colombia), Manila (Filipinas), San Francisco, Nuevo Madrid y Los Ángeles (EE.UU.), Tokio y Suzaki (Japón), etc.

A escala europea:

5.- **SERGISAI (1998),** que elabora escenarios de riesgo a diferentes escalas (regional, subregional y local) utilizando Sistemas de Información Geográfica (SIG).

6.- **Risk-UE (2003),** que propone métodos avanzados de análisis de riesgo sísmico que incorporan las características de las edificaciones. El Proyecto Risk-Ue ha elaborado escenarios para para 7 ciudades europeas: Barcelona, Bitola, Bucharests, Catania, Niza, Sofía y Thessaloniki;

[1] Multihazard Loss Estimation Methodology
[2] Risk Assessment tools for DIagnosis of Urban areas against Seismic disaster

A escala nacional:

7.- **SES-2002** es una herramienta de Simulación de Escenarios Sísmicos, desarrollada por la Dirección General de Protección Civil y el Instituto Geográfico Nacional, que simula, tanto escenarios reales como virtuales a partir de parámetros, bien de terremotos históricos bien de terremotos reales o virtuales, para todo el territorio español. Para la obtención de los escenarios utiliza dos modelos de matrices de población y de edificios: las del terremoto de Irpinia (Chaves, 1998) y las obtenidas a partir de la EMS-98. Así, para cada escenario, aporta datos municipales sobre población (Nº de muertos, heridos y personas sin hogar) y daños en las edificaciones (Nº de edificios afectados para cada grado de la EMS-98).

8.- **Los escenarios de daños sísmicos** realizados para Málaga (Irizarry et al, 2006, 2007), Barcelona (Irizarry, 2004; Lantada et al., 2007, 2008), Motril (Pérez et al., 2007), Vélez-Málaga (Feriche et al, 2009) y Granada (Vidal et al., 2008, 2009).

1.4 Justificación de la Tesis

Un escenario de daños sísmicos (EDS) está considerado como una evaluación de primer nivel del impacto de un terremoto. Por tanto, las medidas a tomar en materia de Planificación de Emergencias y de Prevención de Desastres Sísmicos, deberían basarse en las estimaciones de los daños por terremoto, especialmente en el ámbito de la Protección Civil local. La predicción precisa de la distribución de los daños en edificios durante un terremoto futuro, dada por un EDS para un terremoto específico, es difícil ya que depende de las características de la fuente sísmica, de las condiciones del sitio y de la vulnerabilidad de los propios edificios. Además del uso generalizado de los EDS a escala internacional, visto en el epígrafe de "Antecedentes" y de la necesidad de realizar estos escenarios en zonas de moderado y alto riesgo sísmico, se justifica a continuación la necesidad del estudio, cuyo alcance se detalla en los objetivos.

En la actualidad, es posible estimar en primer lugar el movimiento sísmico en roca sólida y después, tras aplicar los factores de amplificación del suelo, obtener la señal sísmica en cada punto de la zona urbana, estimando así los escenarios de movimiento del terreno. Por otra parte, también es posible la cuantificación de los daños más probables en hogares, edificios y líneas vitales (de energía, agua, comunicaciones y transporte), si previamente las bases de datos sobre los elementos en riesgo están actualizadas y se realiza una evaluación fiable de la vulnerabilidad de estos elementos y la probabilidad de cada estado de daño para cada nivel de sacudida en función de la vulnerabilidad de cada elemento (Feriche et al., 2009).

La ubicación de la ciudad de Granada, situada en una zona sísmicamente activa (como se detallará en el capítulo 2), así como la ocurrencia de numerosos terremotos destructores que han provocado daños relevantes en ella (capítulo 3), o el estar considerada como la municipalidad de mayor peligrosidad sísmica de España, asignada por la Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02) según la cual se esperan aceleraciones pico (PGA) de 0.24g en roca para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (Fig 1.6), hacen indispensable un estudio de escenarios sísmicos a escala local. Si a esto le añadimos que es una ciudad de 272.730 habitantes (cifras Padrón Municipal de Habitantes a fecha 01 de enero de 2011), a la que acuden más de 2 millones de turistas al año y con una Universidad de más de 70.000 estudiantes, la necesidad de elaborar escenarios sísmicos de la ciudad, resulta indiscutible.

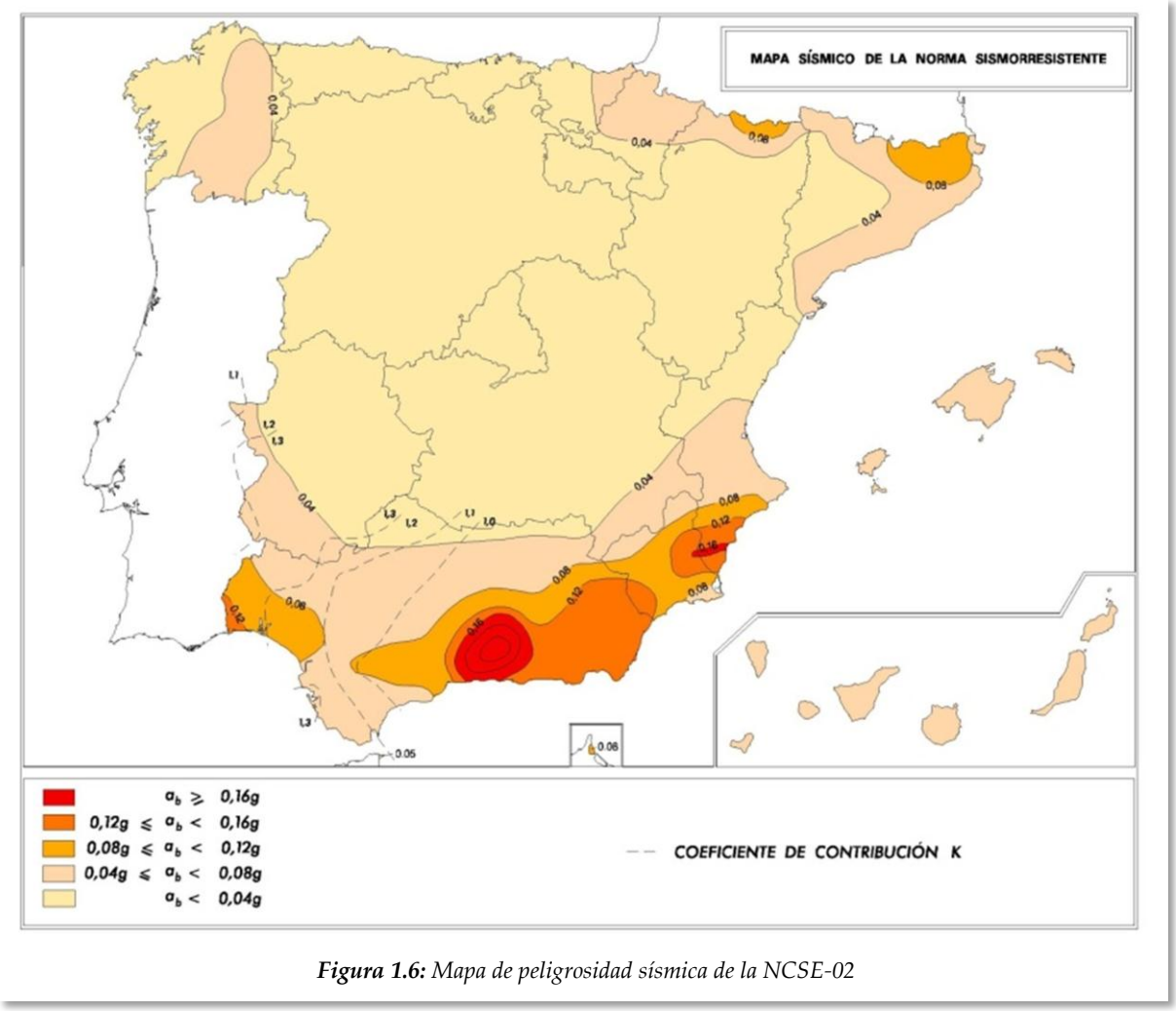


Figura 1.6: *Mapa de peligrosidad sísmica de la NCSE-02*

Hoy día resulta muy difícil tener una conciencia generalizada en materia de sismorresistencia o prevención sísmica, puesto que no tenemos memoria propia ni generacional de la destructividad de los terremotos que han afectado a nuestra ciudad,

sólo documental. Por esta razón es tan importante la elaboración de EDSs que nos pongan los pies en el suelo y que sirvan de pistoletazo de salida en el planteamiento y planeamiento de cuestiones relacionadas con la prevención de los desastres sísmicos.

1.5 Objetivos de la Tesis

Lo anteriormente expuesto, justifica la necesidad y la relevancia que tendría en la ciudad de Granada la realización de EDSs, objetivo principal de esta Tesis. Otro de los objetivos importantes es contrastar las diferentes metodologías existentes para determinar tanto los Escenarios de Movimiento Sísmico del Terreno (EMST) (elección de los terremotos escenario, estimación de la estructura del suelo y de la amplificación local) como la elaboración de los Escenarios de Daños Sísmicos (caracterización de las tipologías de edificios, evaluación de vulnerabilidad, matrices de probabilidad de daño, etc.).

En el primer punto, es muy útil recopilar toda la información existente relativa a la estructura del suelo de Granada para compararla con los estudios realizados en este trabajo, y completar los resultados de los mismos.

El segundo punto, no menos importante, es la evaluación de la vulnerabilidad de las construcciones que, debido a la magnitud del parque inmobiliario de Granada, resulta una tarea muy complicada. Para la elaboración de esta tarea se ha contado con la colaboración de la Gerencia del Catastro de Granada, de cuyos datos se puede conseguir información trascendental para este trabajo, como es el número de plantas de los edificios y el año de construcción de los mismos. Para que estos datos no sean puramente estadísticos, es necesario contrastarlos con una serie de muestreos realizados en los diferentes barrios de la ciudad.

Dada la variada información a reunir como "*datos de entrada*" y la aplicación a los mismos de una serie de métodos para estimar los "*datos de salida*" o resultados en cada lugar, tanto del movimiento del suelo como de los daños, es de vital importancia la organización de los *input* y los *output* en un Sistema de Información Geográfica (SIG) específico.

Por último, y en base a los resultados obtenidos en el trabajo, es muy importante organizarlos adecuadamente y representarlos gráficamente para intentar sacar el máximo partido de los mismos, puesto que pueden ser utilizados en la ordenación del territorio, en la reducción de la vulnerabilidad de las construcciones y en la planificación de emergencias sísmicas.

Por todo ello los **objetivos específicos de esta Tesis** son:

1) Definir los terremotos escenario a partir de una revisión de la sismicidad histórica y la peligrosidad sísmica de Granada. Existen numerosos estudios sobre peligrosidad sísmica a nivel nacional regional y local, de los que pretendemos revisar los resultados correspondientes a Granada sobre magnitudes, intensidades, PGA, etc. La revisión de la sismicidad histórica estaría referida a los terremotos destructores que hayan afectado a la ciudad de Granada, a partir de la cual, se podrían identificar, tanto el terremoto más probable como el más destructor que pueden afectar a la capital granadina. Con todos estos datos podremos obtener los terremotos escenario que se utilizarán en el cálculo de los Escenarios de Movimiento Sísmico del Terreno (EMST).
2) Hacer una clasificación preliminar de los suelos de la ciudad tras recopilar información acerca de los estudios realizados en la ciudad de Granada sobre la estructura del suelo. De este tipo de estudios se puede obtener información relevante sobre la geología del terreno (litologías, potencias de sedimentos, profundidad del material competente...), parámetros geotécnicos (NSPT) y geofísicos (*T* dominante, V_S, *PGA*...), etc.
3) Clasificar los terrenos en base a la NCSE-02 y obtener los factores de amplificación (*FA*) para cada uno de los tipos de terreno identificados calculando la estructura V_S media de los 30 primeros metros V_S^{30}, mediante estudios complementarios con la técnica SPAC en diferentes emplazamientos de la ciudad.
4) Realizar una microzonación sísmica de la ciudad (en función de la V_S^{30} y de los *FA*) que permita obtener la distribución de la sacudida sísmica en términos de Intensidad macrosísmica (I_{EMS}) y de *PGA*. Este mapa constituirá el punto de partida para el cálculo de los Escenarios de Movimiento Sísmico del Terreno.
5) Realización de los Escenarios de Movimiento Sísmico del Terreno (EMST) a partir del mapa de microzonación sísmica de la ciudad y de los terremotos escenario.
6) Estudiar de la vulnerabilidad sísmica de las construcciones de Granada con una metodología resultante de la revisión de las existentes. Además, completar este estudio con un muestreo de las tipologías existentes en las diferentes zonas de la ciudad que reafirme o rechace la aplicación de dicha metodología.
7) Obtener las matrices de probabilidad de daño correspondientes a los edificios analizados de la ciudad de Granada en función de la vulnerabilidad de las edificaciones y de la intensidad de la sacudida esperada en los escenarios EMST.

8) Determinar los Escenarios de Daños Sísmicos para cada uno de los terremotos escenario obteniendo el daño medio o más probable para cada edificio, así como la probabilidad de ocurrencia de cada estado o grado de daño, y representar gráficamente la distribución de los diferentes grados de daño en las edificaciones de la ciudad.

1.6 Contenidos de la Tesis

Para la realización de un escenario de daños sísmicos es imprescindible tener muy claro el nivel de detalle al que se necesita trabajar para obtener los fines adecuados. En nuestro caso, hemos creído necesaria la estimación del daño en edificios residenciales y otras construcciones ordinarias. Los edificios esenciales se han dejado para una fase posterior a esta Tesis, porque la evaluación de la vulnerabilidad de estas edificaciones tiene una metodología y un nivel de detalle muy diferentes del de las construcciones ordinarias.

El desarrollo de esta memoria se ha estructurado en 7 capítulos:

- **Capítulo 1:** Introducción al tema de los escenarios de daños sísmicos, justificación del trabajo y establecimiento de los objetivos de la Tesis Doctoral.

- **Capítulo 2:** Introducción a la estimación del movimiento del suelo y de los efectos de sitio, donde se realiza un repaso de la sismicidad, estructura y evolución de la Cuenca de Granada y de las técnicas de evaluación de los efectos de amplificación.

- **Capítulo 3**: Estimación de las características del movimiento sísmico esperado en Granada. Mediante la elaboración de Escenarios de Movimiento Sísmico del Terreno en Granada, se hace una estimación de las características del movimiento sísmico esperado para dos terremotos escenario. En este capítulo se hace una revisión, tanto de la sismicidad histórica (selección del terremoto máximo y del más probable para escenarios deterministas) como de los estudios probabilísticos realizados para la determinación de dos terremotos escenario. Se analizan los estudios realizados a nivel regional, municipal y local que caracterizan los efectos del terreno, para terminar con la evaluación de la respuesta del suelo en Granada. Se realiza una caracterización del terreno para evaluar los efectos de sitio (microzonificación sísmica) de la ciudad de Granada. Se emplean datos litológicos, geotécnicos, sismológicos, sondeos y medidas de ruido ambiental para determinar y clasificar la geología urbana superficial mediante la estimación de

Vs por una parte y, por otra, técnicas de autocorrelación espacial (SPAC) con las que, además de la estructura superficial *Vs*, se han calculado los valores de V_S^{30} y se han estimado los factores de amplificación (chequeándolos con acelerogramas). Por último, y a partir de los datos anteriores, se han elaborado los dos escenarios de movimiento sísmico deterministas que se utilizan después para la evaluación de los daños. Estos escenarios también han sido comprobados mediante técnicas probabilistas, teniendo en cuenta los estudios de peligrosidad sísmica realizados que aportan resultados para la ciudad de Granada.

- **Capítulo 4:** Comportamiento dinámico de edificios, vulnerabilidad y daños sísmicos. Definición, descripción y metodologías de evaluación de todos estos conceptos. Se analiza el comportamiento dinámico de una muestra de edificios de la ciudad de Granada a partir de medidas de ruido ambiental, determinándose el período natural de vibración (T) y el coeficiente de amortiguamiento (h). Se calcula la relación empírica el período T y el número de plantas de los edificios (N) y se ha obtenido una relación h(T) para la ciudad de Granada. Se revisan las diferentes metodologías existentes para la evaluación de la vulnerabilidad y del daño, necesarias para la elaboración de EDSs.

- **Capítulo 5:** Aplicación del Método del Índice de Vulnerabilidad a la ciudad de Granada. Se realiza una clasificación de las tipologías constructivas de Granada y se elabora la matriz de tipologías constructivas. Se asignan los Índices de Vulnerabilidad (*Iv*) a todas las edificaciones de la ciudad y se evalúan sus modificadores regionales y de comportamiento respectivos. Para obtener el índice de vulnerabilidad total primero se elabora un Sistema de Información Geográfica (SIG) de la localidad a partir de los datos suministrados por la Gerencia del Catastro de Granada y después se aplican a cada edificio los *Iv* tipológicos y todos los modificadores mencionados anteriormente. Los SIG constituyen el soporte idóneo para este tipo de estudios, ya que permiten la incorporación de distintas bases de datos, operar con ellas (incluida la actualización de las mismas), realizar estudios estadísticos y representar gráficamente los resultados entre otras muchas prestaciones. Finalmente se presentan los resultados de la vulnerabilidad de la ciudad de Granada en función del Índice de Vulnerabilidad total y también de la clase de vulnerabilidad de la EMS-98

- **Capítulo 6:** Escenarios de Daños Sísmicos de la ciudad de Granada. Se realiza el cálculo de las Funciones semi-empíricas de vulnerabilidad para las tipologías más características de Granada y de las matrices de probabilidad de daños para cada

uno de los escenarios sísmicos, así como su integración en el SIG. En estas matrices, además de la probabilidad de ocurrencia para cada grado de daño (nulo, leve, moderado, severo, extensivo y colapso), se calculan el daño probable *(μ_D)* y el daño medio *(Dm),* conceptos similares obtenidos por algoritmos diferentes. Una vez realizado el cálculo del daño, se obtienen los Escenarios de Daños Sísmicos para Granada representando gráficamente la distribución del daño para cada escenario a partir del valor de Dm. Por último se realizan una serie de análisis estadísticos del Dm y su relación con el número de plantas de los edificios o con el período constructivo de los mismos.

- **Capítulo 7**: Conclusiones más relevantes obtenidas en esta Tesis.

Capítulo 2: Estimación de los efectos de sitio

Capítulo 2: Estimación de los efectos de sitio

2.1 Introducción

La zona de estudio se encuentra sobre el área de contacto de las Zonas Internas y Externas de las Cordilleras Bético-Rifeñas, en gran parte ocultas por los materiales neógenos de la Depresión Granada. La Cordillera Bético-Rifeña representa el extremo occidental del conjunto de cadenas alpinas europeas. Se trata, junto con la parte Noroeste de la zona africana, de una región condicionada por la colisión Miocena de un bloque cortical (Dominio de Alborán) con los grandes cratones europeo y africano.

En la Cordillera Bética se distinguen las "Zonas Internas" (también denominadas Dominio de Alborán) y las "Zonas Externas" (Fig. 2.1). Las Zonas Internas están constituidas por rocas metamorfizadas fuertemente deformadas mientras que las Zonas Externas son rocas sedimentarias con una deformación moderada. Las rocas que pertenecen a las "Zonas Externas" se sitúan sobre los bordes más estables de las placas europea y africana y han sido interpretadas como unidades pertenecientes a la cobertera de ambos paleomárgenes. Las "Zonas Internas" corresponden a un dominio alóctono, trasladado hacia el oeste, que puede reconocerse en otras cadenas perimediterráneas (Kabilia, Apeninos, etc). El basamento del mar de Alborán está constituido por rocas pertenecientes a este dominio (Platt et al. 1998; Sanz de Galdeano et al. 2007).

Tradicionalmente, atendiendo a su orientación, los ***principales sistemas de fallas*** de las Béticas se han agrupado en tres conjuntos (Sanz de Galdeano, 1983; Vidal, 1986) que se pueden apreciar en la Figura 2.1:

1) El primero estaría constituido por grandes fallas alineadas en dirección EW a ENE-WSW, como las fallas paralelas a la costa de Málaga-Almería, incluyendo el Corredor de las Alpujarras o el accidente Cádiz-Alicante, subparalelo al contacto entre las Béticas internas y externas.
2) Un segundo grupo es el de las fallas que atraviesan las Béticas en dirección NNW-SSE (como p.e. las fallas de Baza y Tíscar y las que delimitan la Cuenca de Granada).

3) El tercer grupo es conjugado al anterior y está conformado por fallas de dirección NNE-SSW, que incluye fallas como las de Palomares y Carboneras.

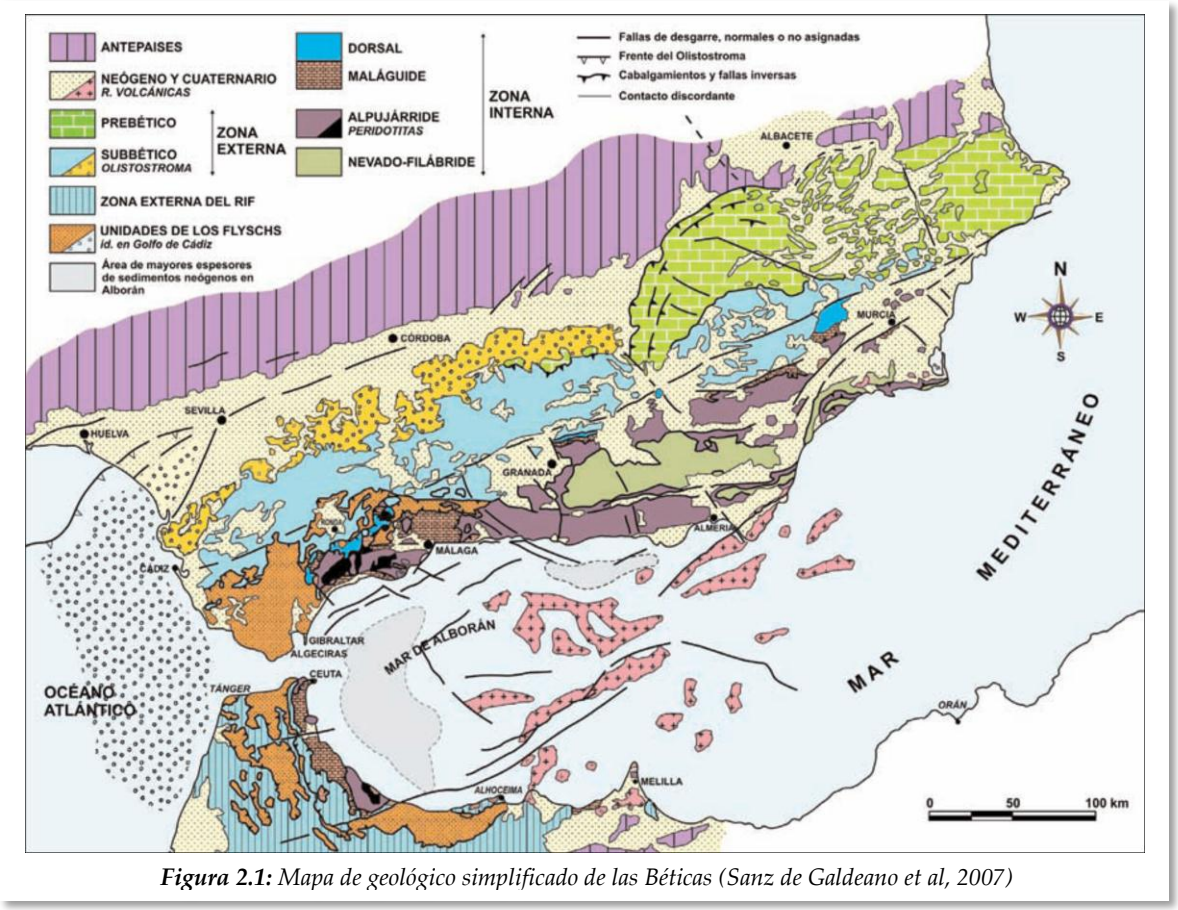


Figura 2.1: *Mapa de geológico simplificado de las Béticas (Sanz de Galdeano et al, 2007)*

2.1.1 Sismicidad de las Béticas

La región de las Béticas es, desde el punto de vista sísmico, la región más peligrosa de España. Los datos de sismicidad histórica (Vidal, 1986; Espinar y Morcillo, 1998; Vidal et al., 2010) muestran que desde el siglo XV han ocurrido dentro de las Béticas una serie de terremotos destructores, entre los que destacan los de los años 1431, 1522, 1680, 1804, 1829 y 1884, que alcanzaron una intensidad epicentral de $I_0 \geq$ IX (EMS), así como los ocurridos en 1504, 1518, 1531, 1645, 1658, 1674, 1748, 1806, que tuvieron una intensidad $I_0 \geq$ VIII.

Los estudios paleosismológicos muestran la existencia de varios sismos de magnitud moderada-alta durante el Pleistoceno Superior y el Holoceno ubicados en la parte occidental de la cuenca de Granada, (Alfaro et al., 2001) y otros de tamaño similar en el entorno de Sierra Elvira-Granada. Entre los terremotos históricos destructores, ocurridos muy cerca de Granada durante los últimos seis siglos, destacan los del 24-abril-1431 (I_0 = VIII-IX), 27-junio-1431 (I_0 = IX), 27-octubre-1806 (I_0 = VIII) (Figura 1)

(Espinar, 1999; Benito et al. 2010) y 19-abril-1956 (I_0 = VII); los dos primeros destruyeron completamente una gran cantidad de edificios e instalaciones de la ciudad, incluso daños graves en sus murallas, y los otros dos dejaron muchas estructuras afectadas. Además, una serie de terremotos cercanos como los de 1522, 1680, 1804, 1884, alcanzaron intensidades EMS I≥ VI en la ciudad y otros lejanos como los de 1755 generaron efectos geológicos, como p.e. deslizamientos, alteración de manantiales…, en el entorno cercano a la ciudad. Por otro lado, el Código Sísmico Español (NCSE-02) reconoce a Granada como la ciudad de mayor peligrosidad sísmica de España, con aceleraciones pico en roca esperadas en la ciudad de 0.23g (230 gales ó cm/s^2) para períodos de retorno de 475 años.

La actividad sísmica del sur de la Península Ibérica se puede atribuir, no sólo a las grandes fallas corticales, sino a roturas en pequeñas fallas secundarias que se distribuyen extensamente por todo el territorio (Sanz de Galdeano y López Casado, 1988) y que son la principal causa de la actividad sísmica de Andalucía. Esta sismicidad está asociada a la deformación producida por la convergencia entre las placas Africana y Euroasiática pero, a diferencia de lo que ocurre en las zonas Atlántica y Argelina, donde se puede observar un alineamiento de epicentros de terremotos que delimita el contacto entre placas, la distribución espacial de los epicentros en la región bético-rifeña es difusa, de forma que el límite de placas no puede ser trazado fácilmente (Figura 2.2). Además, la velocidad de aproximación entre las placas es relativamente baja, esto implica que la tasa de deformación es menor y que la liberación de energía sísmica (producto de la convergencia entre África y la Península Ibérica) sea por tanto también menor, generalmente mediante un gran número de terremotos pequeños y un número escaso de terremotos de magnitud moderada a grande. Así, los terremotos más probables esperados en la zona de Granada con potencialidad destructora rondan la magnitud 5.0-5,5, según lo atestiguan los análisis de desagregación de la peligrosidad sísmica en la zona (Benito et al, 2010).

La sismicidad de Andalucía (Fig. 2.2), analizada instrumentalmente, se concentra al Sur del accidente Cádiz-Alicante, aunque la relevancia sismogenética de éste sea limitada (Udías y Buforn, 1992). Se trata de terremotos en su mayoría con fuente en la corteza, si bien existe una importante actividad intermedia y profunda localizada entre Málaga y Cádiz, extendiéndose hacia el mar de Alborán en dirección NNE-SSW (Morales et al., 1997). En cuanto a la sismicidad instrumental cercana a Granada, los eventos más grandes registrados son, por lo genera,l de baja magnitud (Mw ≤ 5,5), por ejemplo, los de 1911, 1918, 1955, 1956 y 1979 (I_0 = VII y M_L ~ 5,0), a excepción de la actividad sísmica muy profunda, con terremotos a 630-650 km como los de 1954 (Mw = 7.9) (Morales et al, 1997) y 2010 (Mw = 6,3) (Alguacil et al 2011).

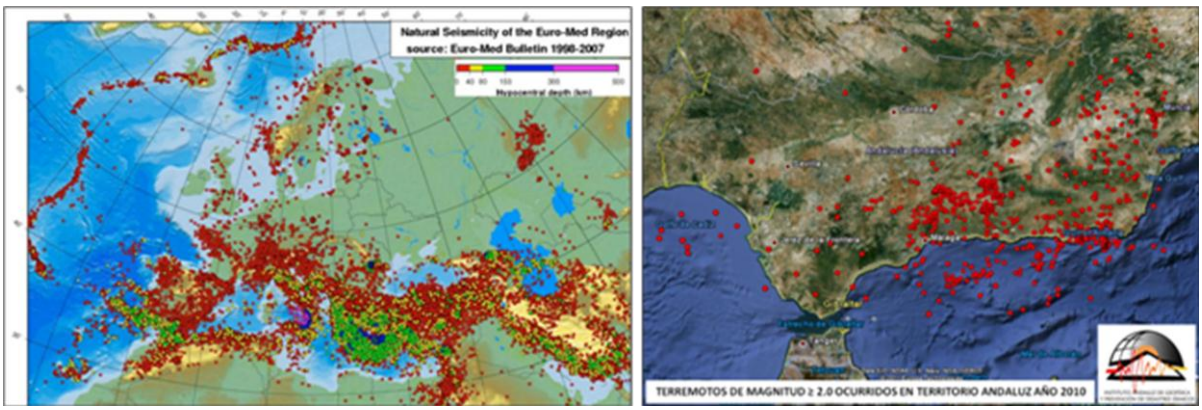


Figura 2.2: *Izq. Distribución hipocentral de la sismicidad en Europa, período 1998- 2007 (Euro-Med bulletin). Dcha. Distribución epicentral de la sismicidad en Andalucía en 2010 (IAGPDS)*

2.2 La cuenca de Granada.

La ciudad de Granada está situada en el borde nororiental de la Cuenca de Granada. Se trata de una cuenca neógena situada en el sector central de la Cordillera Bética que tiene una longitud máxima de unos 65 km de este a oeste y de unos 40 km de norte a sur (Sanz de Galdeano et al., 2011) (Fig. 2.3) y que ha sufrido un hundimiento continuo, en su sector central, entre el Mioceno Superior y el Cuaternario, en condiciones marinas entre 6/7 - 11Ma y en condiciones continentales hasta hace aproximadamente 0,5Ma. El relleno sedimentario alcanza los 2,5 km de espesor (Rodríguez Fernández y Sanz de Galdeano, 2006), siendo los sedimentos más antiguos: conglomerados, calcarenitas y margas depositadas en ambientes marinos durante el Tortoniense inferior (9-10 Ma) y que continúan hasta el Tortoniense superior (>7,5 Ma) (Rodríguez Fernández et al., 1989). Durante el Messiniense (6-7 Ma) la cuenca queda aislada de otras unidades

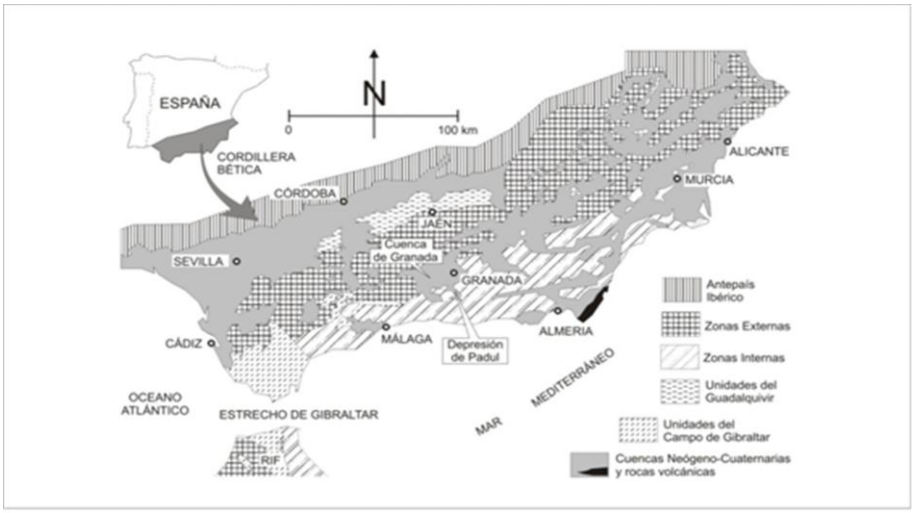


Figura 2.3: *Situación de la cuenca de Granada en las Cordilleras Béticas (Viseras et al 2001)*

que la rodean (por ejemplo, el Mar de Alborán), evolucionando más tarde a ambientes continentales conservando la paleogeografía. En esta fase, el relleno continental lo forman conglomerados, limolitas, areniscas y calizas, depositadas en la parte central de la cuenca, drenada por los ríos de las montañas circundantes y con ambientes lacustres.

El relleno sedimentario de la cuenca de Granada es, en su mayoría, contemporáneo a la actividad sísmica de las fallas que limitan la cuenca (Figura 2.4), que han influenciado la arquitectura estratigráfica de la cuenca. Son fundamentalmente tres los juegos de fallas que afectan, y a la vez conforman, la cuenca de Granada (Fig. 2.5). El más antiguo tiene direcciones que oscilan entre N60º y N100º (E-O en general), mientras que los otros dos son de dirección NO-SE y N-S a NE-SO.

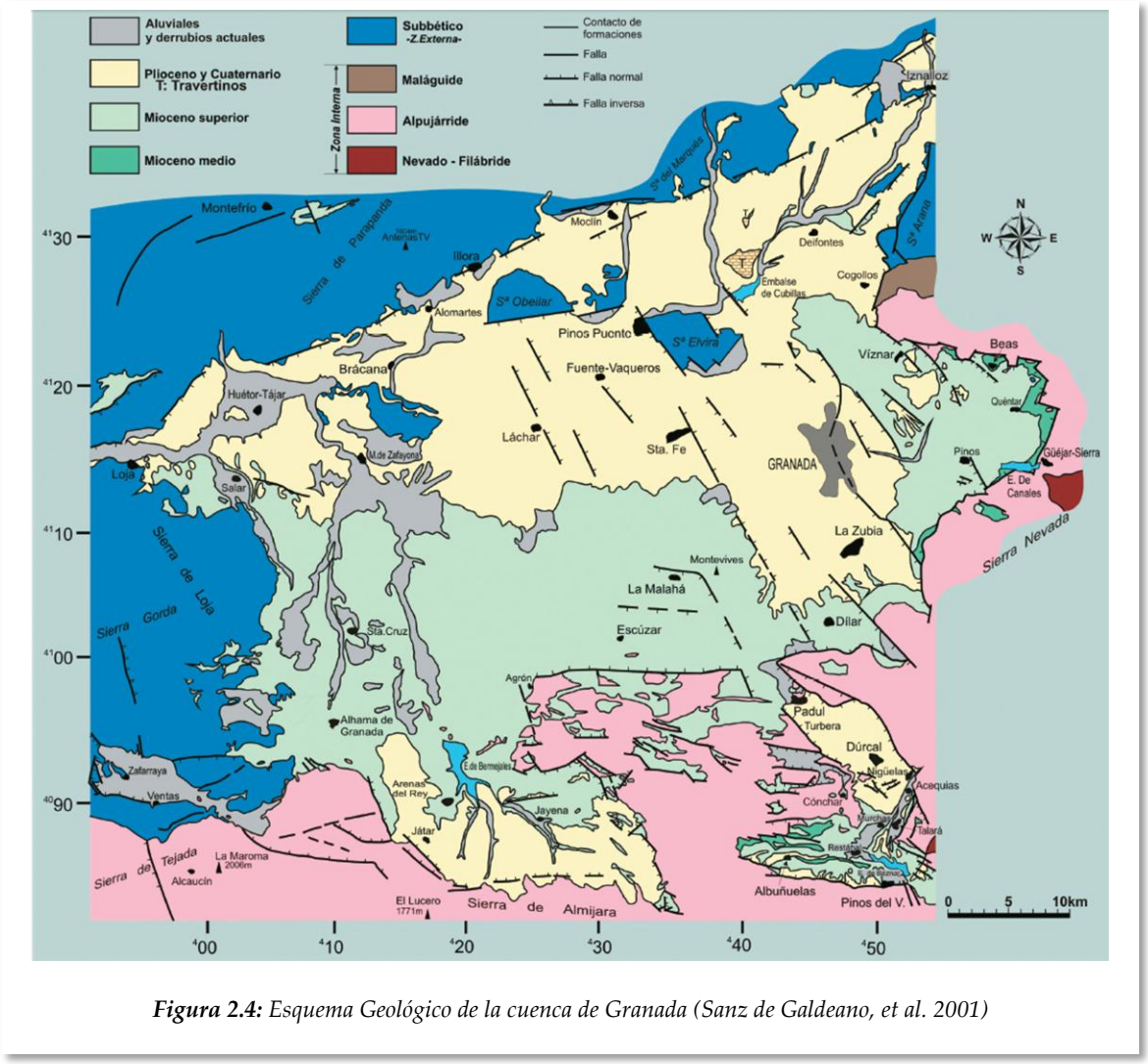


Figura 2.4: *Esquema Geológico de la cuenca de Granada (Sanz de Galdeano, et al. 2001)*

El borde norte de la cuenca corresponde a un largo conjunto de fallas de dirección N60-70E que forma parte del conjunto de fallas que se alinean de Cádiz a Alicante (Sanz de Galdeano, 1983). Por el sur existen varias fallas con direcciones prácticamente E-O. Las más importantes son las que vienen del corredor de las Alpujarras y que por el valle de Lecrín entran en la cuenca de Granada. Son fallas que, en conjunto, tienen casi 100 km de longitud, si bien se encuentran divididas en numerosos segmentos.

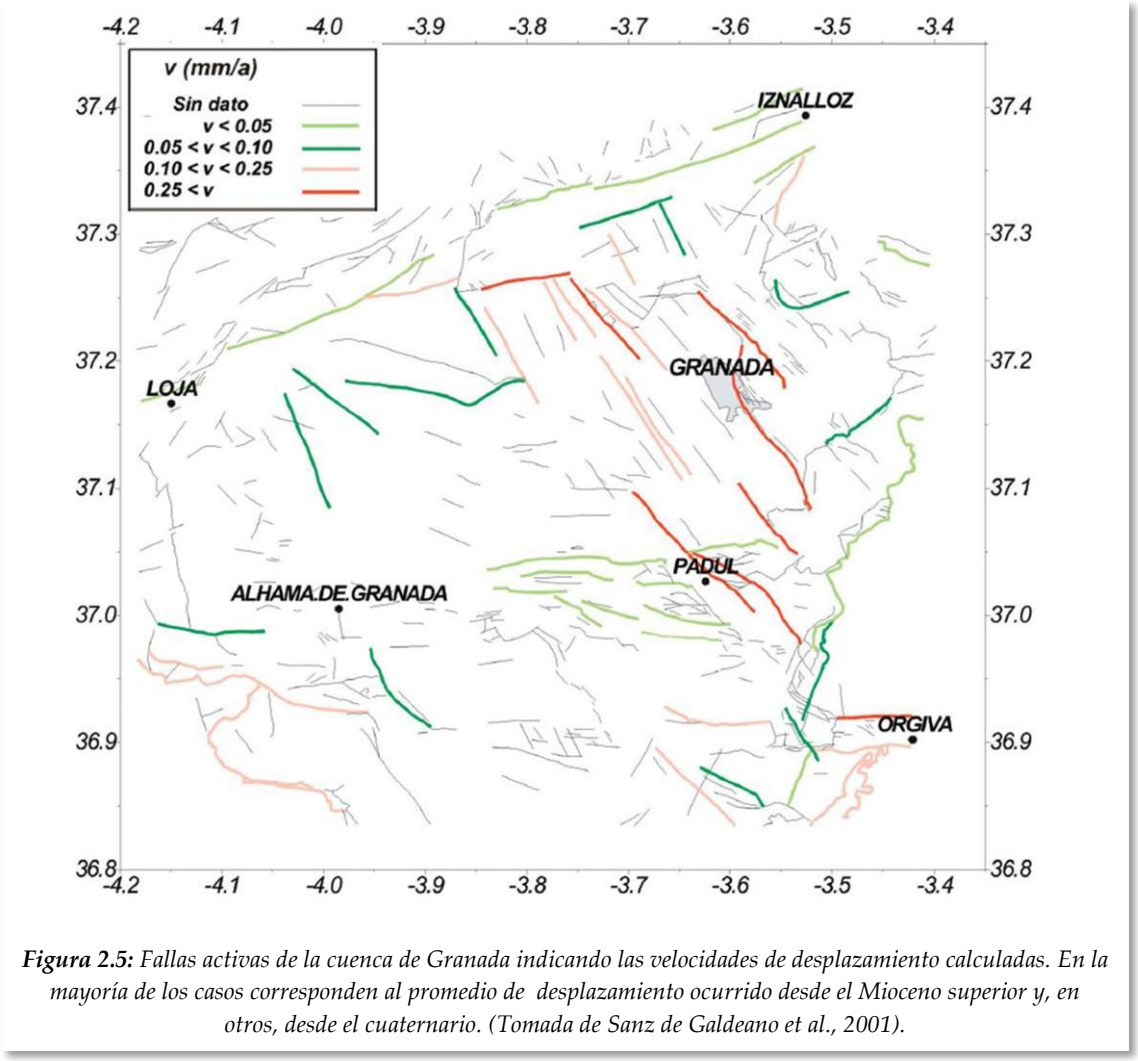


Figura 2.5: *Fallas activas de la cuenca de Granada indicando las velocidades de desplazamiento calculadas. En la mayoría de los casos corresponden al promedio de desplazamiento ocurrido desde el Mioceno superior y, en otros, desde el cuaternario. (Tomada de Sanz de Galdeano et al., 2001).*

Estas fallas continúan por el borde sur de la cuenca de Granada, por el área de Jayena a Zafarraya. Su salto vertical es importante, del orden de 2500 o más metros en el borde norte del corredor de las Alpujarras, mientras que en el sector del sur de la cuenca de Granada (sector de Játar-Jayena) es superior a 1100 m (Sanz de Galdeano, 2001). Existen otras fallas de dirección E-O, situadas más al interior de la cuenca de Granada, entre las localidades de Padul y Alhama de Granada, al S de Escúzar. Estas se muestran actualmente como fallas normales, con saltos que oscilan entre la decena de metros a unos 200 m, afectando a materiales del Mioceno superior (Sanz de Galdeano, 2001).

De los otros dos juegos de fallas, el de dirección NO-SE es el mejor representado (Fig.2.5). Estas fallas se observan particularmente bien desde el sector de Sierra Elvira hacia el sur, pasando por la ciudad de Granada y llegando más al sur hasta El Padul e incluso hasta el río Guadalfeo, al norte de Vélez de Benaudalla, donde en parte rotan y se adaptan a las fallas del corredor de las Alpujarras (Sanz de Galdeano y López-Garrido, 2000). Desde el punto de vista geológico, la mayoría de ellas son activas y muestran saltos que afectan a materiales pleistocenos, como es el caso de las fallas de Padul, Dílar, Granada, El Fargue y Sierra Elvira (Sanz de Galdeano et al. 2003). El área de Sierra Elvira y Granada presenta una gran actividad sísmica, posiblemente la mayor de la cuenca. Estas fallas normales, en su mayoría con buzamiento hacia el SW, producen grandes escalones en el relieve. Por ejemplo, el escalón topográfico existente entre el Llano de la Perdiz y la colina de la Alhambra está relacionado con una de estas fallas, y muestra la continuidad con el situado entre el Cerro de San Miguel y el barrio del Albaicín.

Las fallas de dirección N-S a NE-SO se observan preferentemente en el borde occidental de Sierra Nevada, haciendo el límite con la cuenca de Granada. Continúan hasta la costa y determinan el límite occidental de Sierra Nevada (Sanz de Galdeano y López-Garrido, 2000). Son fallas normales, en muchos casos con componente de desgarre sinistrorso, a veces predominante.

En el sector oriental de la cuenca de Granada, borde occidental de Sierra Nevada, el desplazamiento vertical es muy importante y está relacionado con el movimiento de las fallas N-S a NE-SO y con las NO-SE. La altura máxima de Sierra Nevada (el pico Mulhacén) alcanza 3482 m y se sitúa cerca de su borde occidental. Si se compara esta altura con la profundidad del basamento en los sectores más hundidos (depocentros de la cuenca), la cifra de unos 5000 m de desplazamiento vertical resulta conservadora, aún sin tener en cuenta lo que se ha erosionado Sierra Nevada (Sanz de Galdeano y López-Garrido, 2000). Estos valores están referidos al salto total vertical que hay que atribuir al conjunto de fallas del borde occidental de Sierra Nevada y a otras del interior de la cuenca, no a una sola falla concreta.

La inclinación hacia el norte de los sedimentos neógenos de la cuenca está acompañada de un desplazamiento de depocentros Cuaternarios, que se hunden junto al borde norte de la cuenca a lo largo de las estructuras orientadas NW-SE durante el Holoceno (Reicherter, 2001). Los depocentros de la llanura de Granada, Cubillas y Santafé, acumulan depósitos sedimentarios de unos 3 km de espesor (Morales et al, 1993) con una importante presencia de depósitos Holocenos superficiales (por encima de los 200 m de espesor).

Los relieves actuales de Sierra Nevada se han formado prácticamente desde el Mioceno superior a la actualidad, tal como señalaron Sanz de Galdeano y López-Garrido (1999). Además del enorme desplazamiento vertical del borde oriental de la cuenca de Granada, existen cinco sectores muy subsidentes detectados mediante perfiles sísmicos (Morales et al, 1990; Rodríguez-Fernández y Sanz de Galdeano, 2001), que son verdaderos agujeros o depocentros dentro de la cuenca. Son los de Cubillas (al este de Sierra Elvira), el de Pinos-Puente (al oeste de Sierra Elvira, el de Granada (al sur de Sierra Elvira) (Fig. 2.6), el de Arenas del Rey (en el borde sur de la cuenca) y el del sector de Padul-Dúrcal, al este de la cuenca. Todos ellos están controlados por los movimientos casi verticales de las fallas NO-SE, salvo el de Arenas del Rey cuyo control es sobre todo debido a los movimientos de las fallas E-O.

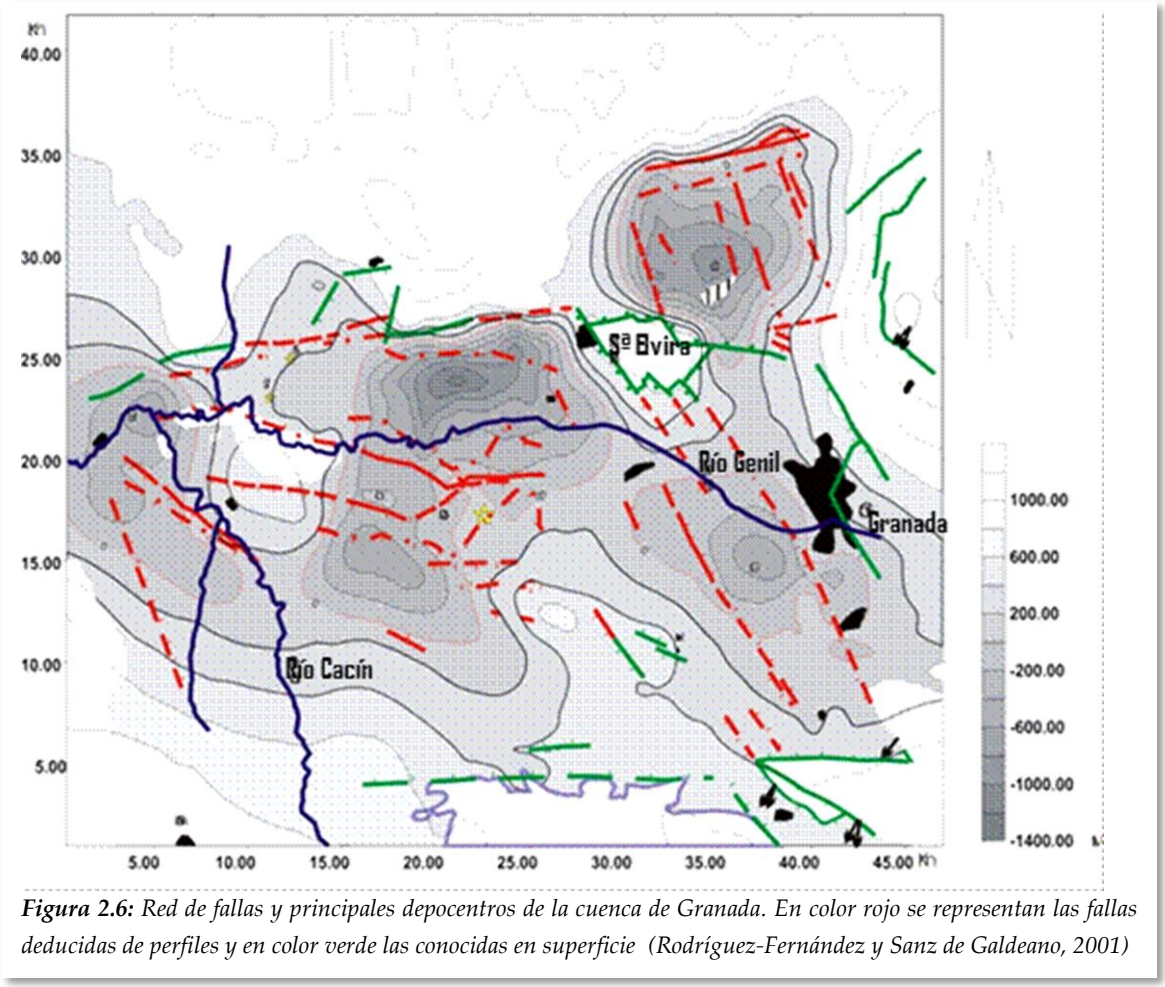


Figura 2.6: *Red de fallas y principales depocentros de la cuenca de Granada. En color rojo se representan las fallas deducidas de perfiles y en color verde las conocidas en superficie (Rodríguez-Fernández y Sanz de Galdeano, 2001)*

El sector de Pinos Puente en particular tiene una enorme subsidencia, de manera que las calcarenitas tortonienses se encuentran en algunos puntos a profundidades del orden de 1200m bajo el actual nivel del mar (Rodríguez-Fernández y Sanz de Galdeano, 2006) (la altitud del sector es del orden de 550m s.n.m.). Esto ha motivado, dado que la subsidencia se produjo a lo largo del Mioceno superior y del Plioceno y Cuaternario, que

los espesores, particularmente del Plio-Cuaternario, sean muy grandes. Este sector y el de Cubillas han constituido una verdadera trampa para los sedimentos.

El sector de Padul corresponde a una fosa tectónica asimétrica, de manera que la falla del borde oriental presenta valores de salto vertical muy grandes (del orden de centenares de metros, llegando casi a 1000 m en algún sector) y el cúmulo de sedimentos es más potente en ese borde. Esta zona deprimida se continúa hacia el sur, en el valle de Lecrín, donde las fallas NO-SE se cruzan con las E-O.

El sector de Arenas del Rey corresponde a una zona alargada según la dirección E-O y ha sido asiento de los mayores espesores de sedimentos del Plio-Cuaternario del borde sur de la cuenca. Coincide con la situación aproximada de la zona epicentral del terremoto de Andalucía (25-12-1884).

2.3 Influencia de la geología superficial en la peligrosidad sísmica: efectos de sitio

Los estudios tradicionales de peligrosidad sísmica se realizan en roca y no tienen en cuenta la influencia de la geología superficial en el movimiento del terreno. Las condiciones geológico-geotécnicas, hidrológicas y topográficas del terreno son las que, al modificar la señal sísmica, controlan el grado y la distribución de la intensidad y por tanto del daño sísmico. Gracias al estudio de los terremotos que han afectado zonas urbanas, se ha comprobado que existe una amplificación de las ondas sísmicas (en un rango de frecuencias) en terrenos blandos, sobre todo en casos de gran potencia, en relación a las registradas en roca dura, fenómeno conocido como ***efecto local ó de sitio*** (Fig.2.7). La presencia de terrenos blandos implica un incremento de los valores máximos del movimiento en términos de aceleración, velocidad y desplaza-miento (PGA, PGV, PGD), una variación en los valores alcanzados de estos parámetros en diferentes rangos de frecuencias, y también un aumento en la duración de la sacudida sísmica (SISMOSAN, 2007). Así, las variaciones locales de las condiciones del suelo, y por tanto de las características dinámicas del terreno, pueden conducir a diferencias espaciales de la intensidad y pueden tener una influencia notable en el nivel del daños, incluso para terremotos moderados (Navarro et al., 2000; Feriche et al., 2006).

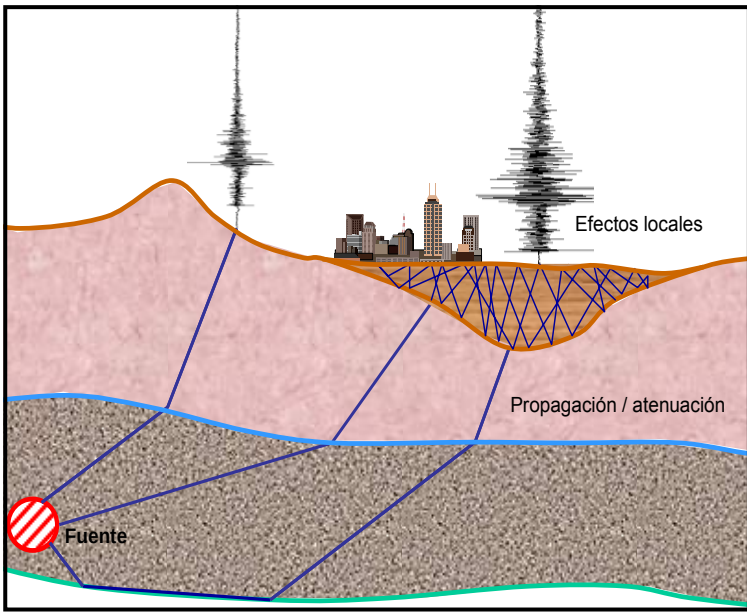


Figura 2.7*: Esquema representativo de la propagación de las ondas sísmicas desde la fuente a la superficie y de los efectos locales o de sitio.*

Los efectos de amplificación de la señal sísmica pueden deberse a dos mecanismos diferentes de amplificación: ***la amplificación geométrica y la amplificación dinámica***. La primera está relacionada con el contraste de impedancia entre suelo y basamento (Ec. 1) que produce el atrapamiento de energía en las capas del suelo, influyendo así en el aumento de la amplitud de las ondas, en el contenido frecuencial de la señal y en la prolongación de la duración de la sacudida (Sánchez-Sesma, 1987). El contraste de impedancias es mayor cuando los materiales del relleno sedimentario son más jóvenes y menos consolidados, lo que provoca un incremento de amplificación de la señal sísmica. Además, el atrapamiento de las ondas sísmicas dentro de un nivel con baja impedancia provoca la amplificación de las frecuencias características. La velocidad de las ondas sísmicas S es mucho menor en el depósito sedimentario que en el sustrato rocoso duro y cristalino (*bed rock)* sobre el que está situado, generando así un gran contraste de impedancias. Los depósitos sedimentarios se comportan como filtros para la energía de alta frecuencia (o corto período) y esa amplificación en el rango de las bajas frecuencias puede causar daño potencial a estructuras que tienen frecuencias naturales bajas, como por ejemplo edificios altos, puentes, etc. El contraste de impedancias se expresa como:

$$I_C = \frac{\rho_b \,.\, v_b}{\rho_b \,.\, v_s} \quad \text{con } v_b > v_s \qquad (2\text{-}1)$$

donde el subíndice b se refiere a "*bedrock*" o substrato rocoso y s se refiere al nivel sedimentario, ρ es la densidad y v es la velocidad de las ondas sísmicas. Cuando una onda elástica se propaga a través de un material, el flujo de energía transmitida (definido por $\rho_i.v_i$) permanece constante y, en consecuencia, se produce un incremento de las amplitudes del movimiento del suelo en materiales con baja velocidad de propagación (terrenos blandos) debido a la brusca disminución de la velocidad.

La amplificación dinámica también se conoce como **efecto de resonancia** y considera la diferencia entre la frecuencia de las ondas sísmicas y la frecuencia natural (f_n) del depósito sedimentario. Una estimación empírica de la f_n del depósito (Ec. 2) es:

$$f_n = \frac{v_S}{4H} \tag{2-2}$$

donde v_S es la velocidad de la onda sísmica S en m/s, ***H*** es la potencia del sedimento en m y f_n es la frecuencia natural del depósito sedimentario en Hz. Si la frecuencia de la onda está próxima a la frecuencia natural del sustrato sedimentario se produce una amplificación del movimiento del suelo al incrementarse significativamente la amplitud.

Visto esto, podemos afirmar que el parámetro más importante que condiciona la amplificación de las sacudidas sísmicas en un lugar es la ***velocidad de las ondas de cizalla (Vs)*** de las capas más superficiales del terreno (Tiedemann, 1992). La velocidad de las ondas S es un factor que se utiliza como índice de resistencia, densidad y compactación, y ha sido uno de los factores más estudiados en los últimos años, comprobándose que la variación en los valores de la respuesta sísmica local estaba en muchos casos asociada a variaciones laterales de la velocidad de las ondas de cizalla en la superficie (Zaré et al, 1999, Álvarez-Rubio et al, 2004).

Todo esto hace que sean imprescindibles estudios específicos que tengan en cuenta los efectos locales y la influencia que tendrán en el comportamiento dinámico de las estructuras allí construidas, además de las características de las mismas. Esta necesidad se ha visto reflejada en los últimos años mediante una gran proliferación de trabajos que han descrito cómo las propiedades físicas de los materiales geológicos bajo el lugar de registro modifican significativamente el contenido espectral del movimiento del suelo registrado en ese lugar. Se ha comprobado que el movimiento del suelo durante un terremoto puede ser amplificado por las condiciones locales del terreno (p.e., Aki, 1993; Bard, 1999) y son muchos los ejemplos de terremotos destructores donde la geología superficial de un área urbana ha influido notablemente en el nivel de la sacudida sísmica, amplificando ciertos rangos de frecuencias (Seed et al., 1985; Towhaka y Roteix, 1988; Okada et al, 1991; Field, 1996). Así, la distribución de los daños ocasionados por un terremoto en un lugar está fuertemente influenciada por las características dinámicas del suelo, sobre todo en el rango de periodos que coincide con el periodo de vibración de las estructuras dañadas (Navarro et al., 2000, 2005, 2007).

Como ejemplos claros de esta relación amplificación-geología superficial, se pueden destacar, tanto el terremoto de San Francisco de 1906, cuyos efectos fueron primeramente valorados por Wood (1908) quien observó la íntima relación que existía entre los daños y la geología superficial, como el terremoto de Caracas del 29 de Julio de

1967, donde las zonas más afectadas estaban directamente relacionadas con características de la geología superficial (p.e. espesor del aluvial cuaternario). Pero el ejemplo clásico de ello es el terremoto de México de 1985, de magnitud Ms = 8.0 que provocó la muerte a más de 10.000 personas (algunas fuentes las cifran en 35.000) y destruyó casi un millar de edificios. Este terremoto no provocó daños graves en la zona epicentral, pero sí en puntos situados sobre los sedimentos lacustres de Ciudad de México (Figura 2.8, a), a unos 400km, que sufrieron amplificaciones espectrales de hasta 50 veces en la banda 0.2 – 0.7 Hz (Singh et al., 1988; Shapiro et al., 2001 han investigado la composición del campo de ondas en esta zona lacustre).

Otros casos paradigmáticos de terremotos con efectos de sitio notables son el terremoto de Spitak (Armenia) del 7 de diciembre de 1988 y Ms = 6.8 (Figura 2.8, b), con amplificaciones de hasta 30 veces en la banda 0.4-2Hz (Borcherdt et al., 1989); el de Loma Prieta (Figura 2.8, c), del 17 de octubre de 1989 y Ms=7.1, (Borcherdt, 1990); el de Northridge (California) del 17 de enero de 1994 y Ms = 6.7 (Teng and Aki, 1996), que pasa por ser el más costoso en la historia de Estados Unidos, o en el terremoto de Kobe de 1995 (Figura 2.8, d), de Ms = 6.8 (Toki et al. 1995). En este último caso, se ha sugerido que la variación espacial de intensidad puede atribuirse a los efectos de borde de cuenca.

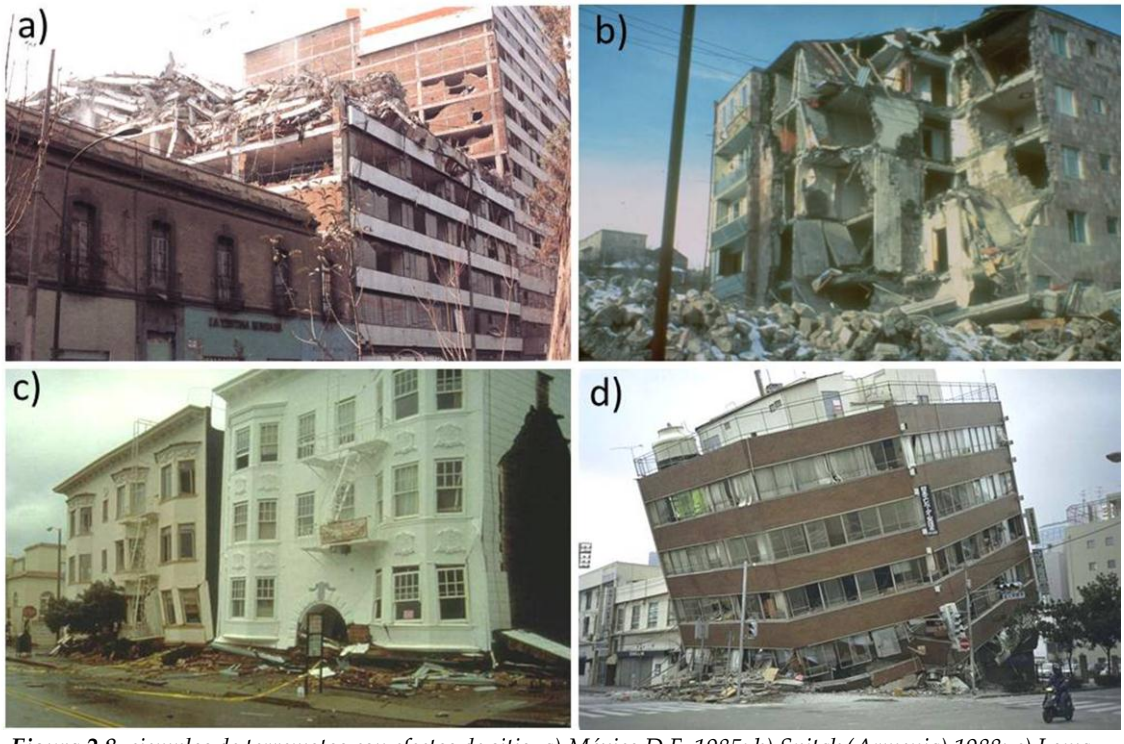


Figura 2.8: *ejemplos de terremotos con efectos de sitio, a) México D.F. 1985; b) Spitak (Armenia) 1988; c) Loma Prieta (California-USA), 1989 y d) Kobe (Japón), 1995.*

Recientemente, el análisis de los terremotos de 1993 y de 1994, con magnitudes 5.0 y 4.9 respectivamente y con una intensidad máxima en Adra (Almería) entre VI y VII,

escala EMS-98 (datos del IAGPDS, 1994), los terremotos principales de las series sísmicas de Mula (1999), Bullas (2002) y Lorca (2005, 2011) en la región de Murcia y los terremotos de Alhucemas (Marruecos) de 1994 y 2004, han puesto de manifiesto que cada uno de estos terremotos afectaron de manera diferente a zonas urbanas muy próximas y que la geología superficial (y también la topografía, en algún caso) han influido en la desigual respuesta del movimiento del suelo observándose que las zonas que sufrieron daños más importantes en estructuras de hormigón armado estaban ubicadas sobre terrenos aluviales poco consolidados, cuyo período predominante era similar al período natural de las estructuras dañadas (Vidal et al., 1996; Navarro et al., 2000, 2012; Vidal et al 2007, 2012; Feriche et al., 2012).

Tal es la importancia de la influencia del suelo en la modificación de las características de la acción sísmica, que entre las mejoras introducidas recientemente en los códigos sísmicos de construcción, tanto nacionales como europeos, figuran la inclusión de nuevos tipos de suelos y la de parámetros ligados a la amplificación sísmica debido a ellos, tal y como refleja, por ejemplo, la Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02) y el Eurocódigo 8 (2004).

2.4 Técnicas de caracterización de la respuesta local

Como los efectos de sitio dependen en gran medida de las propiedades locales del suelo (García Jerez, 2010), que pueden ser muy variables incluso a escala urbana, su evaluación detallada necesita de métodos fiables y, a ser posible, de bajo coste económico que permitan encontrar la estructura del suelo en un punto dado o, al menos, características de su respuesta ante las ondas sísmicas (función de transferencia). Los efectos de sitio pueden llegar a tener gran influencia en el impacto de las sacudidas sísmicas, ya que la mayoría de las grandes ciudades están situadas sobre estructuras sedimentarias que pueden provocar una significativa amplificación de las ondas sísmicas (p. e. Murphy and Shah 1988).

Existen numerosos casos en los que no hay instrumentación para realizar las medidas necesarias de caracterización de la respuesta local, como es el caso de los sismos históricos, en los que es necesario utilizar técnicas más simples de análisis. A continuación se hace una revisión de las técnicas existentes, desde las más sencillas hasta las más sofisticadas:

2.4.1. Observaciones Macrosísmicas:

Tanto la sismicidad histórica como la actual pueden aportar mucha información acerca de los fenómenos de amplificación o de atenuación a través del estudio de los datos macrosísmicos: esto es, datos sobre efectos que los terremotos producen sobre el terreno, las construcciones, infraestructura y población, mediante evaluaciones *in situ* o a través de encuestas (en el caso de terremotos actuales), o bien mediante informes, tasaciones, relatos, códices, cartas, decretos, ilustraciones, etc. en el caso de sismos históricos, estimando las diferentes intensidades en cada lugar y reflejándolos en detallados mapas de isosistas o de intensidades y fenómenos inducidos por las sacudidas (licuefacción, asentamientos, deslizamientos, grietas en el suelo, etc.). Los mapas de isosistas resultantes proporcionan información muy valiosa sobre la distribución de la sacudida del suelo así como permiten identificar el efecto de la geología superficial en la intensidad de la sacudida (Figura 2.9).



Figura 2.9: *Mapa de isosistas en el que se pueden apreciar efectos de amplificación de la sacudida en el valle del Guadalquivir (Terremoto del 12-2-2007. Mw= 6.2. Base de datos Macrosísmicos del IAGPDS)*

La distribución de las líneas isosistas también indica la proporción en la que la intensidad de la sacudida disminuye con la distancia, proporcionándonos datos sobre las

características atenuativas del medio de propagación en esa región[1]. El estudio pormenorizado de la distribución de la intensidad en una región determinada para diferentes fuentes sísmicas es de utilidad para estudios de evaluación de la peligrosidad sísmica ya que permite obtener empíricamente la atenuación regional del movimiento sísmico con la distancia (Reiter, 1991, Benito y Jiménez, 1999) y también detectar donde existen fenómenos de amplificación local que puedan analizarse con técnicas actuales. El estudio de datos macrosísmicos se suele realizar para sismos históricos (para suplir la ausencia de instrumentación o de escasez de registros de sismos de cierta relevancia), y también con sismos recientes cuando la instrumentación es insuficiente o con distribución muy irregular.

- **Sismos históricos,** mediante informes, tasaciones, códices, relatos, cartas, edictos, prensa, libros y tradición oral, (entre otros): p.e. descripción del tsunami y de los efectos del terremoto del 1-11-1755 (Martínez Solares, 2001), efectos del terremoto de Alhama de Granada del 25-12-1884 (IGN, 1980), de los terremotos ocurridos en Granada durante los siglos XV-XVI (Espinar et al, 1994), efectos de los terremotos de la edad media en el patrimonio histórico (Bretón, 1997), etc. De toda esta información se pueden obtener datos relacionados con efectos de sitio, localización de deslizamientos, zonas susceptibles de sufrir inundaciones por tsunamis, etc. y con la atenuación de la intensidad Un buen estudio de peligrosidad requiere un conocimiento exhaustivo de la sismicidad histórica.

- **Sismos recientes** (efectos en el terreno, en construcciones y en obras civiles): Se puede analizar la distribución de la intensidad a partir de los daños en terremotos destructores, detectando además efectos de licuefacción (p.e. Niigata1964, Alaska 1964, Kobe 1995, Christchurch 2011), efectos de sitio (p.e. México D.F. 1985, Kobe 1995), deslizamiento de tierras (p.e El Salvador 2001, Haití, 2010), etc. Es la mejor forma de recopilar información sobre la modificación de las características de la sacudida en un área extensa. Además, en el caso de disponer de gran cantidad de registros instrumentales, los parámetros del movimiento del suelo obtenidos a partir de ellos se pueden correlacionar empíricamente con los datos macrosísmicos, pudiendo así estimar parámetros del movimiento útiles en ingeniería (PGA, PGV, etc.) también a partir de sismos históricos. Estas correlaciones son utilizables en los estudios de microzonación y de peligrosidad sísmica.

[1] Por ejemplo, para un terremoto no profundo, las líneas isosistas muy próximas suelen indicar un medio con una alta atenuación, mientras que líneas isosistas muy separadas indican que el medio es muy buen propagador de la energía y por tanto muy mal atenuador de la misma. En el caso de terremotos con foco profundo las líneas isosistas están también muy separadas e irregulares.

2.4.2 Métodos Cartográficos:

Mediante el análisis de la cartografía topográfica y geológica, sobre todo en formato digital, se puede obtener una valiosa información para predecir, mediante la aplicación de correlaciones empíricas con programas informáticos adecuados, el comportamiento del terreno ante excitaciones sísmicas en función de las características del terreno:

Estimaciones a partir de datos topográficos:

A partir de la cartografía topográfica podemos obtener y/o calcular pendientes y potencial de deslizamientos, avalanchas y taludes. Nos ayuda a detectar, tanto las cuencas o valles en los que pueden aparecer "efectos de sitio" (p.e. terremoto de México de 1985), como las zonas altas en cuya cumbre puede haber amplificación de la aceleración de la sacudida (terremoto de Molisse de 2002- EERI, 2003). El estudio de las curvas de nivel mediante Sistemas de Información Geográfica (SIG) permite obtener modelos del terreno en 3 dimensiones que, ponderados adecuadamente con cartografía geológica y grado de compactación del terreno se convertirían en mapas de zonas susceptibles de sufrir deslizamientos de tierra a determinados valores de intensidad del movimiento del terreno.

Estimaciones a partir de datos geológicos:

Mediante la cartografía geológica se puede realizar una estimación local de las variaciones de las características de la sacudida en función de los materiales geológicos y de su grado de compactación. Tiedemann (1992) propuso una forma rápida pero aproximada de ver el efecto amplificador de terrenos sueltos suprayacentes de espesor considerable clasificando los suelos en familias de propiedades similares ante la excitación dinámica, según la experiencia obtenida en un gran número de terremotos pasados. Consideró que los suelos muy blandos podían incrementar la intensidad hasta 2 grados, los saturados hasta 3 grados y las zonas lacustres, de escombreras, de derrubios y pantanosas de 3 a 4 grados (Tabla 2.1). En la Figura 2.10 se representa una correlación aproximada entre la velocidad de las ondas S *(βs)* y la amplificación aproximada de la sacudida y de la intensidad (MM) con respecto a la correspondiente para terreno duro.

Tabla 2.1: *Incremento de la intensidad MM en función de los distintos tipos de suelos. Tiedemann, 1992*

TIPO DE SUBSUELO	INCREMENTO DE LA INTENSIDAD (MM)
Cuarcitas, Granitos, esquistos y otros tipos de rocas homogéneas duras.	**0 grados**
Areniscas, conglomerados, gneises, basaltos….	**1-2 grados**
Aluviales secos	**2 grados**
Aluviales saturados, cenizas volcánicas	**3 grados**
Rellenos artificiales, tierras pantanosas, zonas lacustres…	**3-4 grados**

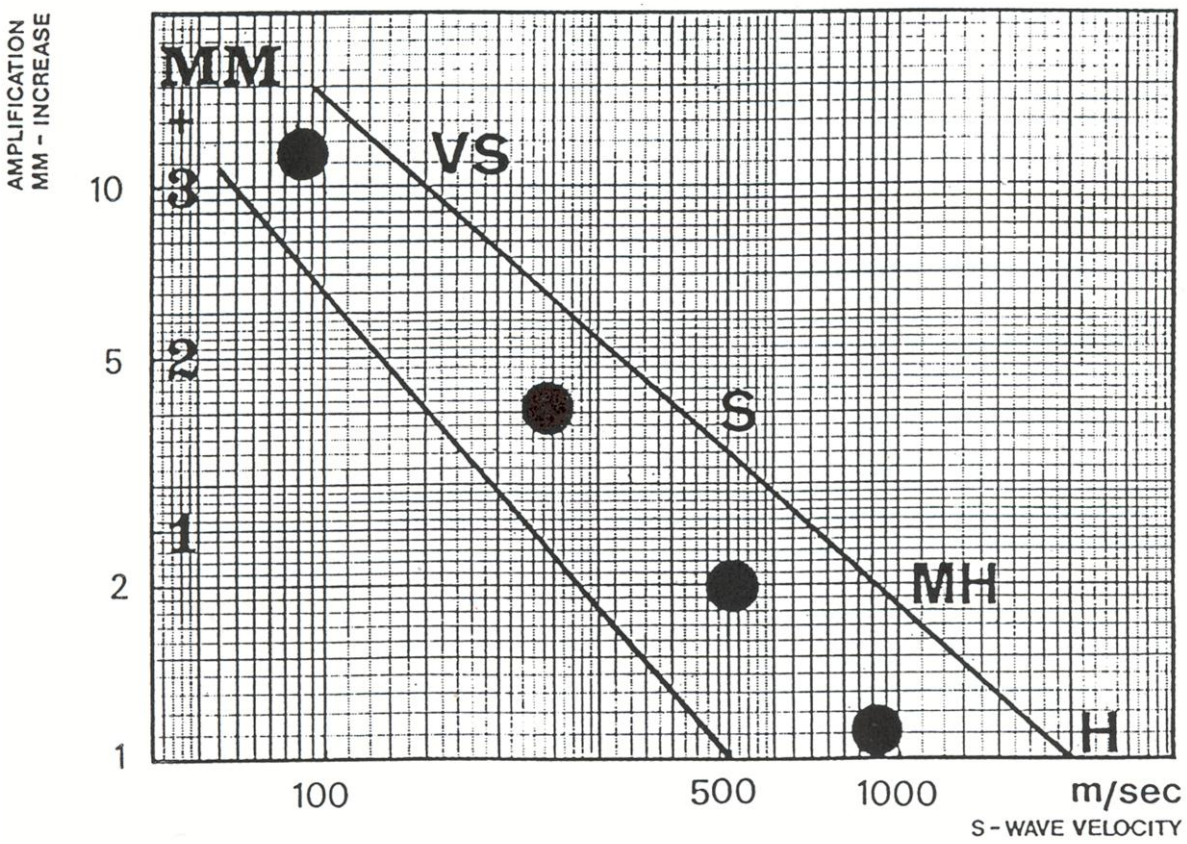


Figura 2.10: *Correlación aproximada entre la dureza de los suelos, la velocidad de ondas de cizalla de los sismos β_s el incremento de la intensidad (MM) y el factor de amplificación aproximada de la aceleración espectral del terreno respecto a la del terreno duro. Las envolventes indican el rango aproximado de variación. Los terrenos se clasifican según su dureza general en: H = Duros (roca homogénea), MH = Medio-duros (rocas blandas y depósitos aluviales secos compactados), S = Blandos (depósitos aluviales con poca agua) y VS = Muy Blandos (rellenos y depósitos aluviales blandos con la capa freática cercana a la superficie), (Tiedemann, 1992).*

2.4.3 Métodos Sísmicos:

Estos métodos utilizan las señales sísmicas para clasificar u obtener la estructura del suelo en función de sus propiedades físicas o la respuesta de la misma. Tratan de identificar las frecuencias predominantes del suelo y de cuantificar la amplificación de la señal sísmica, puesto que constituyen algunos de los principales intereses en ingeniería sísmica.

Para conseguir estas metas se recurre a métodos empíricos, como la técnica de Nakamura y a métodos de resolución numérica de la respuesta de una estructura superficial conocida, para determinar las propiedades más relevantes de los efectos sísmicos locales. Entre los métodos empíricos más utilizados en la caracterización de la respuesta del suelo o en su clasificación para su aplicación a estudios de microzonación destacan los siguientes:

Método de las Razones Espectrales de Terremotos y/o Explosiones.

Para evaluar el efecto de sitio en un punto situado en una estructura sedimentaria sin conocimiento previo de la geometría y propiedades elásticas de ésta, la forma más sencilla es la comparación entre registros sísmicos de un mismo evento en el punto de estudio y en el basamento (o en un afloramiento rocoso suficientemente cercano). La metodología consiste en calcular el cociente (función de transferencia) entre las amplitudes de los espectros de Fourier en estaciones ubicadas en sedimentos (habitualmente se usan las componentes horizontales) y las correspondientes a la estación de referencia en roca (Borcherdt, 1970). ***Esta función de transferencia nos informa de las frecuencias en las que el movimiento del suelo sufre amplificación y de los factores de amplificación asociados a cada frecuencia*** (Singh et al., 1988; Morales et al, 1992).

El período dominante del terreno se puede determinar a partir de las velocidades de cizalla de las ondas SH (Vs) ó conociendo el espesor de la capa, H (2). Esta metodología utiliza, tanto los movimientos débiles del terreno (explosiones artificiales, nucleares, réplicas, sismos pequeños), como los movimientos fuertes (terremotos intensos) en cuyo caso:

- Se obtienen registros de aceleración
- Se necesita una red de acelerógrafos lista para captar la ocurrencia de eventos muy esporádicos.
- Es la mejor alternativa aunque resulta costoso y difícil de mantener.

Bajo condiciones de linealidad los efectos de la geología superficial sobre el movimiento sísmico pueden ser cuantificados a través de su **Función de Transferencia** SE(ω) (Vidal y Morales, 1996), dada por la expresión:

$$SE(\omega) = \frac{H_S(\omega)}{H_b(\omega)} \tag{2-3}$$

donde *HS(w)* y *Hb(w)* son los espectros de Fourier de la componente horizontal del movimiento en superficie y en la base de la capa sedimentaria, respectivamente.

Esta relación será válida para aquel rango de frecuencias en el que la relación señal/ruido sea favorable, ya que el ruido añadido es una fuente de no causalidad.

Suponiendo que la función temporal ***s(t)*** que se obtiene en un registro es el resultado de varios procesos lineales, causales e invariantes que pueden expresarse como:

$$s(t) = f(t) * p(t) * g(t) * r(t) \tag{2-4}$$

donde, ***s(t)*** es la señal registrada en una estación, f(t) es la fuente del terremoto, ***p(t)*** es la propagación (atenuación con la distancia), *g(t)* es la geología local (respuesta del lugar), ***r(t)*** es la respuesta instrumental.

La señal ***s(t)*** es, pues, el resultado de la convolución de las funciones *f(t)*, ***p(t)***, ***g(t)*** y ***r(t).*** Su transformación al dominio de la frecuencia mediante la Transformada de Fourier, hace que ***S(ϖ)*** sea el resultado de multiplicar los espectros de las demás funciones.

$$S(\varpi) = F(\varpi) \cdot P(\varpi) \cdot G(\varpi) \cdot R(\varpi) \tag{2-5}$$

O lo que es lo mismo*:*

$$S(\varpi) = S_{fuente}(\varpi) \cdot S_{camino}(\varpi) \cdot S_{sitio}(\varpi) \cdot R(\varpi) \tag{2-6}$$

Tomando registros simultáneos, bajo idénticas condiciones instrumentales en un lugar sedimentario y en un lugar duro o basamento (tomado como referencia) (Fig. 2.11) y dividiendo el espectro obtenido en el primero ***Ssedimento(ϖ)*** por el segundo ***Sbasamento(ϖ)*** se puede obtener la función de transferencia del lugar ***Ssitio(ϖ):***

$$\frac{S_{sedimento}(\omega)}{S_{basamento}} = \frac{S_{fuente}(\omega) \cdot S_{camino}(\omega) \cdot S_{sitio}(\omega) \cdot R(\omega)}{S_{fuente}(\omega) \cdot S_{camino}(\omega) \cdot R(\omega)} = S_{sitio}(\omega) \tag{2-7}$$

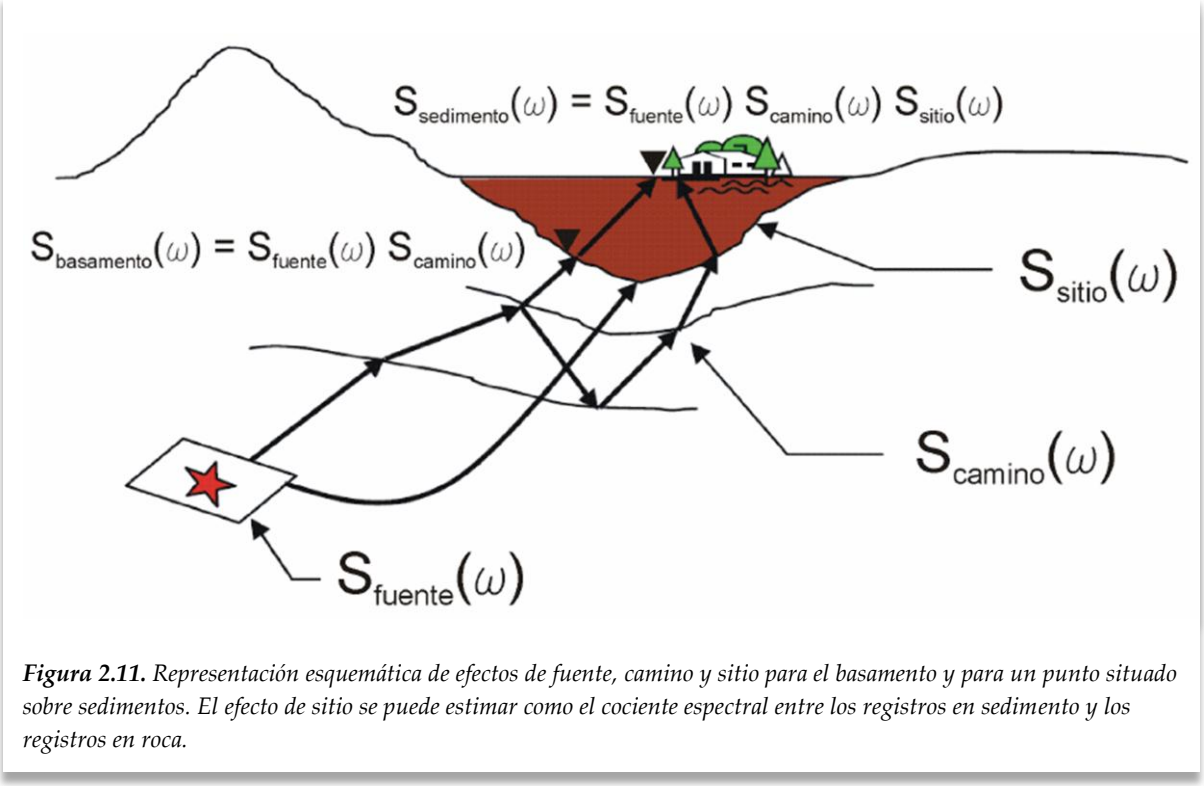


Figura 2.11. *Representación esquemática de efectos de fuente, camino y sitio para el basamento y para un punto situado sobre sedimentos. El efecto de sitio se puede estimar como el cociente espectral entre los registros en sedimento y los registros en roca.*

Esta función nos suministra información sobre las frecuencias que sufren amplificación o atenuación, los factores asociados a cada una de ellas y la posible existencia de una frecuencia que domine sobre el resto.

Método del Análisis Espectral de Microtremores

Los *microtremores* son oscilaciones de baja amplitud de la superficie del terreno que son producidas, tanto por fuentes naturales (viento, ondas oceánicas, reacciones geotermales y trémor terrestre de baja magnitud), como por fuentes artificiales (ruido cultural) (Katz, 1976). Kanai et al (1954) fueron los primeros en introducir una interpretación teórica sobre el origen de los microtremores y de facilitar las primeras aplicaciones ingenieriles de su estudio: una herramienta para evaluar las propiedades espectrales del movimiento de la superficie del terreno. Una extensa revisión bibliográfica reciente puede encontrarse en el artículo de Bonnefoy-Claudet et al. (2006). En la Tabla 2.2 se muestran los orígenes asignados al ruido sísmico según Gutenberg (1958 a y b), Asten (1978) y Asten and Henstridge (1984) para distintos rangos de frecuencias. Como se aprecia en la tabla, al ruido sísmico de frecuencias inferiores a 1Hz se le atribuye origen natural. Algunos autores emplean el término "*microsismo*" para referirse al ruido sísmico de origen natural, y en especial el de periodos de hasta 20 s, reservando "*microtremor*" para el de origen antrópico. En esta memoria se usarán los

términos "*ruido sísmico*", "*ruido ambiental*" y "*microtremor*" como sinónimos, asimilando al anterior, y especificando la banda de frecuencias y/o el origen cuando se requiera.

***Tabla* 2.2.** *Fuentes de ruido ambiental en función de la frecuencia. Reproducido de Bonnefoy-Claudet et al. (2006).*

Fuentes de ruido ambiental	**Gutenberg (1958)**	**Asten, 1978 Asten y Henstridge (1984)**
Olas oceánicas golpeando en las costas	0.05 – 0.1 Hz	0.5 – 1.2 Hz
Monzones y perturbaciones meteorológicas a gran escala	0.1–0.25 Hz	0.16–0.5 Hz
Ciclones sobre los océanos	0.3–1 Hz	0.5–3 Hz
Condiciones meteorológicas a escala local	1.4–5 Hz	
Tremor volcánico	2–10 Hz	
Urbano	1–100 Hz	1.4–30 Hz

El registro de microtremores, por otra parte, es una labor fácil y económica que hace que su ámbito de aplicación sea muy extenso: p.e. para calcular la velocidad de cizalla de las ondas sísmicas o la evaluación de los períodos predominantes del suelo. Pero, en general, son tres las formas más comunes de utilización de los microtremores con el fin de evaluar la respuesta sísmica en un lugar determinado (usando análisis espectral de microtremor):

- Métodos en los cuales se utilizan los espectros de los microtremores para determinar períodos dominantes o cambios en la amplitud espectral para períodos determinados. En lugares donde no se aprecia amplificación ligada a frecuencias dominantes (roca compacta), el espectro del microtrémor sigue una tendencia plana (ruido blanco) en un rango de frecuencias. En lugares donde dominan los sedimentos el espectro contiene uno o varios picos que dan información sobre la respuesta de sitio (normalmente con el pico dominante se suele estimar el tipo de suelo). Esta técnica fue inicialmente usada por Kanay et al. (1954, 1961, 1965).

- Razones espectrales de microtremores respecto a una estación de referencia, de forma similar a la realizada con los terremotos y/o explosiones, es decir, utilizando la razón espectral del microtrémor registrado sobre lugares de diferentes condiciones geológicas. El espectro obtenido en roca compacta (o en suelo duro) se utiliza como espectro de referencia para obtener la función de transferencia del lugar.

- Método de Nakamura. En algunas ocasiones puede haber problemas al realizar la razón espectral de las componentes horizontales del desplazamiento según el método de la estación de referencia, ya que puede ocurrir que frecuencias que se han excitado en el ambiente de referencia (roca compacta o suelo duro) no lo sean en la zona

sedimentaria. Para ello Nakamura (1989) ideó una alternativa que consideraba que las frecuencias de resonancia se podían calcular mediante el cociente espectral entre la componente horizontal *Hs(f)* y la vertical *Vs(f)* de los desplazamientos producidos por los microtremores en un punto de la superficie; así la función de sitio *S(f)* se podrá calcular como:

$$S(f) = \frac{Hs(f)}{Vs(f)} \tag{2-8}$$

Esta técnica se está utilizando con mucha frecuencia en los últimos años para realizar estudios de microzonación sísmica. En la práctica, como disponemos de dos componentes horizontales, suele tomarse el siguiente valor de la función de sitio (Ohmachi et al, 1991):

$$S(f) = \frac{\sqrt{H_{NS}(f) \,.\, H_{EW}(f)}}{Vs(f)} \tag{2-9}$$

No obstante los estudios de respuesta local utilizando microtremores con el fin de estudiar dicha respuesta en un determinado lugar han de realizarse con cuidado ya que, los microtremores no siempre dan una información directa y precisa de la respuesta del sitio, sino de la frecuencia predominante del terreno. Así pues, este tipo de estudio ha de ir acompañado de otros estudios, como p.e., las razones espectrales de terremotos, que verifiquen los valores obtenidos con este método.

Métodos sísmicos basados en el análisis de ondas superficiales:

Estos métodos utilizan una fuente de ondas superficiales, generalmente ondas Rayleigh (Fig. 2.12) suficientemente intensas en el rango de frecuencias deseado. El principio de esta metodología es la relación entre las curvas de dispersión de ondas superficiales (funciones frecuencia-velocidad) y los parámetros elásticos del suelo para poder calcular modelos de tierra unidimensionales, empleando terremotos o fuentes artificiales controladas como método de excitación (Navarro et al., 1997, Tokimatsu, 1997). Estos métodos tienen varias ventajas:

. A una distancia suficiente grande de la fuente, la mayor parte de la energía que ésta genera se propaga en forma de ondas superficiales en lugar de ondas internas (P o S).

. Gran sensibilidad a capas de baja velocidad situadas bajo materiales más rígidos, de la que carecen los métodos de refracción clásicos (p.e. Whiteley, 1994).

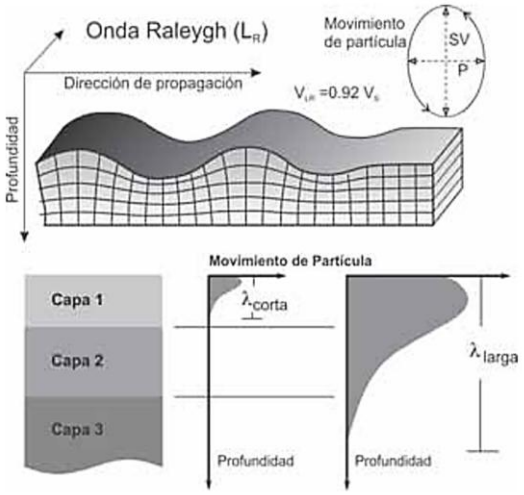


Figura 2.12: *Modo de propagación de las ondas Raleygh, cuya principal característica es su carácter dispersivo*

El que los modelos obtenidos de la inversión de las curvas de dispersión sean unidimensionales, supone una limitación del método, que no se puede aplicar si se usa la refracción de ondas internas. Además, el uso de fuentes tales como terremotos puede resultar inadecuado en regiones de sismicidad moderada o que carezcan de redes de sismógrafos densas (Dziewonski et al. 1969), razón por la que se recurre al uso de fuentes artificiales (explosiones, etc.). Sin embargo, se corre el peligro de provocar señales pobres en bajas frecuencias, que no pueden penetrar más allá de unas pocas decenas de metros (Tokimatsu 1997).

Visto lo anteriormente expuesto, el empleo del ruido ambiental como fuente de excitación sísmica (generadora de ondas superficiales), es una opción muy atractiva pues, al contrario que los terremotos, el ruido ambiental tiene la ventaja de generarse de forma continua, y comparado con una fuente artificial de pequeña intensidad, tiene habitualmente un rango espectral más amplio. Sin embargo su utilización también presenta aspectos problemáticos, como la incertidumbre en la ubicación y características de las fuentes, lo que puede hacer necesarios sistemas de adquisición de datos y de análisis más complejos.

Algunos de estos métodos son:

- El ***método de autocorrelación espacial*** (SPAC) en sus diferentes variantes (Aki, 1957, 1965; Okada and Matsushima, 1989; Bettig et al., 2001).

- El ***método f-k*** (frecuencia-número de onda) y sus variantes (p. e. Capon 1969).

- ***Método ReMi*** ("Refraction Microtremor", Louie, 2001).

- Otros ***métodos de análisis de ondas Rayleigh en la componente vertical mediante array circular*** (Henstridge, 1979; Cho et al. 2006; Tada et al., 2007).

- ***Métodos de array circular para ondas Love*** distintos del 3c-SPAC: métodos "***Two radius***" (TR, Tada et al., 2006), "***Double Ring***" (DR, García-Jerez et al. 2006b, 2008a), "***Single Circular Array***" (SCA, García-Jerez et al. 2008b, 2010b), SPAC±L y "***Centerless Circular Array for Love waves***" (CCA-L, Tada et al., 2009).

- La ***extracción de funciones de Green entre parejas de estaciones mediante correlación cruzada*** (Shapiro and Campillo, 2004), que ha sido testeada a escala geotécnica por Picozzi et al. (2009).

De todos estos métodos, los más utilizados en el tratamiento de ruido sísmico mediante una array de sensores son: los *métodos f-k* y los *métodos tipo SPAC* (García Jerez, 2010a).

1- Los métodos f-k son aplicables preferentemente a situaciones en las que, para cada frecuencia, el microtremor esté dominado por ondas procedentes de una única dirección. Aun así, existe la posibilidad de separar ondas procedentes de distintos acimuts o con distintas velocidades de fase (p. e., distintos modos de ondas superficiales), si bien el rango de longitudes de onda en el que esta distinción es viable suele ser muy limitado y fuertemente dependiente de las características del array (separación y densidad de estaciones). La posible correlación entre las fases de las ondas procedentes de distintas direcciones supone una seria dificultad para estos métodos que puede ser aminorada mediante un promedio espacial adecuado si el array contiene suficientes parejas de estaciones redundantes (misma distancia y dirección). Al margen de esta particularidad, los métodos f-k son aplicables indistintamente en arrays regulares e irregulares.

2- Los métodos tipo SPAC son especialmente adecuados cuando el campo contiene ondas provenientes de distintas direcciones: de hecho, la mayor parte de estos métodos funcionan óptimamente bajo campo isótropo. Si el campo tiene una o unas pocas direcciones claramente predominantes se pueden estimar los errores máximos cometidos y establecer rangos seguros en la determinación de la longitud de onda, que serán función del tamaño del array y del número de estaciones. Estos métodos admiten la existencia de señales correlacionadas que viajen a la misma velocidad. Se pueden aplicar con arrays circulares (p.e. sensores dispuestos en los vértices de polígonos regulares), semicirculares (métodos v-SPAC y 3c-SPAC) e incluso irregulares (métodos v-SPAC y 3c-SPAC).

Debido a que este trabajo se centra en la ciudad de Granada, nos hemos decantado por los métodos de SPAC para el estudio de la estructura del suelo, ya que en una localidad, el microtremor no está dominado por ondas procedentes de una única dirección, sino que vienen de todas direcciones.

2.4.4. Métodos numéricos o analíticos de estimación del efecto de sitio a partir de datos de la estructura.

Cuando se dispone de un modelo suficiente detallado de la estructura a investigar, es posible determinar su respuesta ante una excitación sísmica dada (y consecuentemente, los efectos de sitio) mediante la resolución de la ecuación de Navier (García Jerez, 2010ª). Para algunos tipos de cuencas sedimentarias con geometrías simples se han obtenido soluciones analíticas (p.e. Trifunac, 1971; Wong and Trifunac, 1974; Lee, 1984; Sánchez-Sesma, 1987). En el caso de que la estructura sea más compleja (y al menos 2D), se requieren métodos de resolución numérica, que muchas veces resultan intensivos en volumen de cálculo. Sin entrar en detalles, puesto que no van a ser aplicados en este trabajo, tan solo mencionaremos algunos de los más utilizados, que son:

- *Resolución de la ecuación de Navier mediante diferencias finitas* (p.e. Pérez-Ruiz, 2007).
- *Método de elementos finitos* (p. e. Newmark, 1959).
- *Método pseudoespectral o de Fourier* (Kosloff and Baysal, 1982).
- *Teoría de rayos y haces gaussianos* (p. e. Jackson, 1971; Hanyga et al. 1985).
- *Método indirecto de elementos en la frontera* (p.e. Luzón et al., 1995).
- *Método del número de onda discreto* (Aki and Larner, 1970).

2.4.5 Caracterización de la estructura superficial a partir de parámetros geofísicos y geotécnicos.

Como ya se ha visto anteriormente, el factor más importante que afecta a la amplificación de las sacudidas sísmicas en un lugar y uno de los parámetros más utilizados para caracterizar la estructura del suelo es la *velocidad de las ondas de cizalla* en las capas más superficiales, o de ondas de cizalla ó Secundarias (*Vs*). *Vs* es un factor que se utiliza como índice de resistencia, densidad y compactación y ha sido uno de los más estudiados en los últimos años, comprobándose que la variación en los valores de la respuesta sísmica local estaba, en muchos casos, asociada a variaciones laterales de la velocidad de las ondas de cizalla en la superficie.

Para determinar *Vs* lo más indicado es recurrir a ensayos sísmicos de campo tales como *down-hole, up-hole* o *Cross-Hole*. Sin embargo, dichos ensayos no se suelen emplear mucho en edificación, aunque según la NCSE-02 para edificios de los tipos C-2 y C-3 (edificios de 4 a 10 plantas y de 11 a 20 plantas, respectivamente) es obligatorio la realización de dichos tipos de ensayos cuando la aceleración sísmica básica sea superior a 0,08 g. Dado que generalmente no se dispone de información referente a la Vs mediante la realización de los ensayos sísmicos citados, se recurre a las numerosas correlaciones existentes establecidas empíricamente (Tabla 2.3), donde dicha velocidad se obtiene a partir del valor del número de golpes del SPT (Sondeos de Penetración Estándar), NSPT.

Tabla 2.3: *Algunas de las correlaciones existentes entre* N_{SPT} *y Vs (Valverde 2010)*

Autor/Autores	Todos los suelos	Arenas	Limos	Arcillas
Shibata (1970)	-	$Vs = 31.7\ N^{0.54}$	-	-
Ohba and Toriuma (1970)	$Vs = 84\ N^{0.31}$	-	-	-
Imai and Yoshimura (1975)	$Vs = 76\ N^{0.33}$	-	-	-
Ohta et al (1972)	-	$Vs = 87.2\ N^{0.36}$	-	-
Fujiwara (1972)	$Vs = 92.1\ N^{0.337}$	-	-	-
Ohsaki and Iwasaki (1973)	$Vs = 81.4\ N^{0.39}$	-	-	-
Imai et al (1975)	$Vs = 89.9\ N^{0.341}$	-	-	-
Imai (1977)	$Vs = 91\ N^{0.337}$	$Vs = 80.6\ N^{0.331}$	-	$Vs = 80.2\ N^{0.292}$
Ohta and Goto (1978)	$Vs = 85.35\ N^{0.348}$	-	-	-
Seed and Idriss (1981)	$Vs = 61.4\ N^{0.5}$	-	-	-
Imai and Tonouchi (1982)	$Vs = 97\ N^{0.314}$	-	-	-
Sykora and Stokoe (1983)	-	$Vs = 100.5\ N^{0.29}$	-	-
Imai 1981	$Vs = 91\ N^{0.337}$	-	-	-
Okamoto et al (1989)	-	$Vs = 125\ N^{0.3}$	-	-
Lee (1990)	-	$Vs = 57.4\ N^{0.49}$	$Vs = 105.64\ N^{0.32}$	$Vs = 114.43\ N^{0.31}$
Athanasopoulos (1995)	$Vs = 107.6\ N^{0.36}$	-	-	$Vs = 76.55\ N^{0.445}$
Sisman (1995)	$Vs = 32.8\ N^{0.51}$	-	-	-
Iyisan (1996)	$Vs = 51.5\ N^{0.516}$	-	-	-
Kanai (1966)	$Vs = 19\ N^{0.6}$	-	-	-
Jafari et al (1997)	$Vs = 22\ N^{0.85}$	-	-	-
Kiku et al (2001)	$Vs = 68.3\ N^{0.292}$	-	-	-
Jafari et al (2002)	-	-	-	$Vs = 27\ N^{0.73}$
Hasancebi and Ulusay (2006)	$Vs = 90\ N^{0.309}$	$Vs = 90.82\ N^{0.319}$	-	$Vs = 97.89\ N^{0.269}$
Dikmen (2009)	$Vs = 58\ N^{0.39}$	$Vs = 73\ N^{0.33}$	$Vs = 60\ N^{0.36}$	$Vs = 44\ N^{0.48}$

Según García-Jerez (2010a) las velocidades Vs medidas mediante técnicas SPAC arrojan valores similares a las correlaciones obtenidas por algunos autores (Imai, 1981; Hasancebi y Ulusay, 2006). Entre las correlaciones *Vs-NSPT*, Valverde (2010) escoge la propuesta por Imai 1981, por no existir correlaciones empíricas específicas para la zona del área metropolitana de Granada, aunque los valores de Vs estén en algunos casos por debajo de los medidos in situ (Figura 2.12) optando, con buen criterio, por elegir los primeros, por seguridad. Los sondeos empleados por Valverde (2010) corresponden a columnas estratigráficas de profundidades comprendidas entre 4 y 30 m aunque la media de las muestras se establece en unos 12 m, profundidad que según la normativa vigente no es suficiente.

La Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02) propone que se determinen los espesores e1, e2, e3 y e4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie (Tabla 2.4) para obtener el valor del coeficiente de terreno "C" de cálculo. Para clasificar la estructura superficial de la ciudad de Granada siguiendo la caracterización de sitios con V_S^{30} adoptada por varios códigos sísmicos (NCSE-02, Eurocódigo-8), se ha calculado la velocidad media de ondas S de los últimos 30m (V_S^{30}) conforme a la siguiente expresión:

$$V_S^{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{V_i}} \tag{2-10}$$

dónde h_i y V_i representan el espesor (en metros) y la velocidad de ondas de corte de la capa *i*, respectivamente, de un total de *n* existentes en los últimos 30m.

Esta propuesta implica el reconocimiento de los 30 últimos metros por debajo de la cota de excavación. Si no se dispone de los medios necesarios para dicho reconocimiento, se podría recurrir a la información existente en estudios geotécnicos realizados con anterioridad. Además se pueden obtener datos de las formaciones o litologías a mayores profundidades, unos más genéricos, a partir de la bibliografía existente y otros de carácter puntual, bien a partir de los sondeos realizados por el IGME con profundidades comprendidas entre los 100 y los 180 m, bien de los realizados por EMASAGRA (generalmente para asegurar el abastecimiento de agua en distintas localidades a petición de sus Ayuntamientos), o bien de los realizados por la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir en el sureste de la ciudad.

Una vez obtenido el parámetro *Vs* en función del N_{SPT}, se podrán clasificar las estructuras superficiales del suelo de la ciudad de Granada en familias con similar respuesta sísmica, lo que permite una comparación entre la intensidad sísmica y el factor de amplificación, ambos parámetros caracterizados por la velocidad de ondas *S*. Son numerosos los trabajos que permiten esta clasificación:

- **Medvedev (1962)** asoció los valores de amplificación del movimiento del terreno al contraste de impedancia entre las diferentes interfases. Las zonas con altos contrastes de velocidades entre las interfases dan altos valores de amplificación para unos períodos determinados, mientras que zonas con contrastes bajos de velocidades dan valores bajos de amplificación para períodos no muy bien determinados. Esto se debe a que la amplificación de un pico resonante es proporcional al contraste de impedancia y éste, a su vez, es inversamente proporcional a la velocidad de cizalla en la superficie (asumiendo una velocidad de S constante en el basamento). Si la velocidad de la onda de cizalla varia en forma de gradiente tanto lateral como en profundidad, la resonancia desaparecerá.

- **Tiedemann 1992** propuso una forma rápida pero aproximada de ver el efecto amplificador de terrenos sueltos suprayacentes de espesor considerable clasificando los suelos en familias de propiedades similares ante la excitación dinámica, según la experiencia obtenida en un gran número de terremotos pasados (Tabla 2.1). También correlacionó la velocidad de las ondas S (βs) y la amplificación aproximada de la sacudida y de la intensidad (MM) con respecto a la correspondiente para terreno duro (Figura 2.10).

- **Borcherdt et al (1991) y Borcherdt (1994)** elaboró un método para determinar de forma aproximada el incremento de la intensidad en función de la Amplificación Espectral Horizontal Promedio AEHP obtenido de registros de movimientos débiles y fuertes, así los incrementos obtenidos en diferentes terrenos (Tabla 2.4):

$$\Delta I = 0.27 + 2.7 \log (AEHP) \qquad (2\text{-}11)$$

Tabla 2.4: *Clasificación del terreno propuesta por Borcherdt, 1994.*

TIPO DE SUELO	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN								
Nombre	Descripción general	Velocidad media de cizalla						Espesor		FA
		Mínima		Promedio		Máxima		Mínimo		
		ft/s	m/s	ft/s	m/s	ft/s	m/s	ft	m	
SC-I	ROCA FIRME Y DURA									
SC-Ia A	*Roca dura* (ej. roca metamórfica con fracturas muy extendidas)	4600	1400	5300	1620					0.9
SC-Ib B	*Roca firme a dura* (ej. granito, roca ígnea, conglomerados, areniscas y esquistos con fracturas cercanas y más espaciadas entre sí)	2300	700	3500	1050	4600	1400			1.0
SC-II B	SUELOS PEDREGOSOS Y ROCA DE BLANDA A DURA Roca blanda sedimentaria ígnea, areniscas y esquistos, gravilla, suelos con >20% gravilla	1230	375	1800	540	2300	700	30	10	1.3
SC-III C	ARCILLAS CONSISTENTES Y SUELOS ARENOSOS (ej. arenas de consistencia suave a densa, margas y arcillas arenosas, arcillas de consistencia suave a dura y arcillas sedimentarias (N>50 golpes/ft))	660	200	950	290	1230	375	20	5	1.6
SC-IV D	SUELOS BLANDOS	330	100	500	150	660	200			
SC-IVa D1	NO ESTUDIADOS ESPECÍFICAMENTE (relleno suelto sumergido, arcillas muy blandas (N<1 golpes/ft) y arcillas sedimentarias de espesor <37m)							10	3	2.0
SC-IVb E	ESPECIFÍCAMENTE ESTUDIADOS (suelos susceptibles de licuefacción, arcillas altamente orgánicas, arcillas de un grado alto de plasticidad y suelos blandos con más de 37m espesor)							10	3	2.0

- **NCSE-02** clasifica los distintos tipos de terrenos en función de las características de los 30 primeros metros, la velocidad de las ondas S y P en ensayos de penetración estáticos o dinámicos para terrenos granulares, los valores de resistencia a compresión simple para terrenos cohesivos y su coeficiente del terreno, C, característico (Tabla 2.5).

Tabla 2.5: *Clasificación del terreno propuesta por la NCSE-02*

Tipo de Terreno	Descripción litológica	Vs (m/s) Vp (m/s)	Nspt (granulares)	Resistencia compresión (cohesivos)	Coeficiente terreno (C)
I	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso	Vs>750 Vp>2000	>40	> 20 MPa > 200 kp/cm^2	1.0
II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos - cohesivos duros	750>Vs>400 2000>Vp>1000	20-40	200kPa-20Mp 2-200 kp/cm^2	1.3
III	Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme	400>Vs>200 Vp<1000	10-20	100-200 kPa 1-2 kp/cm^2	1.6
IV	Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando	Vs<200	<10	<100 kPa < 1kp/cm^2	2.0

- **NHERP, 2003** (National Earthquake Hazards Reduction Program) clasifica los terrenos en función de la Vs en los primeros 30m (100 pies) y, para calcular los factores de amplificación (Fa) a partir del terremoto de Loma Prieta 1989, el cual proporciona abundantes datos de movimiento fuerte que se utilizaron junto con las disposiciones de 1994 para obtener los coeficientes de amplificación (Tabla 2.6).

Tabla 2.6. *Clasificación de los materiales geológicos y susceptibilidad de amplificación del NHERP (2003)*

Soil Type	Engineering classification	Estimated Vs (m/sec)	Susceptibility to amplification	Fa
A	Hard Rocks	Vs > 1500	Nil	0.8
B	Medium strength rocks	760 < Vs < 1500	Low	1.0
C	Very dense soils and soft rock	360 < Vs < 760	Moderate	1.2
D	Sitff soils	180 < Vs < 360	Moderate-High	1.6
E	Stiff-medium soils small total thickness of soft to medium soil	Vs < 180 or 3 m < H soft clay	High	2.5
F	Soft soils requiring site-specific evaluations	Site specific evaluation	Very high	--

- **SISMOSAN (2007):** el estudio sobre la Caracterización Geotécnica y Análisis del Efecto Local realizado por SISMOSAN (2007) propone una división geológica regional y local de los materiales superficiales según la capacidad de amplificación sísmica teniendo en cuenta las características geológicas y geotécnicas de los mismos y también la naturaleza del sustrato (Tabla 2.7).

Tabla 2.7 *Clasificación de suelos propuesta por SISMOSAN (2007).*

CLASIFICACIÓN SISMO-GEOTÉCNICA DE TERRENOS EN ANDALUCÍA			
CLASES (TIPOS DE TERRENOS)	**DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA**	**DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA**	**Vs (m/s)**
I(A)	Rocas ígneas: granitos,gabros,basaltos,andesitas,etc. Rocas metamórficas: cuarcitas,mármoles,gneises,etc. Rocas sedimentarias: dolomías y calizas. (Proterozoico,Paleozoico,Mesozoico)	Rocas de dureza alta y muy alta poco fracturadas.	**>1500**
I(B)	Rocas sedimentarias: dolomías,calizas y grauvacas. Rocas metamórficas: esquistos,micaesquistos y pizarras. (Paleozoico y Mesozoico)	Rocas de dureza alta y media, fracturadas. Intercalación de rocas de diferente dureza.	**1500-750**
II	Rocas metamórficas: filitas y metapelitas (Paleozoico) Rocas sedimentarias: areniscas,arcillas,facies turbidíticas,grauvacas, calizas oolíticas,calizas margosas,margas,etc. Rocas fundamentalemnte triásicas del Keuper: arcillas versicolores y yesos con intercalaciones de areniscas rojas y calizas.(Mesozoico,Cenozoico)	Rocas de dureza media muy fracturadas y en ocasiones con abundantes intercalaciones de rocas de dureza baja. Rocas blandas con arcillas expansivas.	**750-400**
III	Sedimentos cuaternarios de origen fluvial,coluvial y pie de monte: arenas, limos, conglomerados y costras conglomeráticas. (Terciario y Cuaternario)	Suelos no cohesivos poco o puntualmente cementados.	**400-200**
IV(A)	Sedimentos cuaternarios de origen fluvial,coluvial y eólicos:gravas,arenas,limos y arcillas. (Cuaternario)	Suelos no cohesivos sueltos y cohesivos blandos.	**200-150**
IV(B)	Depósitos de playa,marismas y cauces de río: fangos,dunas,arcillas plásticas y limos orgánicos. (Cuaternario)	Suelos muy blandos, en ocasiones potencialmente licuefactables.	**<150**

Esta es una forma rápida y aproximada de ver el efecto amplificador de los terrenos sueltos subyacentes utilizada en estudios de Escenarios Sísmicos y que consiste en clasificar los suelos en familias de propiedades similares ante la excitación sísmica, de modo que permita relacionar el incremento de intensidad sísmica y el factor de amplificación de la señal sísmica con la dureza del suelo, caracterizada por

la velocidad de las ondas S (Borcherdt, 1994) y los criterios de amplificación según la NCSE-02. El objetivo general de este estudio es la caracterización geotécnica de los terrenos y la estimación de los factores de amplificación del movimiento sísmico del suelo en los núcleos urbanos de Andalucía a partir de datos geológicos y geotécnicos, en el marco de la elaboración del Plan de Emergencia ante Riesgo Sísmico en Andalucía.

2.5 Aspectos relevantes

Como hemos podido ver a lo largo de este capítulo, las características del terreno pueden modificar la sacudida sísmica dando lugar a la aparición de "efectos de sitio" o fenómenos de amplificación de la misma. Este tipo de fenómenos puede llegar a tener gran influencia en la distribución de la intensidad del movimiento del suelo, ya que la mayoría de las grandes ciudades están situadas sobre estructuras sedimentarias que pueden provocar una significativa amplificación de las ondas sísmicas (tanto en amplitud como en duración).

Tras examinar las diferentes técnicas que se pueden utilizar en la estimación de los efectos de sitio hemos podido apreciar que son aplicables en función de los medios de los que se disponga para los estudios en cuestión partiendo, bien de observaciones macrosísmicas de la distribución de intensidades, datos geológicos, geofísicos, geotécnicos, bien de análisis de señales sísmicas (terremotos, explosiones, ruido ambiental...), bien mediante análisis numérico....

De todas las técnicas analizadas, para la realización de este trabajo, se han utilizado las siguientes:

- Observaciones macrosísmicas de los terremotos más relevantes que han afectado a la ciudad de Granada y que están documentados: los terremotos de 1431 y el de 1806, de intensidades epicentrales máximas IX y VIII respectivamente. Estos terremotos se han utilizado para la elaboración de dos escenarios deterministas.
- Datos geológicos, a partir de los cuales estudiar los factores de amplificación de la sacudida sísmica para cada tipo de terreno e identificar las diferentes estructuras del suelo mediante la Vs ó Vs_{30} (Tiedeman, 1992 y Borcherdt, 1994)
- Datos geotécnicos obtenidos, bien a partir de sondeos, bien a partir de trabajos, como el "Análisis Metodológico de la Cartografía Geotécnica Urbana. Aplicación a la Ciudad de Granada" de Hernández del Pozo (1998) y los parámetros geotécnicos obtenidos por Valverde (2010).

- Parámetros geofísicos obtenidos por Cheddadi (2001), a partir de Refracción de Ondas S(SH) para determinar la estructura de velocidades de ondas de cizalla en las capas más superficiales (y caracterizar el tipo de suelo) y de análisis de microtrémor para obtener los períodos dominantes del terreno.
- Análisis de ruido ambiental mediante técnicas de SPAC para obtener la estructura del superficial del suelo y factores de amplificación a partir de Vs y Vs^{30} (Navarro et al, 2011).
- Análisis de terremotos para comprobar los factores de amplificación obtenidos a partir de las técnicas de SPAC.

Una vez analizada toda esta información se elaborará un mapa de microzonación sísmica que se utilizará para la elaboración de los escenarios deterministas basados en los terremotos de 1431 y 1806, correspondientes a intensidades en roca en la ciudad de granada de VII y VIII.

Capítulo 3: Estimación de las características del movimiento sísmico esperado en Granada

Escenarios de Daños Sísmicos en Granada
Mercedes Feriche Fernández-Castanys

Capítulo 3: Estimación de las características del movimiento sísmico esperado en Granada

3.1 Selección y características de los terremotos escenario

Estudios paleosismológicos confirman que durante el Pleistoceno Superior y el Holoceno, varios terremotos de magnitud moderada-alta podrían haber afectado a la zona en la que hoy se asienta la ciudad de Granada (Alfaro et al., 2001; Reicherter, 2001; Azañón et al., 2007), pero con largos períodos de retorno para terremotos grandes. Documentos históricos muestran que varios terremotos destructores ocurrieron en esta zona durante los últimos seis siglos y afectaron a la ciudad de Granada, p.e. los del 24 de abril y 27 de junio de 1431, el del 25 de diciembre de 1884 con I_0= IX (EMS) ó el 27 de octubre de 1806 con I_0= VIII (Vidal, 1993). Observando la sismicidad instrumental, los mayores eventos registrados instrumentalmente con epicentro cerca de esta ciudad son, generalmente, de baja magnitud (Mw ≤ 5.5), p.e. los eventos de 1911, 1918, 1955, 1956 y 1979 (I_0 = VII y ML~ 5.0), a excepción de los ocurridos a gran profundidad (~ 630 km) en 1954, (Mw = 7.9) y 2010 (Mw = 6,3).

Para zonas de sismicidad moderada como lo es Granada, donde los terremotos destructores no son frecuentes, es difícil plantear desde un punto de vista conservador (generalmente representado por un período de retorno de 475 años) la idoneidad de un escenario determinista basado en el mayor terremoto sentido ó documentado históricamente en la localidad, pues lo estaríamos relacionando con una acción sísmica que no sería probable que ocurriera a corto plazo. Un escenario probabilista se adaptaría a cualquier nivel de conservadurismo, pues estimaría la acción sísmica conjunta de las distintas fuentes sísmicas, en lugar de proporcionar un determinado evento como ocurre con el método determinista (Gaspar-Escribano et al., 2010). En este trabajo se ha optado por tener en cuenta los dos métodos anteriormente mencionados pues, aunque el probabilista sea el más representativo de la peligrosidad sísmica de la zona, nunca hay que olvidar el escenario más desfavorable representado, en este caso, por el mayor evento sentido o documentado.

3.1.1 Análisis de la sismicidad histórica.

La actividad sísmica registrada instrumentalmente por la Red Sísmica de Andalucía perteneciente al Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos (IAGPDS) ha puesto de manifiesto la distribución espacial de la misma en el sur de la Península Ibérica. Pero la escasez de sacudidas sísmicas violentas ha impedido analizar instrumentalmente las características de éstas para terremotos de magnitud alta durante el siglo pasado, o los que se han podido registrar, como p.e. los de 1910, 1954, 1969, 1975, lo han hecho con unas estaciones demasiado alejadas de los focos sísmicos. De ahí el interés de los estudios de sismicidad histórica mediante el análisis de los diferentes catálogos existentes, y de la documentación que hace referencia a los efectos de los terremotos destructores (Figura3.1).

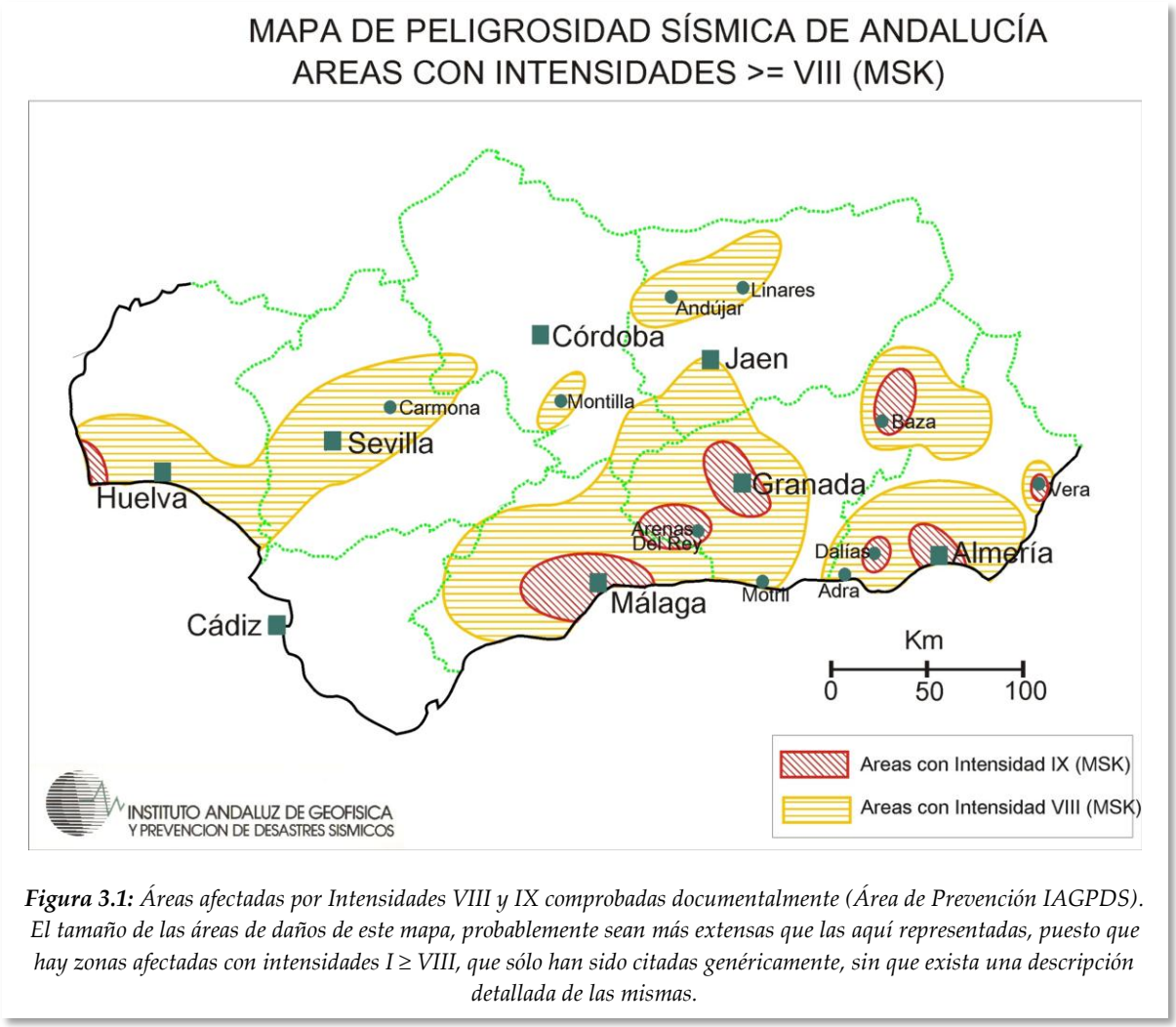


Figura 3.1: *Áreas afectadas por Intensidades VIII y IX comprobadas documentalmente (Área de Prevención IAGPDS). El tamaño de las áreas de daños de este mapa, probablemente sean más extensas que las aquí representadas, puesto que hay zonas afectadas con intensidades I ≥ VIII, que sólo han sido citadas genéricamente, sin que exista una descripción detallada de las mismas.*

La ocurrencia de terremotos históricos en Andalucía ha sido estudiada por numerosos autores (Jiménez de Cisneros, 1911; Galbis Rodríguez, 1932 y 1940; Rey

Pastor, 1936; Mezcua, 1982; Alcocer Martínez y López Marinas, 1983; Arenillas Parra et al., 1983; Vidal, 1986; 1993; Rodríguez de la Torre, 1990, 1993; Espinar, 1994; Olivera Serrano, 1995, Bretón González, 1997 entre otros). Los resultados de estos estudios se han plasmado en diferentes catálogos de sismicidad histórica, que han sido recopilados y sintetizados por López-Arroyo (1978), Muñoz y Udías (1982) y Martínez Solares y Mezcua (2002). Este último catálogo utiliza ya la Escala Macrosísmica Europea EMS-98 (European Macroseismic Scale, editada por Grüntal), que viene a sustituir a la escala MSK, empleada tradicionalmente en España hasta 1994. Ambas escalas constan de doce grados numerados del I al XII. De modo general puede decirse que a partir del grado IV el movimiento producido por el terremoto es percibido por la mayoría de las personas. A partir del grado VII se registran daños graves en algunas edificaciones y, a partir del grado VIII algunas de las edificaciones más vulnerables pueden llegar a derrumbarse.

El Proyecto Sismosan (2007) ó Estudio del Riesgo Sísmico en Andalucía hace una revisión de la sismicidad histórica en la que se comprobó que en dicha Comunidad Autónoma se habían documentado 1686 terremotos con estimación de intensidad. Treinta y uno de estos terremotos, ocurridos antes de 1920, alcanzaron una Intensidad mayor o igual a VII (Figura 3.2). En la Tabla 3.1 se resumen los efectos provocados por los terremotos de Intensidad mayor o igual a VII ocurridos en la provincia de Granada. De entre ellos cabe destacar los de abril y junio de 1431 en Granada (IEMS=VIII-IX), 1531 en Baza (IEMS=VIII-IX, y IX, respectivamente), 1806 en Pinos Puente (IEMS=VIII) y del 25 de Diciembre en Arenas del Rey (IEMS=IX-X).

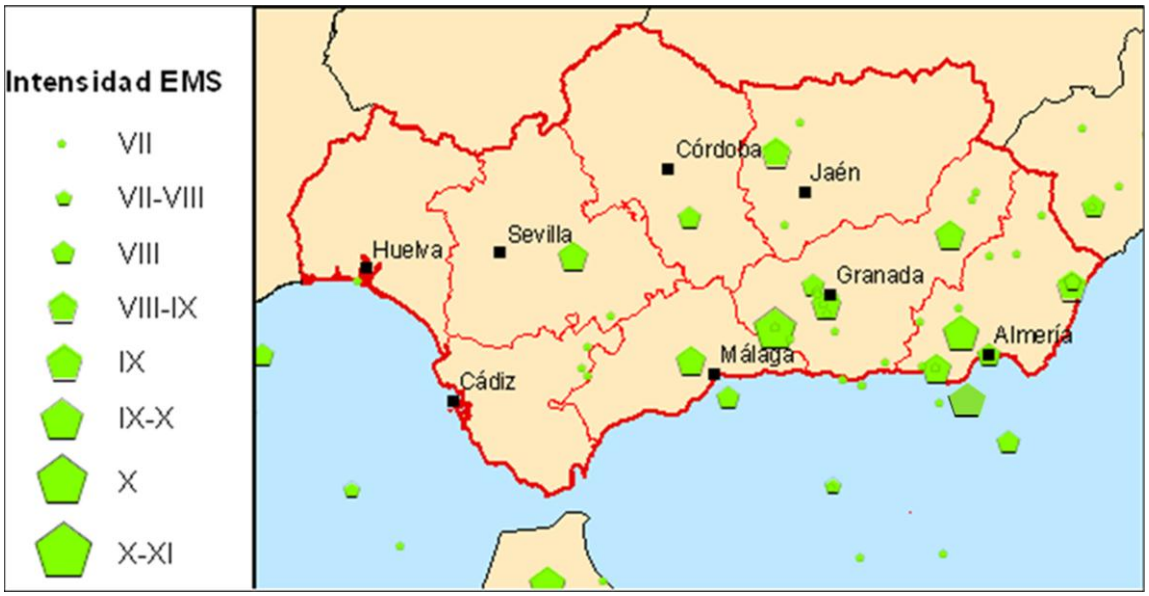


Figura 3.2: *Distribución de la sismicidad histórica en Andalucía (I ≥ VII) (Sismosan, 2007)*

***Tabla 3.1**. Sismos ocurridos en la provincia de Granada con intensidad máxima ≥ VII*

Fecha	Int. EMS-98	Localización	Efectos conocidos
24/04/1431 **1-10/07/1431**	VIII-IX IX	S. Granada S. Granada	Ampliamente sentido en la mitad sur peninsular. Daños muy graves en Granada
04/07/1526	VII	Granada	Caída de torres en Granada. No se encuentran citas de efectos graves en casas. Sentido en Almería.
30/09/1531	VIII-IX	Baza	Baza: 310 muertos, 61% de casas arruinadas, daños graves en fortalezas, torres y murallas. Benamaurel: casi toda la población en ruinas. Daño importantes en Orce y Vélez-Blanco.
13/01/1804	VII-VIII	S. Motril	Daños graves en Motril y Salobreña. Epicentro marino
27/10/1806	VIII	Pinos Puente	Pinos Puente y Ansola totalmente arruinados. Santa Fe, Valderrubio, Chauchina, Soto de Roma, Fuente Vaqueros con muchos edificios destruidos y muchos inhabitables. Grietas en edificios de Granada. Licuefacción. Grietas en el terreno.
25/12/1884	IX-X	Arenas del Rey	Arenas del Rey (90% casas derrumbadas, 10% inhabitables), Ventas de Zafarraya (80%, 20%), Zafarraya (30%, 53%), Alhama de Granada (70%, 15%), Santa Cruz (70%, 20%), Jayena (60%, 40%), Albuñuelas, (70%), Murchas (95%, 5%), Periana (57%, 43%). Licuefacción y deslizamientos en Albuñuelas. Gran deslizamiento en Güevéjar. Cifras globales: 1500 muertos, 4400 casas derruidas, otras 13000 casas inhabitables
25/05/1901	VII	Motril	-
31/05/1911	VII	Santa Fe	Santa Fé: derrumbamientos parciales de edificios; caída de chimeneas y tejas. Pinos Puente: daños leves. Grietas profundas en el suelo y fenómenos de licuefacción. Destrozos menores en Láchar, Atarfe y Huetor Tájar. Granada: Grietas en algunas construcciones.
04/06/1911	VII	Santa Fe	-
11/08/1913	VII	Albuñol	Grietas en tabiques y en algunos muros, caída de chimeneas, elementos ornamentales y mobiliario
25/11/1913	VII	Huéscar	Grietas en elementos no estructurales (tabiques), caída de chimeneas. Grietas en el suelo.
28/04/1918	VII	Atarfe	-
27/07/1922	VII	Dúrcal	-
08/01/1954	VII	Arenas del Rey	-
04/06/1955	VII	Zubia	-
19/04/1956	VII	Albolote	Atarfe: 5% casas destruidas, 40% daños considerables); Albolote (30%, 60%); Santa Fe (4% inhabitable; 50% daño leve). 7 fallecidos. Deslizamiento inducido en el río Beiro con 4 muertos
09/06/1964	VII	SW Galera	Daños moderados en Orce y Galera
09/09/1964	VII	S. Otura	-

De todos estos sismos, tienen especial interés para este trabajo los que afectaron de forma destructora a la ciudad de Granada, como los del 24 de abril y el ocurrido entre el 1 y el 10 de julio de 1431 (con Intensidad epicentral Io= VIII-IX y IX, respectivamente) o el del 27 de octubre de 1806 (con Io= VIII) cuyas características se exponen más adelante.

- ## Los terremotos de 1431:

Los terremotos ocurridos en 1431 pudieron cambiar la Historia, ya que, posiblemente, retrasaron la toma de Granada en más de sesenta años (Espinar y Quesada, 1995). Granada pudo convertirse en una ciudad cristiana en 1431 pero no se hizo realidad aquella aspiración. Estos terremotos afectaron a Granada y al resto de Andalucía, también provocaron daños en Ciudad Real y fueron perceptibles en Madrid, Castilla, costas de levante, Cataluña y Sur de Francia (Base de Datos Macrosísmicos del IAG).

Se sabe que hubo dos series sísmicas que hasta ahora se habían confundido, siendo la iniciada en julio la más intensa. Fernán Gómez de Cibdadrreal distingue los eventos principales de las dos series: *"Era vero que dos tiemblos de tierra batieron muchas casas de la cibdad"*. Conde (1820-21), uno de los mejores estudiosos de la España musulmana, cuenta en sus Memorias que *"La tierra se estremecía con grandes vaivenes y subterráneos bramidos y truenos que en sus entrañas se oían, atemorizaba á los más valientes, y todos esperaban grandes cosas"* (Espinar et al., 1994).

Se trata, pues, de dos sucesos diferentes: el primero tuvo lugar el 24 de abril de 1431 y habría tenido su epicentro cerca de la localidad de Atarfe, y el segundo, probablemente de mayor magnitud que el primero, ocurrió a principios de Julio del mismo año afectando a la ciudad de Granada, donde se produjeron la mayor parte de los destrozos que nos describen, tanto los cronistas musulmanes como los cristianos. De estas crónicas se deduce que, el terremoto de Julio hay que situarlo entre los días 1 y 10 de julio, fechas de la batalla de la Higueruela y del levantamiento del real cristiano.

La serie de abril parece que tuvo su epicentro cerca de Atarfe, (Latitud 37.24 N Longitud 3.7 W), asignándosele una intensidad entre VIII-IX. En Madrid no pasó de un movimiento en el que temblaron las casas, la gente salió a la calle y buscó refugio. El Príncipe (de corta edad) fue sacado por su maestro de la estancia en que estaba al patio, pero no se describen destrozos.

En Ciudad Real parecía que tronaba antes del temblor, cayeron dos almenas de su Alcázar, las tejas de las cubiertas se amontonaron en el suelo, se abrió la pared del Monasterio de San Francisco y cayeron piedras desde lo alto de la bóveda de la capilla de la Iglesia de San Pedro. El Rey Juan II, que estaba durmiendo en el Alcázar, salió muy aprisa al patio del Alcázar y desde ahí al campo (Espinar y Quesada, 1995).

La serie de Julio, más intensa que la anterior (Figura3.3), alcanza una intensidad máxima de IX (EMS), por lo que es notablemente más destructora. Aún no está claro su posible epicentro pues la distribución de los daños (en Granada, Almería, Levante y Cataluña) hace difícil su ubicación. Para hacernos una idea de la magnitud de estos terremotos indiquemos que las crónicas nos dicen que afectaron con grandes daños a la ciudad de Almería.

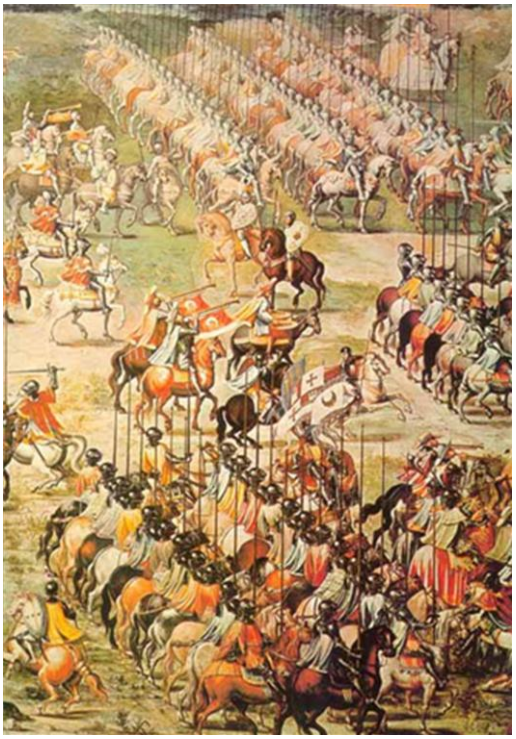


Figura 3.3: *detalle de la Batalla de la Higueruela*

Como se ha dicho con anterioridad, los terremotos más relevantes de esta serie hay que situarlos entre los días 1 y 10 de julio, fechas de la batalla de la Higueruela y del levantamiento del real cristiano (Figura 3.3). En algunas crónicas se dice que los cristianos estuvieron asediando los alrededores de la ciudad durante seis días y otras dicen que fueron ocho, en todo caso en estos momentos tuvo lugar el fenómeno a que aluden los cronistas e historiadores (Espinar, 1999 inédito).

Los efectos de aquellos terremotos se dejaron sentir sobre la ciudad y la Alhambra, que no pudo ser restaurada hasta pasado mucho tiempo pues Torres Balbás, cuando habla de la llegada de los Reyes Católicos, cita una serie de obras realizadas como consecuencia de estos sismos, ya que muchas dependencias de la colina roja habían pasado a poder cristiano en mal estado. Los musulmanes no tenían recursos suficientes para reparar los desperfectos ocasionados y por ello los cristianos tuvieron que hacer frente a los mismos. Un francés que asistió a las capitulaciones de Granada asegura que los monarcas, antes de partir hacia Aragón, habían hecho reparar algunas

torres y otras edificaciones, lo que acredita el mal estado de las fortificaciones en 1492. Esta idea también la expone el viajero alemán Jerónimo Münzer en 1494 y dice que los reyes granadinos habían dejado de reparar las construcciones al darse cuenta que no podían resistir a los reyes de Castilla, permitiendo que se derribasen muchos de los edificios (Vidal, 1993).

Fernán Pérez de Guzman, cronista del rey castellano Juan II, también pone de manifiesto que hubo importantes daños en la Alhambra: "*En este tiempo tremió mucho la tierra en el real (que estaba situado al pie de la Sierra Elvira) e más en la ciudad de Granada, e mucho más en el Alhambra, donde derribó algunos pedazos de la cerca della*". Ibn Asim habla de la destrucción del palacio de los Alijares: *"Le afectó aquella gran sacudida y enorme terremoto, dejando allí importantes restos; los graves sucesos retrasaron su reparación que hubiera evitado la demolición de sus columnas tan hermosas, el saqueo de su revestimiento de azulejos de hermosa factura, la apropiación indebida de las piezas de mármol de alto valor, la agresión contra los árboles de su almunia de elegantes variedades y raras especies. Grande fue la pena y la tristeza [que causó] esta enorme pérdida"*. A ello había que sumar los efectos sobre otras construcciones que se fueron levantando desde la época de Muhammad V a Yusuf III. Los Alijares no fueron destruidos en la etapa morisca como se pensaba sino ya en el siglo XV por estos terremotos; los cronistas del siglo XVI vieron las ruinas de estos palacios aunque sí se conservaron parte de los jardines, pues nos dice Mármol Carvajal y luego más tarde Lafuente, que en 1482 el monarca Muley Hacen se paseaba por ellos.

Alonso Barrantes Maldonado habla de los daños en la Alhambra: "*en este tiempo tembló la tierra en el real del Rey, y en Granada se cayó parte del Alhambra;./.. fue tan grande este temblor y tantas veces que no había memoria de gentes que uviesen visto otra cosa semejante"*. Pulgar añade otro testimonio importante de esta serie: *"no desanimándole [al rey de Granada] los malos sucesos, ni aún las demostraciones, e señales de la tierra propia, que en estos días tembló diversas veces en Granada: e lo que más había en que reparar, fué el ver con los temblores caerse algunos pedazos de las murallas de la ciudad, e también tembló el Alcázar del rey de Castilla"*.

A consecuencia de estos terremotos el sistema hidráulico sufrió modificaciones, las aguas de los Alijares que llegaban desde el río Aguas Blancas se cortaron por el derribo de un antiguo acueducto y, en época de Isma'il en 1455 se canalizaron de nuevo las aguas pero esta vez desde la acequia de la Alhambra. Con ello salvaba lo que quedaba de los jardines pero no se pudo conseguir devolver el agua a la zona más alta

de la Alhambra que se convierte en un erial desaprovechado para la población (Vidal, 1993).

Gutierre Joaquín Vaca de Guzmán (siglo XVIII) recoge en su obra: Dictamen sobre la utilidad, o inutilidad de la excavación del Pozo-Airon,…, un testimonio también significativo, del bachiller Fernán Gómez de Cibdarreal, en su Epistola a D. Lope de Mendoza Arzobispo de Santiago. En este testimonio se dice que el médico del rey Juan II estando en el real de Sierra Elvira a principios de julio sintió, junto con el resto del ejército, repetidos temblores de tierra siendo, al menos dos de ellos, muy violentos ya que destruyeron muchas casas de la ciudad. Este autor dice que él vio como varios capitanes proponían al rey tomar la ciudad en aquellos momentos de incertidumbre pues la fortuna mostraba que quería aterrar a Granada con los tiemblos de la tierra.

Lafuente Alcántara sitúa los hechos siguiendo las crónicas cristianas y árabes, tras contar la batalla de la Higueruela, las deliberaciones de los cristianos sobre la conveniencia o no de tomar la ciudad y otros pormenores pasa a describir la situación interior de la ciudad de Granada y los ánimos y congojas de sus habitantes. Las consecuencias de las entradas y ataques de los cristianos habían dejado al monarca nazarí y a sus seguidores en una calamitosa situación. Las palabras utilizadas por Lafuente Alcántara para describir el escenario fueron las siguientes: *"Granada entre tanto ofrecía un cuadro tristísimo. Las hijas, las madres, las viudas lloraban amargamente, contemplando desde sus mismas casas el campo de batalla cubierto con los cadáveres de sus padres, de sus hijos y de sus maridos. El terrible fenómeno que amargaba de vez en cuando con ruinas y muertes á los granadinos, hizo más acerbas sus tribulaciones. Los subterráneos de Sierra Elvira resonaron con hondos bramidos y los terremotos de que eran predecesores hicieron bambolear á toda la comarca de Granada. Muchas torres y mezquitas se cuartearon y un paño del muro de la Alhambra se desplomó con pavoroso estruendo. El rey Izquierdo procuró mitigar la aflicción general, repartiendo limosnas á las familias huérfanas y paseando las calles para animar con su presencia á los tristes moradores. Los elementos y los hombres parecían conjurados contra los moros: permaneciendo en sus hogares corrían peligro de morir sepultados entre los escombros: si acampaban al aire libre se exponían á quedar cautivos ó á recibir la mortal estocada del enemigo".*

- El terremoto de 1806:

El sismo principal ocurrió el 27 de octubre a las 12:30 según Ponce de León (1807) y Garrido (1807) y a las 12:10 según las Actas Capitulares de Santa Fé. Se sintió en un área muy reducida, por lo que debió ser muy superficial, y su epicentro pudo estar muy cercano a Pinos Puente, en la falla de Sierra Elvira (Vidal y de Miguel, 1983; Vidal, 1986) o alguna de similar dirección entre Santafé, Pinos Puente y Valderrubio. Este área epicentral queda justificada por haber ocurrido allí los mayores efectos sobre los edificios y sobre el terreno, ser mucho mayor el ruido, la duración más corta y porque allí se sintieron muchísimas más réplicas que en otros lugares eran imperceptibles. Ponce de León (1807) escribe que *"el foco estaba en la Sierra de Elvira. Comprueba esto el grande ruido subterráneo, que sin terremoto se ha sentido muchas veces en el lugar de Tarfe, tanto en este año como en los anteriores. Este Lugar está al pie del medio dia de dicha Sierra"* y añade más adelante *"En estos de Sta. Fé ha estado al pie de Sierra de Elvira (4 y 8), hácia el puntual que mira al sudoeste. Desde este sitio se abrió una hendidura, que pasaba por mas allá del puente de Pinos, y se dirigia por bastante trecho hácia el poniente"*. Esto parece ser la dirección de la falla que originó el terremoto, que Ponce describe como *"una hendidura que pasaba más allá del puente de Pinos y se dirigía por bastante trecho hacia el poniente"* (debió seguir la dirección N45W de la falla).

En la zona de Santafé, Pinos Puente y Valderrubio hubo gran cantidad de grietas en el terreno que tenían de largo *"de cincuenta a sesenta varas (40-50 m) y cinco pulgadas de ancho (12-13 cm)"* y en *"varios puntos de aquel mismo paraje que terminan en la falda de Sierra Elvira se advirtieron, aunque en muy corto perímetro, algunos hundimientos"* (Nicolás Garrido, 1807). Los efectos de licuefacción se observaron en la vega del Soto de Roma, donde la capa freática esta cerca de la superficie, causando grietas en el suelo, volcanes de arena, manando aguas cenagosas (Garrido, 1807; Ponce de León, 1807) y en Pinos Puente (Vidal et al, 2010). Según Garrido (1807) "*las grietas manaron agua cenagosa en cantidad*". De igual opinión es Ponce de León (1807) que observó grietas en Pinos Puente *"que han arrojado humo y agua cenagosa, que también las hubo en el lugar del Soto de Roma*", así como "*una hendidura que pasaba más allá del puente de Pinos y se dirigía por bastante trecho hacia el poniente"* (debió seguir la dirección N45W de la falla). Los autores mencionados no describieron deslizamientos de ladera. Sin embargo si se describen efectos hidrogeológicos en los informes técnicos: cambios importantes en el nivel de pozos y aguas termales de Sierra Elvira (~1,2 m de altura) (Garrido, 1807) y grandes cambios en el flujo de los manantiales, p.e. en el "nacimiento de la Malá, que siendo antes un pequeño

manantiál, despues ha corrido por quince dias la cantidad de un cuerpo de un hombre, saliendo el agua turbia y roxa" (Ponce de León, 1807). Todos estos efectos revelan que, además de grietas en el terreno y licuefacción, hubo emanación de gases y alteración del caudal en fuentes.

Este sismo estuvo precedido por actividad sísmica en la zona, ya que se cita que hubo temblores desde el 4 de agosto del mismo año. Incluso tuvo dos premonitorios sentidos el mismo día 27, uno de ellos a las cinco y tres cuartos. Tuvo gran cantidad de réplicas sentidas. Según un oficial del ejército hasta la tarde del día siguiente se sintieron unas 200 y de 6 a 16 durante las dos semanas próximas. Posteriormente, del 10 de noviembre al 21 de abril de 1807, los informes diarios enviados al gobernador de Granada, identifican otros 421 sismos (Vidal et al, 2011). Sempere (1807) refiere que en los 4 meses siguientes en Granada se sintieron más de 60 sismos y en la vega más de 300. Según los informes mandados al intendente general de Granada, del día 27 al 28 hubo 25. Después el alcalde de Santafé informa que se siguen repitiendo incesantemente y, por tanto, que no se haga aún el reconocimiento del arquitecto. Ante la insistencia del intendente, el alcalde remite un oficio diario en el que da cuenta del número de terremotos sentidos y de las incidencias. Se debieron sentir más de 500 sismos, ya que existen referencias de más de 450 (noviembre de 1806 - abril de 1807) y faltan los que sucedieron entre el 29 de octubre y el 10 de noviembre (Vidal, 1986, 1993).

El terremoto principal se sintió con un ruido formidable y gran trepidación, sintiéndose en la zona epicentral como un *"impulso del centro a la superficie, con inclinación por la parte sur"* (Garrido, 1807) y en Granada con "*dos movimientos verticales a los que siguieron otros dos horizontales"* (Ponce de León, 1807). Garrido (1807), Capitán Primero del Cuerpo de Ingenieros, se encontraba en la Vega "*desempeñando una comisión de importancia"* estuvo a punto *"de perecer al salir huyendo por el umbral de un cortijo, que parte de él se desplomó".* Describe los graves daños en la zona comprendida entre Pinos, Santafé y Asquerosa (hoy Valderrubio): *"los edificios de estas poblaciones como los de los lugares, y cortijadas que intermedian, no pudiendo resistir tan fuerte vibración, experimentaron algunas el desplome de sus techos, muchos una descomposición casi total en sus paredes principales y la mayor parte resentimientos de grietas, y aberturas perpendiculares de mucha consideracion, con el vaciamiento de los texados, cuya caida verificándose al acto de la fuga de los que estaban dentro fué causa de la mayor parte de las desgracias "*

Las víctimas anotadas en los libros de defunciones fueron 11 en total (Vidal, 1986): en Pinos Puente, 5 niñas sacadas de los escombros y una mujer mayor (69 años) que

"murió asustada del terrible terremoto" a los 20 días de éste. En Santafé una niña (del cortijo Zahurín) y dos mujeres *"una de ellas que estaba en cinta*"; En Chauchina un niño y un hombre de 56 años. En Santafé se sabe que al menos hubo 27 personas gravemente heridas y que se les trasladó en carros a los hospitales de Granada.

Daños en las edificaciones

Los pueblos con daños importantes fueron Pinos Puente, Santafé, Asquerosa (Valderrubio), Ansola, y las cortijadas y pequeños núcleos del Soto de Roma, de Fuente Vaqueros, La Paz y Figuelas (Cijuela). El terremoto se sintió en Málaga, Loja, Almuñécar, Guadix, etc. Los destrozos causados, según los informes mandados a hacer por orden real, anotan que de 1332 casas que *"comprendían los vecindarios de Santafé, Pinos Puente, Asquerosa y Soto de Roma, 94 han quedado arruinadas enteramente, solas 118 han quedado sin algún quebranto y todas han tenido daños mayores, calculándose su total valor en 7.704.042 reales"* (Sempere, 1807)

Los edificios de la zona comprendida entre Pinos, Santafé y Asquerosa (hoy Valderrubio) y *"cortijos que intermedian, no pudiendo resistir tan fuerte vibración, experimentaron algunos el desplome de sus techos, muchos una descomposición casi total en sus paredes principales, y aberturas perpendiculares de mucha consideración, con vaciamientos de los tejados, cuya caída, verificándose al acto de la fuga de los que estaban dentro, fue causa de la mayor parte de las desgracias*" (Garrido, 1807).

- SOTO DE ROMA: Sufren destrozos las cortijadas de la zona de Soto de Roma que, tanto Ponce de León (1807) como N. Garrido (1807), los achacan a *"lo encharcado del lugar"*, debido a la poca profundidad del nivel freático (Vidal y de Miguel, 1983), lo que podría traducirse en grandes efectos de amplificación de la sacudida sísmica de hasta dos grados de Intensidad (Figura 3.4).

- PINOS PUENTE. Según los informes de los Alarifes es la población más dañada debido *"a que fue arruinado el pueblo"* y la iglesia, pues una niña que murió *"fue a consecuencia de caerle encima una pared de la iglesia"*. En un informe (Archivo Histórico Nacional, Secc. de Consejos), de las 400 casas de la población, 120 quedaron completamente arruinadas y las demás inhabitables.

- SANTAFÉ aparece en muchos documentos como la ciudad en que muchas casas se han arruinado, otras que amenazaban ruina y generalmente inhabitables, entre ellas la Colegiata y el Convento de los Agustinos. Según el testimonio de William

Jacob, dos años después del terremoto (López-Burgos, 1998) *"Una de las iglesias está completamente partida por el centro y la torre no es más que un montón de ruinas. Un convento que fue bastante dañado, muestra un curioso espectáculo. La mitad se ha derrumbado, y las celdas de los monjes en la otra mitad están completamente abiertas. Varias casas particulares se han dañado mucho"*. La casa del Pósito no debió sufrir daños muy graves ya que, tras el reconocimiento practicado, el Intendente General manda que se trasladen allí los heridos .El grado de destrozos y lo continuado de las réplicas infundían tanto peligro que se obliga a los vecinos a habitar en el campo en barracas (ya que no se consiguen tiendas de campaña) y se establecen incluso guardias para que los vecinos no habiten en las casas bajo ningún concepto.

- CHAUCHINA: Según el documento sobre el terremoto (en el Archivo Histórico Nacional, Secc. de Consejos) de las 300 casas *"una parte se ha arruinado y todas las demás sumamente quebrantadas"*. La iglesia se cuarteó y su torre quedó muy quebrantada.

- ARQUEROSA (Valderrubio), FUENTE VAQUEROS, TORRES DE ROMA, LA PAZ y CIJUELA: según el documento citado del Archivo Histírico Nacional (AHN) los efectos son similares a los de Chauchina.

- GRANADA: No hubo destrozos graves a pesar de que el cabildo manda hacer reconocimiento general. Según Sempere no hay ninguna desgracia personal, ni ninguna casa arruinada, aunque sí debió haber muchas con grietas *("sus edificios experimentaron un general resentimiento").*

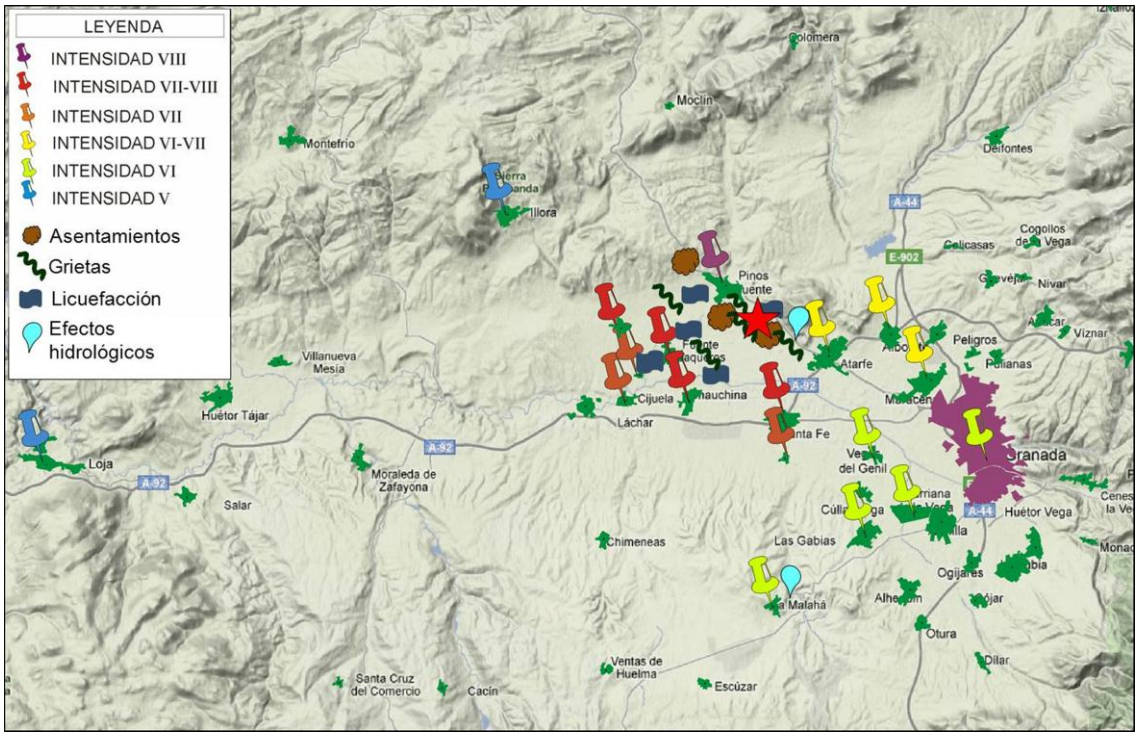


Figura 3.4: *Mapa de intensidades y de efectos en el terreno del terremoto de 1806 (Vidal et al., 2011). INTENSIDADES: Grado VIII: Pinos Puente, Ansola; Grado VII-VIII: Santafé, Valderrubio, Chauchina, Soto de Roma, Fuente Vaqueros; Grado VII: La Paz, Cijuela, Belicena y Atarfe; Grado VI-VII: Atarfe, Albolote, Maracena; Grado VI: Purchil, Churriana, Granada, Las Gabias, Malahá; Grado V: Íllora, Loja*

3.1.2 Revisión de la peligrosidad sísmica de Granada.

La actividad sísmica en la cuenca de Granada es moderada, habiéndose registrado instrumentalmente un gran número de terremotos, todos ellos de magnitud moderada o baja (Mb<5.5) generalmente a profundidades entre 5 y 17 km (Azañón et al, 2007). Ejemplo de dicha actividad son los terremotos de Santafé de 1911 ó el de Albolote de 1956, lo que no quiere decir que no puedan ocurrir sismos de mayor magnitud como los de 1431 ó 1806, para los que se han estimado magnitudes momento Mw ≈ 7.0 y 5.6 (± 0.3) respectivamente (Vidal et al. 2010).

La adopción de un enfoque probabilista es habitual en regulaciones de diseño, en las que debe contemplarse no un movimiento específico, sino cualquier movimiento que pueda afectar a la estructura en su tiempo de vida útil. Dentro de este enfoque, además de los datos de peligrosidad sísmica aportados por la NCSE-02 (Figura 1.6), existen numerosos trabajos sobre peligrosidad sísmica (ver tabla 3.2) de los que se puede obtener el valor de la misma (con diferentes grados de aproximación) para la ciudad de Granada:

Tabla 3.2: *Síntesis de los principales trabajos de peligrosidad sísmica que abarcan la Comunidad Autónoma de Andalucía, indicando los autores, zona de estudio, método empleado, parámetro para definir el tamaño de los sismos y principales resultados del movimiento del suelo (en roca) en las capitales de provincia (a partir de SISMOSAN 2009*

REFERENCIA	ZONA DE APLICACIÓN	MÉTODO (programa)	PARÁMETRO DE TAMAÑO	PARÁMETRO DE MOVIMIENTO	RESULTADO EN CAPITALES ANDALUZAS (aproximado)							
					ALM	CAD	COR	GRA	HUE	JAE	MAL	SEV
Martín, **1984**	Península Ibérica	Gumbel I Zonificado	I_{MSK}	I_{MSK} PR = 500 años	VI	VI	VI	**VIII**	VII	VI	VII	VI
		Gumbel I No Zonificado	I_{MSK}	I_{MSK} PR = 500 años	VI	V	V	**VIII**	VII	VI	VII	VII
		Cornell (1968) (EQ-RISK)	I_{MSK}	I_{MSK} PR = 500 años	VII	VII	VI	**VIII**	VIII	VI	VII	VII
Martín y Sierra, **1984**	Península Ibérica	Gumbel I	I_{MSK}	I_{MSK} PR = 500 años	VIII	VI	VI	**VIII**	VII	VI	VII	VIII
Muñoz *et al*., **1984**	Sur y Sureste de España	Cornell (1968) (McGuire, 1976)	I_{MSK}	I_{MSK} PR = 500 años	VII-VIII	-	VI	**VIII-IX**	-	VI	VII-VIII	VII
NCSE, **1994**	España	Cornell (1968) (EQ-RISK)	I_{MSK}	a_b (g) PR = 500 años	0.13	0.07	0.06	**0.24 VIII**	0.1	0.07	0.11	0.07
Peláez Montilla y López Casado, **2002**	Península Ibérica	Frankel (1995)	Ms	PGA (g) PR = 475 años	0.17	0.14	0.15	**0.22**	0.2	-	0.13	0.17
NCSE, **2002**	España	Cornell (1968) (EQ-RISK)	I_{MSK}	a_b (g) PR = 500 años	0.14	0.07	0.05	**0.23**	0.1	0.07	0.11	0.07
Peláez et al., **2005**	SE España	Frankel (1995)	Ms	Int. Arias (m/s) PR=475 años	0.19	-	< 0.11	**0.26**	-	< 0.11	< 0.11	-
SISMOSAN 2007	Andalucía	Cornell (1968) Zonificado (CRISIS) Woo (1996) No zonificado	Mw	PGA (g) PGA (gales) PR = 475 PR= 975 años	0,13 0,17 128,1 167,8	0.09 0,12 90,8 121,1	0,07 0,10 69,3 94,7	**0,21** **0,27** **201,1** **261,7**	0,07 0,10 70,2 94,8	0,10 0,13 96,5 126,5	0,11 0,15 112,6 147,4	0,07 0,10 71,3 96,9

3.1.2.1 Leyes de recurrencia

La asunción de un modelo zonificado supone que los terremotos tienen lugar dentro de zonas sismogenéticas definidas, cuyo potencial sísmico es homogéneo. Es decir, dentro de cada zona, la sismicidad se distribuye de manera aleatoria espacial y temporalmente (SISMOSAN 2007). La subdivisión de un territorio en zonas sismogenéticas de características sismotectónicas comunes se denomina zonificación. La delimitación de zonas sísmicas requiere englobar en una misma zona aquellas fallas o estructuras geológicas que puedan generar patrones similares de sismicidad. Dicho de otra forma, los límites deben separar zonas capaces de generar terremotos cuya magnitud máxima y recurrencia sean bien diferentes. Esta medida se adopta, por lo general, como alternativa cuando las fallas existentes no se conocen con el detalle requerido como para definir modelos particulares que representen la sismicidad asociada. Como se indicará más adelante, los datos detallados de fallas en la comunidad andaluza son escasos, limitándose a las cuencas de Huércal-Overa, Granada y Baza, y proporcionando estimaciones de magnitudes máximas y tiempos de recurrencia con grandes márgenes de incertidumbre asociados (Sanz de Galdeano et al. 2003; Masana et al. 2005). Por este motivo y porque los datos referentes a fallas no cubren de manera homogénea el territorio andaluz, se ha optado por excluir las fuentes tipo falla del cálculo de la peligrosidad. Este tipo de datos se podrá utilizar en estudios posteriores centrados en áreas más pequeñas.

Tras la definición de las zonas y sus límites, se requiere caracterizar su sismicidad, lo que supone deducir la ley de recurrencia de sismos en función de su magnitud, así como la magnitud máxima creíble en la zona. Existen varios modelos que representan la recurrencia temporal de terremotos. En este trabajo se asume que la sismicidad es un proceso de Poisson. Esto significa que la ocurrencia de un terremoto no tiene influencia sobre la ocurrencia de otro sismo en el futuro. Por tanto, para que esta condición se verifique, se hará necesario eliminar del catálogo sísmico todos aquellos sismos que se identifiquen como réplicas o premonitores (Knoppoff, 1964).

En cuanto a la distribución de magnitudes en una zona sismogenética concreta, se asume el modelo de Gutenberg-Richter (1942), que establece que el logaritmo del número de terremotos, N, cuya magnitud es igual o mayor a una magnitud dada, m, está relacionado linealmente con esa magnitud (Figura 3.5):

$$log\ N = a + b\ m \tag{3-1}$$

donde los coeficientes a y b son constantes que se deben determinar en el ajuste de los datos. El parámetro *b* es un número negativo que da una estimación de la proporción entre terremotos grandes y pequeños que ocurren en una zona. El parámetro *a* está relacionado con el número de terremotos que ocurren en la misma y superan una magnitud mínima.

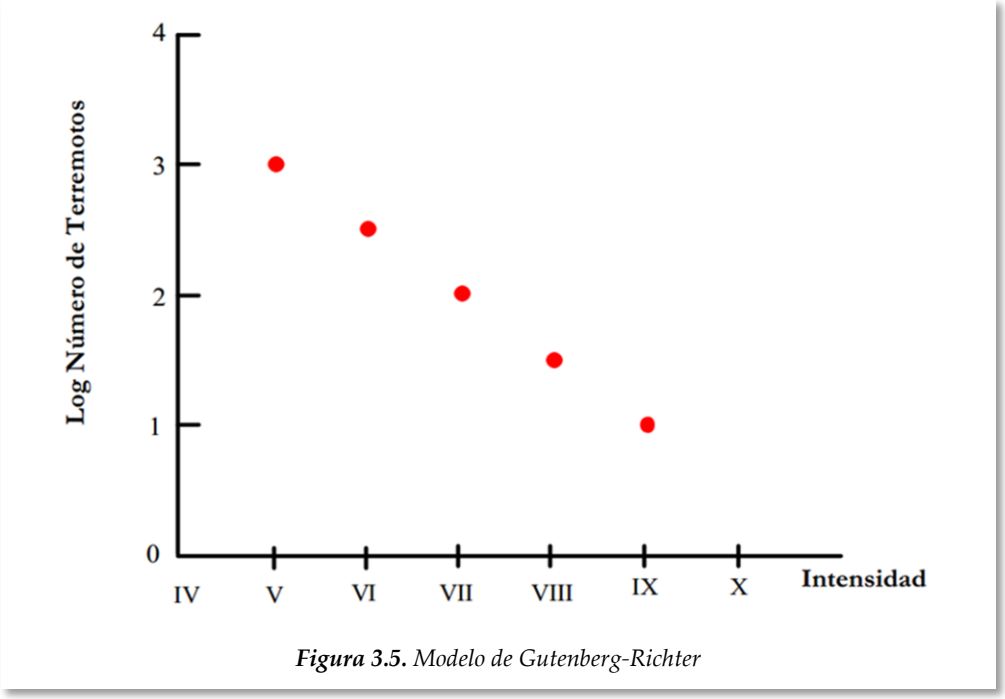


Figura 3.5. *Modelo de Gutenberg-Richter*

En el cálculo de la peligrosidad sísmica se emplea una versión modificada de la relación de Gutenberg-Richter en la que se trunca el rango de variación de magnitud entre una magnitud umbral mínima M_0, por debajo de la cual los sismos no presentan una contribución significativa a la peligrosidad, y una magnitud máxima Mmax, por encima de la cual no es esperable que se produzcan terremotos en la fuente considerada.

La tasa de ocurrencia $V_{(m)}$ de terremotos que exceden una magnitud m comprendida entre la magnitud umbral M_0 y la magnitud máxima de la zona M_{max} es:

$$v_{(m)} = v_0 \cdot (e^{-\beta m} - e^{-\beta Mmax}) / (e^{-\beta Mo} - e^{-\beta Mmax}) \qquad (3\text{-}2)$$

dónde $\beta = b \cdot ln\ 10$ y v_0 es la tasa anual de ocurrencia de sismos en la zona considerada.

Así pues, los parámetros que definen la sismicidad en cada zona, necesarios para el cálculo de la peligrosidad, son las magnitudes máxima y mínima M_{max} y M_0, la tasa de ocurrencia de sismos por encima de la magnitud mínima V_0, y la pendiente de la relación β.

3.1.2.2 Atenuación de I, PGA, SA

El movimiento de suelo producido por un terremoto depende de las características de la fuente de éste (tamaño y mecanismo focal), de las características de la propagación de la señal sísmica a través del medio (atenuación) y de los efectos de sitio (estructura local en la zona de registro). La propagación por el medio provoca una redistribución y pérdida de energía, observándose una disminución de la amplitud de la señal y un aumento de su duración con la distancia a la fuente (Mancilla, 2006). En las frecuencias de utilidad de este trabajo (la banda de frecuencias de interés en ingeniería: 0.2-12 Hz), consideradas altas frecuencias en sismología, el movimiento de suelo es muy complejo. Esto hace que sea complicado modelarlo usando técnicas convencionales (deterministas) de atenuación que reproduzcan la señal completa en el dominio del tiempo ya que requieren un conocimiento detallado del medio de propagación, teniendo además un gran costo computacional. Una alternativa son los ***métodos semiempíricos*** que utilizan terremotos de pequeña magnitud como funciones de Green empíricas junto con un modelado teórico del espectro de la fuente. Otra alternativa, utilizada por Mancilla (2006), son los estudios empíricos que utilizan la sismicidad de fondo para obtener unas leyes empíricas que reproduzcan las características principales del movimiento de suelo.

Como primer paso en la predicción del movimiento de suelo esperado en una determinada zona, y para la aplicación del método anteriormente apuntado, se necesitan conocer las leyes empíricas que gobiernan la amplitud espectral RMS y la duración del movimiento de suelo, tanto en función del tamaño del terremoto como de la distancia a la que se produjo. Normalmente, estas leyes se intentan describir por medio de unas ecuaciones simples (Campbell, 2002; Douglas, 2003; Boore, 2003). Mancilla (2006) obtuvo las leyes empíricas regionales de escalado de la amplitud espectral RMS y la duración del movimiento de suelo producido por una fuente sísmica en función de su magnitud y su distancia. Las leyes empíricas regionales de escalado del movimiento de suelo son un promedio de las características del medio por el que se propagan las ondas desde la fuente al receptor.

Los registros de movimiento fuerte del suelo existentes en Andalucía corresponden a sismos ocurridos en los últimos 25 años, todos ellos con magnitud M<5.5. Por esta razón, no han podido derivarse modelos de movimiento específicos para la región en términos de aceleraciones espectrales (los únicos modelos sólo usan la PGA, e.g., Martín et al., 1996; Cabañas et al., 1999), que reflejen de forma fiable y realista la atenuación de la energía con la distancia, para el rango de magnitudes de los sismos que

pueden esperarse con las probabilidades asumidas en el cálculo de la peligrosidad sísmica.

La ausencia de tales modelos obliga a considerar otros modelos desarrollados para otras regiones geográficas, si bien debe imponerse el criterio de afinidad tectónica, que garantice en lo posible una atenuación parecida entre la zona fuente de los datos de esos modelos y la de aplicación.

Por otra parte, es un hecho conocido la diferencia de atenuaciones que experimentan los movimientos sísmicos del terreno procedentes de sismos ocurridos dentro del territorio andaluz con aquellos de la zona de Azores-Gibraltar, siendo mucho más bajas las de estos últimos, ya que al ser los recorridos mucho mayor el camino de viaje de las ondas estas se propagan a mayores profundidades (de menor atenuación). Se tiene constancia de dicha diferencia observando la atenuación de la intensidad macrosísmica. Basta recordar cómo los sismos con epicentro en Azores-Gibraltar (p.e. el de Lisboa de 1755 o el de 1969) han hecho sentir sus efectos en toda la Península, con una dirección preferente de propagación hacia el NE, como se refleja claramente en los mapas de isosistas (Martínez Solares, 2001). Las leyes de atenuación de Intensidad (Martín, 1983; Molina, 1998) revelan que el decaimiento de ésta con la distancia es mucho menor, en el caso de estos sismos, que en el resto de la región andaluza. Sin embargo, no existen modelos de movimiento fuerte desarrollados con datos locales, en términos de aceleración pico y espectrales, que permitan cuantificar las diferencias para estos parámetros de una forma objetiva.

3.1.2.3 Resultados de la peligrosidad sísmica.

Para la selección de los terremotos escenario se han tenido en cuenta, además de la revisión de la sismicidad histórica, los siguientes estudios de peligrosidad sísmica:

- **Según la Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02)**, en Granada se esperan aceleraciones pico **(PGA) de 0.23g en roca para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años** (periodo de retorno de 475 años). Es la ciudad de mayor peligrosidad sísmica de España (Figura 1.6).

- **Peláez et al. (2002)** intentan integrar datos de fallas activas de la Cuenca de Granada en los cálculos de peligrosidad. A partir de estimaciones de tasas de movimiento de fallas reevalúan la peligrosidad, de modo que el valor de PGA esperado en Granada, con un periodo de retorno de 475 años (Figura 3.6), se duplica respecto al obtenido en Peláez (2000). Por último, Peláez et al. (2005) desarrollan un estudio de peligrosidad similar a los anteriores, empleando la

Intensidad de Arias (I_A) como parámetro del movimiento y obtienen valores de I_A máximos en la parte Sur de la provincia de Granada y en la costa almeriense occidental. Encontraron una buena relación entre I_A y PGA. Las áreas que tienen valores medios PGA por encima de 1,2 y 2,0 m/s² se correlacionan bien con las áreas de valores de I_A superiores a 0,11 y 0,32m/s, respectivamente, para los suelos superficiales (de poca potencia). Los valores medios de PGA por encima de 1,4 m/s² se correlacionan con los valores de intensidad de Arias superiores a 0,11 m/s, para los sitios de suelos profundos (de gran potencia), y los valores medios de PGA por encima de 1,6 m/s² se correlacionan con valores de la intensidad de Arias superiores a 0,11 m/s, para rocas duras. La demarcación de las zonas sísmicas, ya sea en términos de intensidad de Arias o PGA media, no varía, aunque sí lo hagan los valores absolutos.

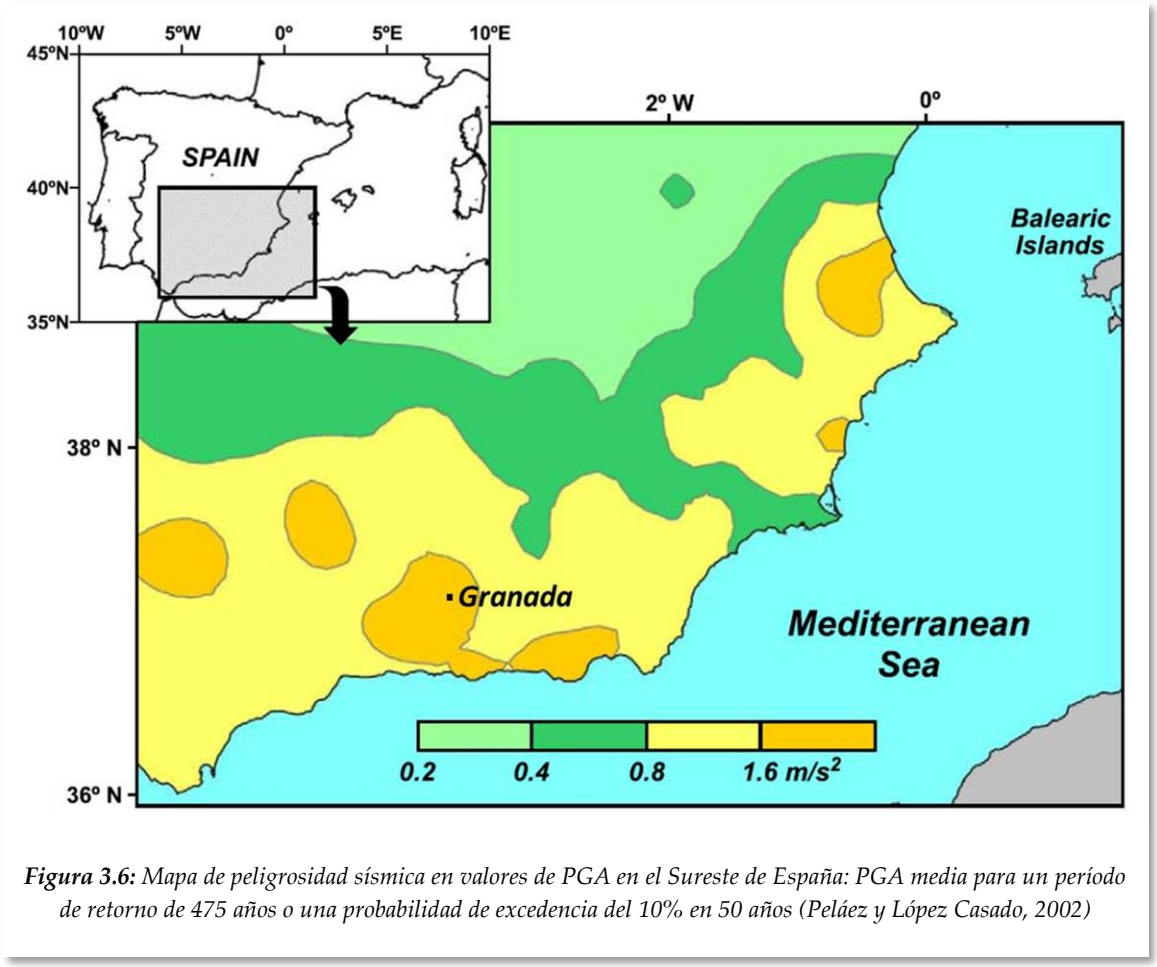


Figura 3.6: *Mapa de peligrosidad sísmica en valores de PGA en el Sureste de España: PGA media para un período de retorno de 475 años o una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (Peláez y López Casado, 2002)*

Las cuatro áreas con mayor riesgo sísmico en función de la I_A Media o la Media + la desviación estándar (σ) obtenida de las curvas de atenuación se muestran en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Comparativa entre la PGA (Peláez et al, 2002) y los valores máximos de *Intensidad de Arias obtenidos para 4 zonas del SE de España y un período de retorno de 475 años (Peláez et al, 2005)*

Area	PGA (m/s2)	Intensidad de Arias (m/s)					
		Suelos superficiales		Suelos profundos		Roca dura	
		Media	Media + σ	Media	Media + σ	Media	Media + σ
Depresión de Granada	2,25	0,38	0,95	0,30	0,75	0,22	0,54
SW Almería	2,09	0,33	0,83	0,26	0,65	0,19	0,47
S Valencia	2,09	0,30	0,76	0,24	0,60	0,18	0,43
S Alicante	1,81	0,20	0,50	0,16	0,40	0,12	0,29

La zona correspondiente a la Depresión de Granada muestra los valores más altos de peligrosidad sísmica, lo que se justifica con la ocurrencia de terremotos destructores como el de Atarfe en 1431 (Imáx= IX) o el de 1884 en Arenas Rey (Imáx= IX-X) entre otros (ver Figura 3.2 y Tabla 3.1). Le sigue en importancia la zona del SW de Almería, con terremotos tan relevantes como el de 1522 al SW de Almería (Imáx= IX) o el de 1804 en Dalias (Imáx= VIII-IX). La zona del sur de Valencia, con valores de peligrosidad sísmica cercanos a los de la zona almeriense ha sido afectada por terremotos destructores como el de 1396 en Tabernes de Valldigna (Imáx= VIII-IX), el de 1644 en Muro de Alcoy (Imáx= VIII) y el de 1748 en Estubeny (Imáx= IX). Por último, la zona del sur de Alicante muestra una menor peligrosidad sísmica a pesar de haber tenido terremotos tan importantes como el de 1829 en Torrevieja (IX-X) pero con una menor probabilidad de ocurrencia.

- El Estudio del Riesgo Sísmico de Andalucía (SISMOSAN, 2007) evalúa la peligrosidad y el riesgo asociado para periodos de retorno de 475 y 975 años, que equivalen a asumir la acción sísmica con probabilidades de excedencia del 10 % para un periodo de exposición de 50 y 100 años respectivamente, coincidiendo con las probabilidades adoptadas en la Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02) para regular el diseño de estructuras de edificación de importancia normal y especial respectivamente. SISMOSAN (2007) se ha elaborado a partir de la información recopilada para cada entidad poblacional (municipio). Para el cálculo de la Peligrosidad Sísmica se ha seguido la metodología comúnmente aplicada en la actualidad: PSHA (*Probabilistic Seismic Hazard Assessment*) y además ha incorporado distintas opciones de cálculo combinadas mediante un árbol lógico. Se han utilizado,

tanto métodos zonificados como no zonificados, en función de si se descompone el área que potencialmente constituye un peligro sísmico en zonas sismogenéticas de geometría bien definida (zonas de sismicidad uniforme) o no (Figura 3.7).

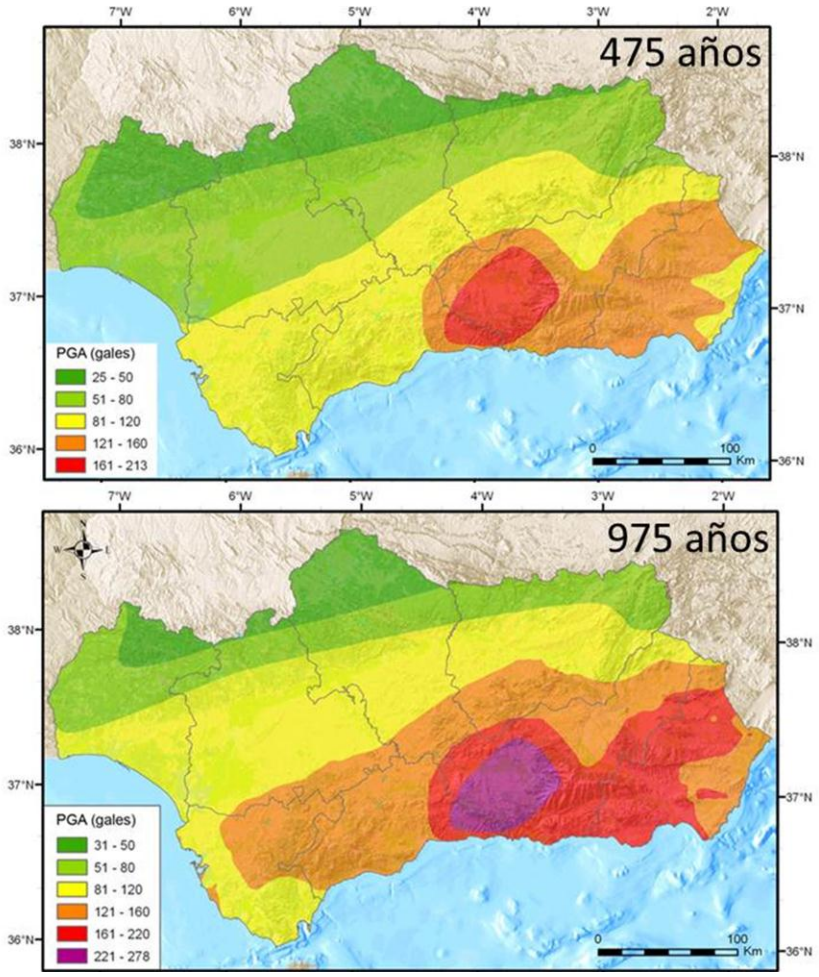


***Figura 3.7**: Mapa de PGA en roca esperada para periodos de retorno de 475 y 975 años (método zonificado). Fuente: SISMOSAN (2007)*

Los resultados se han dado, bien en términos de aceleración máxima (o pico) del suelo PGA, o bien en términos de aceleraciones espectrales para diferentes periodos del movimiento SA. Además de los mapas de peligrosidad sísmica elaborados a partir de los resultados anteriores se presentaron, como resultados singulares, las curvas de peligrosidad para diferentes periodos del de movimiento y los espectros de peligrosidad uniforme para periodos de retorno de 475 y 975 años en las ocho capitales de provincia. La Figura 3.8 representa, dichos espectros y curvas para la ciudad de Granada.

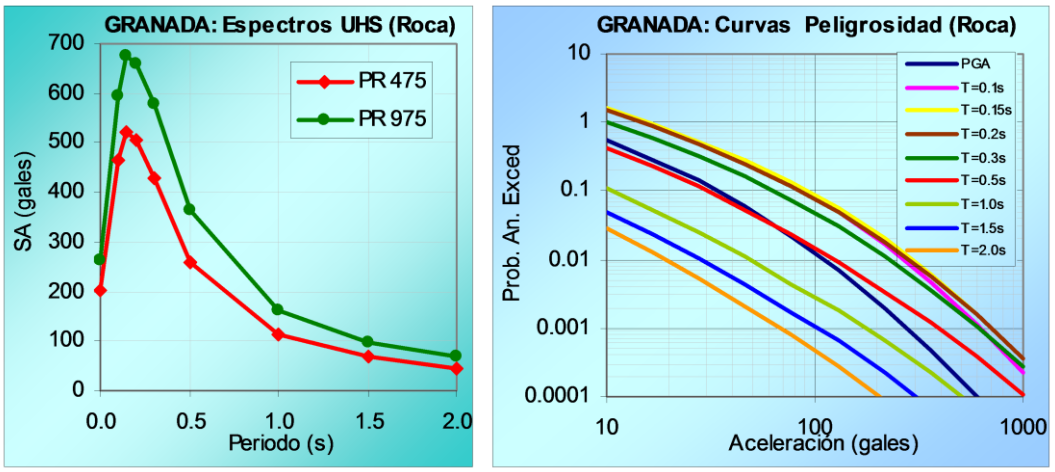


Figura 3.8: *Espectros de peligrosidad uniforme (izq.) y curvas de peligrosidad (dcha.) en roca obtenidos para la ciudad de Granada. Fuente: SISMOSAN (2009)*

3.1.2.4 Terremoto de control.

En el estudio de SISMOSAN (2007) se muestran los parámetros que definen el sismo de control de la peligrosidad para un movimiento objeto determinado, concretamente el rango de magnitudes y distancias fuente-emplazamiento asociadas a dicho terremoto. El sismo de control para un valor del movimiento objeto es aquel que representa una mayor contribución a la peligrosidad total en el emplazamiento, para un periodo de retorno dado (Tabla 3.4) y los espectros de respuesta específicos para dichos parámetros (Fig. 3.9).

GRANADA		
Periodo de retorno = 475 años		
Movimiento objeto	Magnitud	Distancia (km)
PGA = 201 gales	[5.0-5.5]	[0-5]
SA(0.2s)= 506 gales	[4.0-4.5]	[0-5]
SA(0.5s)= 260 gales	[5.5-6.0]	[5-10]
SA(1.0s)= 112 gales	[5.0-5.5]	[5-10]

Tabla 3.4: *Resultados de desagregación de la peligrosidad en Granada para un PR=475 años. (Sismosan, 2007)*

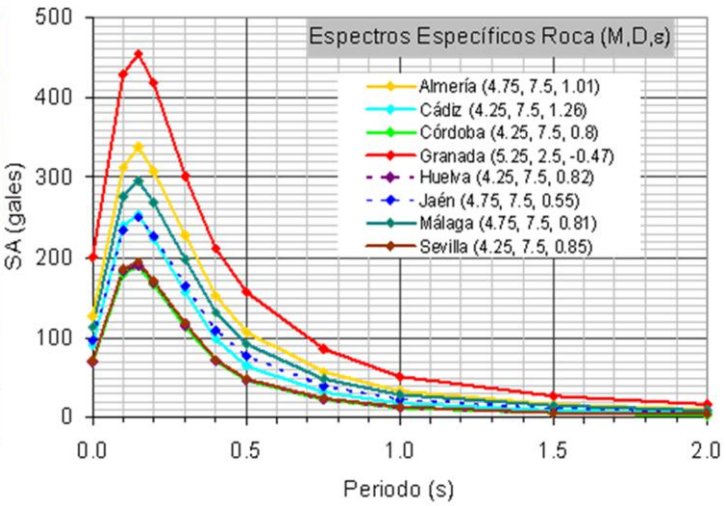


Figura 3.9: *Espectros específicos correspondientes a los pares MD para PGA y PR=475 años. (Sismosan, 2007)*

3.1.3 Terremotos escenario e Intensidades en el sustrato

La elección de los sismos escenario se ha hecho tras una revisión exhaustiva de la sismicidad histórica y de las fallas activas de la cuenca de Granada (ver Capítulo 2) y se ha tenido además en cuenta la peligrosidad sísmica estimada en roca para Granada.

La revisión de la sismicidad histórica indica que los terremotos de 1431 y de 1806, con epicentro en la zona de Sierra Elvira, intensidades epicentrales (I_0) de IX y VIII y magnitud momento Mw ≈ 7.0 y 5.6 (± 0.3) respectivamente, son los dos terremotos tipo ocurridos en la zona afectando con daños a la ciudad de Granada, como se ha visto en el apartado 3.1.1.

La revisión de las fallas activas de la cuenca de Granada indica que las fallas con mayor potencial sísmico, según su tasa de desplazamiento (Fig. 2.5), son las de dirección NW-SE situadas en la mitad oriental de la cuenca (Sanz de Galdeano, 2001), y las que afectarían en mayor grado a la ciudad estarían en un radio de acción de unos 20 a 30 km. Las más activas de estas fallas, situadas al NW, dentro y al SSE de la ciudad, podrían generar terremotos con magnitudes ~6.5 (± 0.5), estimados según sus dimensiones y velocidades de desplazamiento.

En estas zonas de fallas se han registrado la mayoría de la sismicidad histórica y reciente que ha afectado a Granada. Como estos sistemas de fallas son los de mayor potencial generador de sismos que podrían afectar a la ciudad, finalmente se han tomado las intensidades que se podrían generar en el sustrato rocoso de la ciudad de Granada, *Ir*, que serían similares a las generadas por los terremotos escenario obtenidos a partir de la revisión de la sismicidad histórica. En el primer caso con *Ir* = VIII y en el segundo con *Ir* =VII. De este modo, sin tener en cuenta fenómenos de directividad, la evaluación del movimiento del suelo para estos dos casos se obtendrá considerando los valores en el sustrato y las funciones de transferencia del suelo.

3.2 Respuesta local y efectos de sitio

La potencialidad destructora de un terremoto no depende exclusivamente de la magnitud del mismo, de la atenuación o de la vulnerabilidad de las construcciones, sino que está fuertemente ligada al tipo de terreno y al comportamiento de éste ante la llegada de las ondas sísmicas (apartado 2.3 de este trabajo). El estudio de los terremotos que han afectado zonas urbanas, ha confirmado que existe una amplificación de las

ondas sísmicas en terrenos blandos, sobre todo en casos de gran potencia, en relación a las registradas en roca dura, fenómeno conocido como efecto local ó de sitio.

La existencia de terrenos considerados geotécnicamente como blandos (de baja consistencia o Vs< 400 m/s) en los últimos 30 metros significa el incremento de los valores máximos del movimiento del suelo en términos de aceleración, velocidad y desplazamiento (PGA, PGV, PGD), la variación de los valores alcanzados por estos parámetros en diferentes rangos de frecuencias e, incluso, un aumento en la duración de la sacudida sísmica. Así, las variaciones locales de las condiciones del suelo, y por tanto de las características dinámicas del terreno, pueden conducir a diferencias espaciales de la intensidad y pueden tener una influencia notable en el nivel del daños, incluso para terremotos moderados (Navarro et al., 2000, 2007, 2008; Feriche et al., 2006).

Una parte importante del parque inmobiliario de la ciudad de Granada está edificada sobre materiales sedimentarios, lo que significa que existe susceptibilidad a que se produzcan fenómenos de amplificación de la sacudida sísmica ó **amplificación local**.

La evaluación de la peligrosidad sísmica a escala urbana, requiere estudios de detalle en los que se tenga en cuenta la influencia del efecto diferencial del suelo para obtener la distribución, tanto de los valores del movimiento sísmico del suelo, como de los peligros asociados a las sacudidas sísmicas fuertes como son la licuefacción, los deslizamientos, los asentamientos diferenciales, etc. Es lo que se conoce como microzonación sísmica y el objetivo último es determinar, para cada tipo de suelo, la respuesta en superficie a la excitación sísmica. En base a los resultados sobre la distribución de intensidades sísmicas (y la de los fenómenos inducidos por las sacudidas) en terremotos futuros se pueden definir los condicionantes sísmicos necesarios aplicables a la ordenación territorial urbana de la zona para una gestión eficaz del riesgo.

En Andalucía se han realizado estudios de comportamiento del suelo en las localidades de Zafarraya (García-Jerez et al., 2006), Almería (Navarro et al., 2001), Adra (Alcalá-García et al., 2002; Navarro et al., 2007), Berja (Vidal et al., 1996.), Motril (Al Yuncha et al, 2004) y Granada (Navarro et al., 2004). En todos los casos se ha propuesto una división geológica de los materiales superficiales presentes en dichas localidades, atendiendo a su naturaleza geológica según su disposición espacial su grado de saturación en agua, la capacidad de licuefacción y otras características que influyen en sus propiedades dinámicas. Para ello se han tenido en cuenta las propiedades geofísicas

básicas que definen el comportamiento de cada tipo de material (litología, valor-N de penetración estándar SPT y densidad real); se ha definido el rango de velocidad de ondas S (Vs) para cada material mediante relaciones empíricas con el valor-N de ensayos (SPT) y densidad real de los sedimentos, sísmica de refracción y/o medidas de ruido ambiental (técnica de SPAC); se ha determinado el período predominante del suelo usando medidas de ruido ambiental así como el periodo dominante máximo y medio de cada material en función al espesor medio y máximo estimado para cada formación geológica.

3.2.1 Caracterización de la respuesta local. Antecedentes a escala regional.

De los estudios de caracterización de la respuesta local realizados hasta ahora, a nivel regional, metropolitano y municipal destacamos el Proyecto SISMOSAN (2007) a nivel municipal y regional, y el estudio realizado por Valverde (2010) a nivel del área metropolitana de Granada.

3.2.1.1 SISMOSAN (2007)

En este proyecto, desarrollado para la elaboración del plan de emergencia Sísmico de Andalucía, se realiza un estudio a nivel municipal y regional de la peligrosidad sísmica teniendo en cuenta el efecto local. De todos los tipos de terreno existentes en un municipio, considera el más abundante de los desfavorables en cada una de las áreas municipales andaluzas, cosa que es válida a nivel regional, pero es imprecisa a escala urbana. Después de realizar una clasificación de suelos intermedia entre la que hace la NCSE-02 y la NHERP (Tabla 3.5), obtiene una serie de factores de amplificación en función de cada tipo de suelo, tanto en PGA como en aceleración espectral y en incremento de I_{EMS}. La Tabla 3.6 muestra los valores de amplificación considerados finalmente en este estudio, tanto para PGA como para las ordenadas espectrales SA correspondientes a períodos del suelo T = 0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.5, 1, 1.5 y 2seg.

Tabla 3.5: *Clasificación Sismo-Geotécnica de Terrenos propuesta para la Comunidad Andaluza (comparada con la de la NCSE-02 y la NEHRP) (SISMOSAN, 2007).*

TIPO DE SUELO			DESCRIPCIÓN		VS 30 m/s
NEHRP	NCSE-02	SISMOSAN	GEOLÓGICA	GEOTÉCNICA	
A	I	I(A)	Rocas ígneas: granitos, gabros, basaltos, andesitas, Rocas metamórficas: cuarcitas, mármoles,gneises, Rocas sedimentarias: dolomías y calizas. (Proterozoico,Paleozoico,Mesozoico)	Rocas de dureza alta y muy alta poco fracturadas.	> 1500
B		I(B)	Rocas sedimentarias: calizas, dolomías y grauvacas. Rocas metamórficas: esquistos, ,micaesquistos y pizarras. (Paleozoico y Mesozoico)	Rocas fracturadas medio duras	750- 1500
C	II	II	R. metamórficas: filitas y metapelitas (Paleozoico) R. sedimentarias: areniscas, arcillas, facies turbidíticas, grauvacas, calizas oolíticas, calizas margosas, margas, etc. Rocas fundamentalmente triásicas del Keuper: arcillas versicolores y yesos con intercalaciones de areniscas rojas y calizas.(Mesozoico,Cenozoico)	Rocas de dureza media muy fracturadas, en ocasiones con abundantes intercalaciones de rocas de dureza baja. Rocas blandas con arcillas expansivas	400-750
D	III	II	Sedimentos cuaternarios de origen fluvial,coluvial y pie de monte: arenas, limos, conglomerados y costras conglomeráticas. (Terciario y Cuaternario)	Suelos no cohesivos poco o puntualmente cementados.	200- 400
E	IV	IV(A)	Sedimentos cuaternarios de origen fluvial,coluvial y eólicos:gravas,arenas,limos y arcillas. (Cuaternario)	Suelos no cohesivos sueltos y cohesivos blandos.	150-200
F		IV(B)	Depósitos de playa,marismas y cauces de río: fangos,dunas,arcillas plásticas y limos orgánicos. (Cuaternario)	Suelos muy blandos, en ocasiones potencialmente licuefactables.	<150

La relación entre la Intensidad macrosísmica (I) y la aceleración pico del suelo (PGA), tiene como objetivo comparar una medida instrumental numérica de la sacudida sísmica (PGA), con un parámetro cualitativo (I) que caracteriza los efectos de un evento sísmico sobre un ambiente antrópico mediante una escala discreta (Gómez Capera et al, 2007). Dadas las grandes diferencias entre las correlaciones propuestas por diferentes autores, SISMOSAN (2007) ha intentado establecer una relación con el promedio de las aceleraciones espectrales SA calculadas de la Tabla 3.6, o bien mediante alguna combinación entre la I con la PGA y las SA (p.e. Okada et al. 1991; Benito et al, 2006).

Tabla 3.6: *Factores de amplificación en PGA y SA (w) para Andalucía (SISMOSAN, 2007)*

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN SISMOSAN									
Tipo de suelo		**PGA**	**SA (*w*)**						
SISMOSAN	**NEHRP-2003**		0. 1 s	0.15s	0.2 s	0.3 s	0.5 s	1.0 s	1.5 s	2.0 s
I(A)	**A**	0.87	0.84	0.82	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
I(B)	**B**	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
II	**C**	1.20	1.20	1.20	1.20	1.26	1.39	1.70	1.70	1.70
III	**D**	1.40	1.50	1.55	1.60	1.70	1.90	2.40	2.40	2.40
IV(A)	**E**	1.80	2.15	2.33	2.50	2.63	2.88	3.50	3.50	3.50
IV(B)	**F**	2.0*	2.25	2.38*	2.5*	2.63*	2.88*	3.5*	3.5*	3.5*

Este último tipo de relaciones constituyen un buen instrumento para poder estimar la intensidad tras haber obtenido la amplitud pico PGA y las amplitudes espectrales SA de la aceleración en suelo una vez aplicados los factores de amplificación del terreno. Tras realizar un ajuste entre la Intensidad y los dos parámetros del movimiento fuerte: PGA como parámetro asociado a muy cortos periodos y la aceleración pico efectiva EPA (promedio de las aceleraciones espectrales en el intervalo de periodos de 0.1 a 0.5 s dividido por 2.5) para periodos cortos-intermedios, se han obtenido dos relaciones (donde la PGA y la EPA se expresan en cm/s^2):

$$I = 2.986 + 2.995 \log PGA - 1.101 \log EPA \quad \text{para } I < VII \quad (3\text{-}3)$$

$$I = 0.131 + 0.066 \log PGA + 3.247 \log EPA \quad \text{para } I \geq VII \quad (3\text{-}4)$$

Para un periodo de retorno de 475, cabe señalar que los municipios donde se espera un valor de intensidad de VIII se concentran principalmente en el Sureste de la comunidad autónoma. Granada y Málaga son las únicas provincias donde son esperables valores de intensidad mayores de VIII. Para 975 años de periodo de retorno se observa una distribución similar a la anterior pero los mayores valores de intensidad se esperan además de en Granada y Málaga en Almería (Fig. 3.10). Señalar que en ambos casos la intensidad esperada según el cálculo realizado no supera el valor de IX.

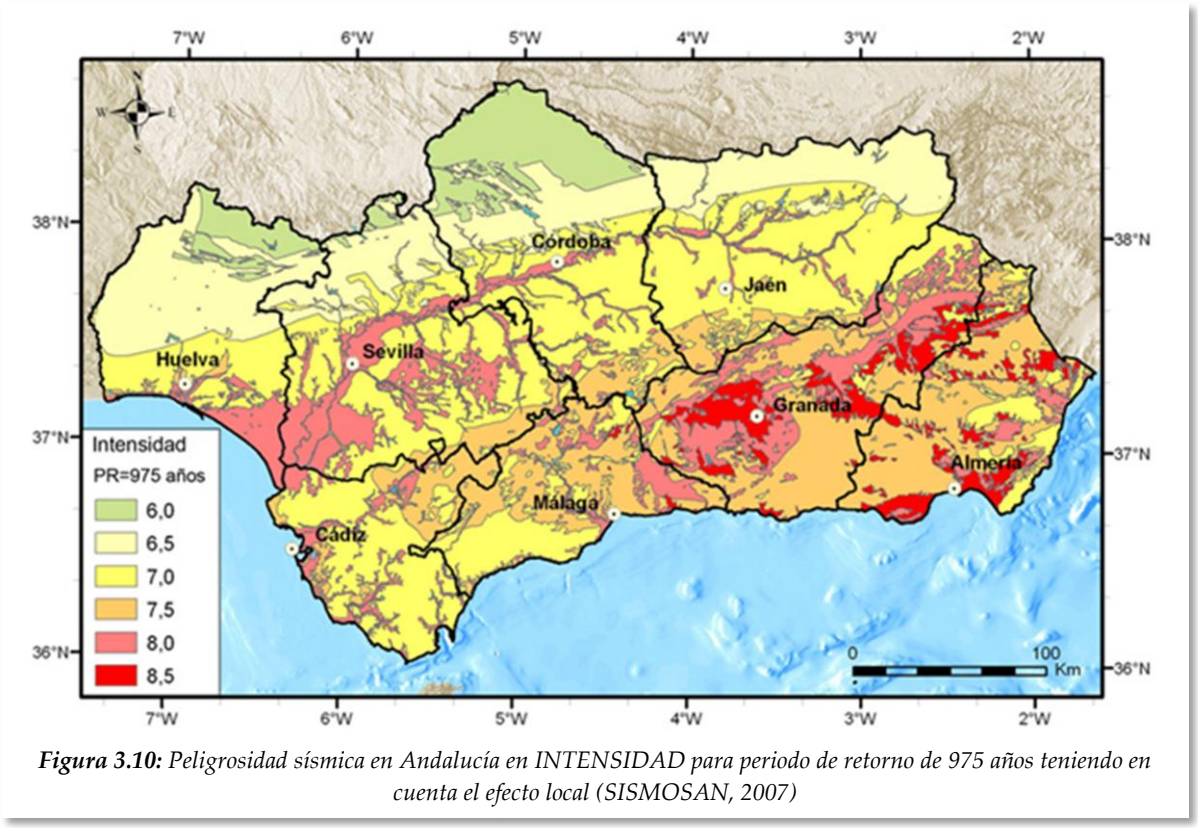


Figura 3.10: *Peligrosidad sísmica en Andalucía en INTENSIDAD para periodo de retorno de 975 años teniendo en cuenta el efecto local (SISMOSAN, 2007)*

3.2.2 Caracterización del terreno y la respuesta local en la ciudad de Granada. Antecedentes.

3.2.2.1 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE GRANADA, VALVERDE (2010)

Valverde (2010) hace un análisis de las características de los suelos de Granada y el área metropolinana con fines orientativos para las cimentaciones de las edificaciones. Los datos obtenidos se muestran en los siguientes mapas:

- El mapa de áreas litológico-geotécnicas (Figura 3.11). Esta zonificación se ha establecido mediante métodos cartográficos tradicionales a partir de sondeos, penetraciones dinámicas, calicatas y resultados de ensayos de laboratorio y comprobaciones de campo (recogidos en una Base de Datos. Para una mayor comprensión, el autor ha identificado las unidades litológico-geotécnicas mediante colores y números. El primer número ("**1**.2-3") corresponde a las Unidades Litológico-Geotécnicas o Zonas; el segundo ("1.**2**-3") a las 10 Subzonas, atendiendo a las características texturales predominantes y en algunos casos al origen del depósito; y el tercero ("1.2-**3**") a las 22 áreas diferenciadas en el mapa en base a su litología, detallada en la Tabla 3.7.

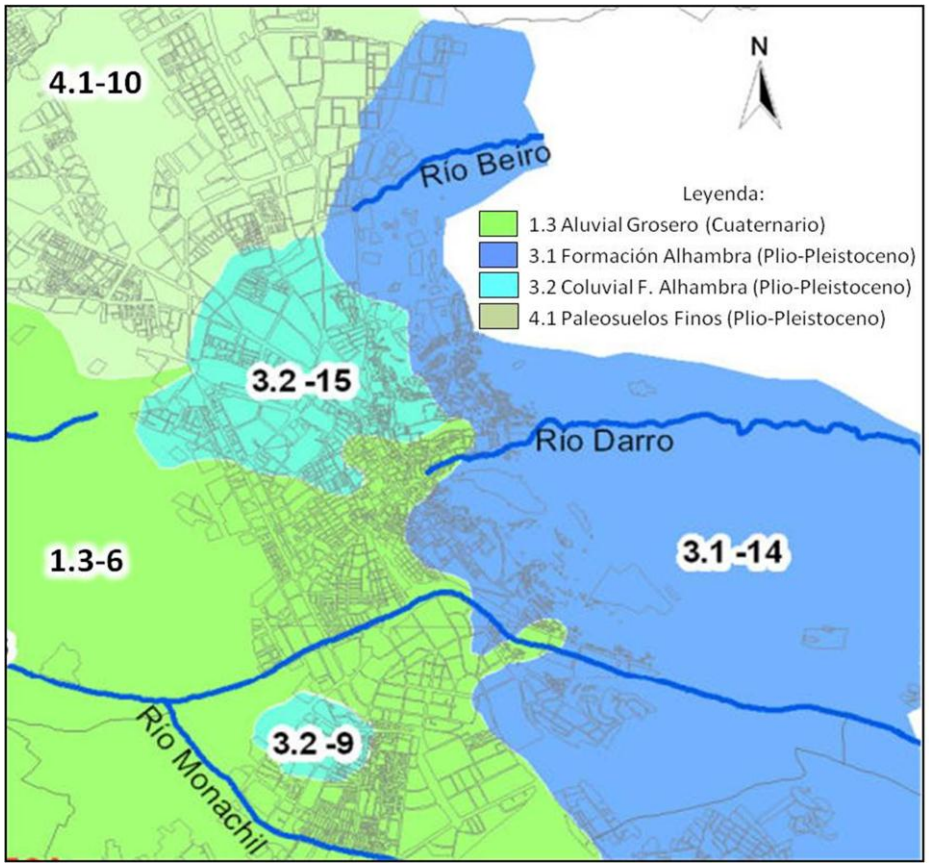


Figura 3.11: *Mapa de las distintas Zonas, Subzonas y Unidades Litológico-Geotécnicas de la ciudad de Granada (Valverde 2011)*

Tabla 3.7: *Tabla de las distintas Zonas y Unidades Litológico-Geotécnicas (subzonas) con su desripción litológica y su correspondencia con las clases de suelos de la NCSE-02. (Elaborado a partir de Valverde (2010)*

Zonas	Litologia	Uds. Litológico-Geotécnicas
6	Arenas, gravas, cantos y algún bolo con matriz limo-arenosa gris, existiendo intercalaciones disimétricas, predominantes en los tres primeros metros, de limos arenosos y de arenas finas y medias a modo de bolsa o lentejón.	1.3
14	Conglomerados de arenas, gravas, cantos y algún bolo en matriz arenosa con limos y arcillas de tonalidad rojiza.	3.1
9 / 15	Arcillas marrón rojizas con cantos; Limos arcillosos o niveles granulares carbonatados de tonalidad crema; Arcillas marrones y marrón rojizas; Niveles granulares grises.	3.2
10	Arcillas y arcillas limosas de tonalidades marrón, crema y marrón-rojiza con material granular a modo de bolsa o lentejón, existiendo a techo acumulaciones de carbonatos o arenas, gravas y cantos con limos arcillosos marrones.	4.1

La Tabla 3.8 muestra los parámetros geotécnicos característicos de las diferentes Unidades litológicas.

Tabla 3.8: *parámetros geotécnicos característicos correspondientes a las diferentes Unidades litoógicas de la ciudad de Granada. (Valverde 2010)*

PARÁMETRO (valor medio)	ALUVIAL GROSERO (1.3)	FORMACIÓN ALHAMBRA (3.1)	FORMACIÓN ALHAMBRA (3.2)	PALEOSUELOS FINOS (4.1)
Nspt	25	25	15	15
Vs (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	310	310	280	280
C (Coeficiente de Terreno)	1,3	1,3	1,5	1,6
ac (aceleración sísmica de cálculo)	0,24	0,24	0,26	0,28
S (Coeficiente de Amplificacion, ρ=1)	1,06	1,06	1,13	1,13
S (Coeficiente de Amplificacion, ρ=1,3)	1,03	1,03	1,08	1,08

- El mapa de valores medios de Vs del material portante en función de los valores de Nspt medio (Fig 3.12) más característico estimado a partir de la relación de Imai (1981) para todos los tipos de suelos:

$$Vs = 91.N^{0,337} \qquad (3\text{-}5).$$

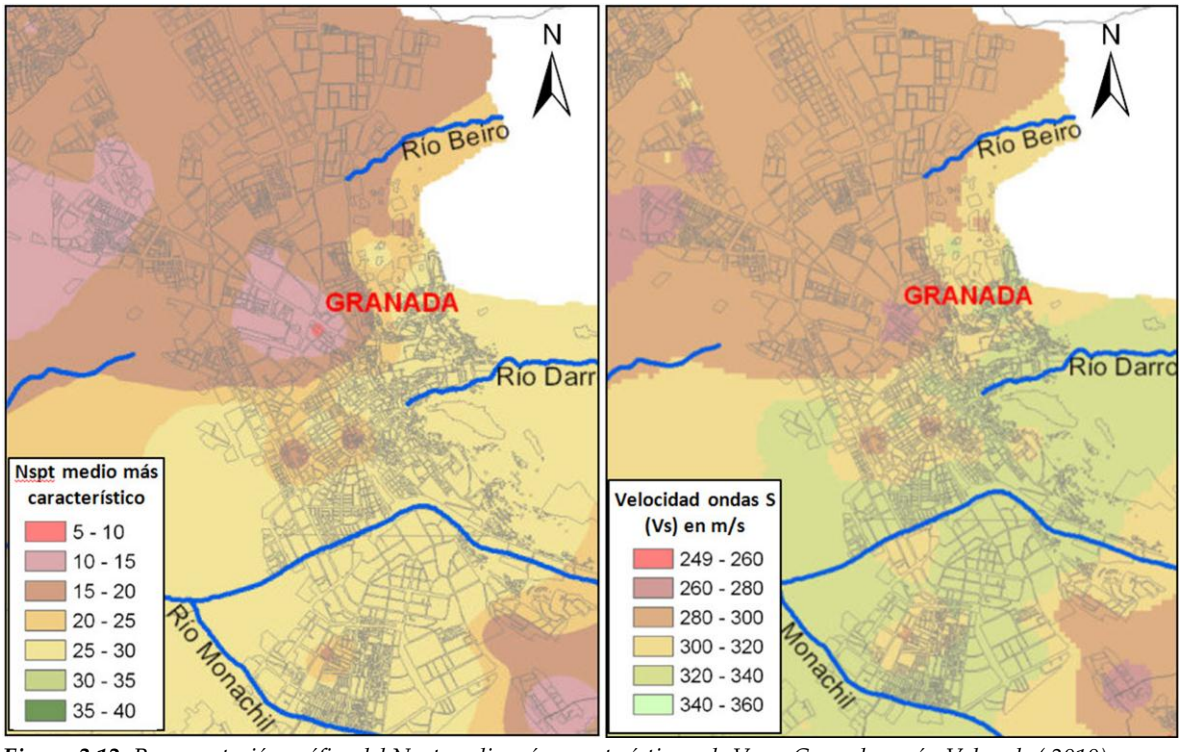


Figura 3.12: *Representación gráfica del Nspt medio más característico y de Vs en Granada según Valverde (2010).*

- El mapa de valoración de la amplificación sísmica de la zona de Granada y área metropolitana (Figura 3.13) obtenido a partir del Atlas de Riesgos de la Provincia de Granada (Diputación de Granada, 2007) y de tres factores de gran interés en este campo: el factor litológico, el factor topográfico y el factor hidrogeológico.

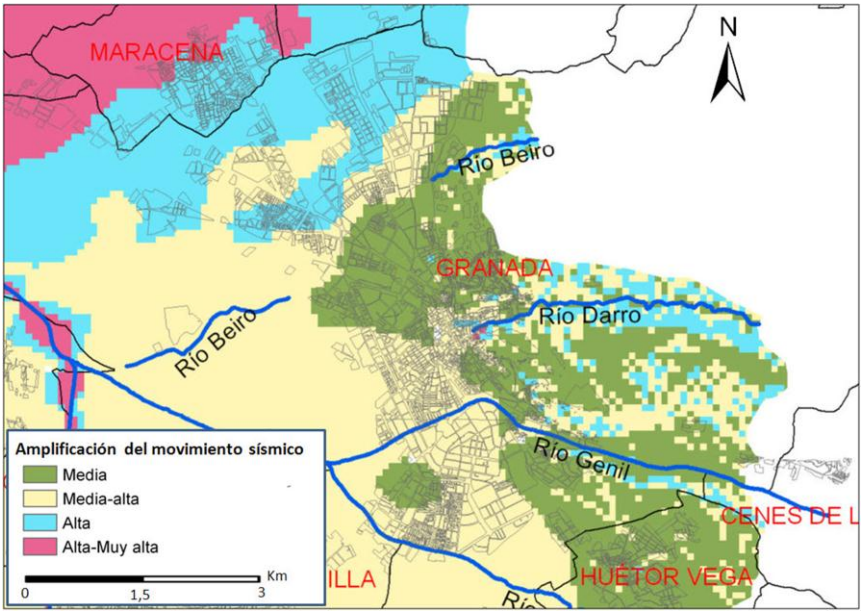


Figura 3.13: *Amplificación del movimiento del suelo durante la sacudida sísmica (Valverde, 2010).*

Valverde también estima la susceptibilidad a la licuefacción siguiendo los criterios de Youd e Idriss (1997) representados en la Tabla 3.9, resultando no licuable para la ciudad de Granada, tal y como se puede apreciar en la Figura 3.14.

Tabla 3.9: *Comparación de ventajas y desventajas de varios ensayos in situ par evaluar el potencial de licuefacción (Youd e Idriss, 1997). Tomado de Valverde, 2010.*

CARACTERÍSTICA	ENSAYO			
	SPT	CPT	Vs	BPT
Número de mediciones en casos de licuefacción	Abundante	Abundante (no en el caso de la Vega)	Limitado	Escaso
Tipo de comportamiento tensión-deformación inducido por el ensayo	Parcialmente drenado, grandes deformaciones	Drenado, grandes deformaciones	Pequeñas deformaciones	Parcialmente drenado, grandes deformaciones
Control de calidad y repetibilidad	Bueno	Muy Bueno	Bueno	Pobre
Detección de variabilidad en los depósitos de suelos	Bueno	Muy Bueno	Mala	Mala
Tipos de suelos en los cuales el ensayo se recomienda	No en gravas	No en gravas	Todos	Gravas
El ensayo permite obtener una muestra de suelo	Si	No	No	NO
Propiedades medidas por el ensayo	Índices	Índices	Mediciones	Índices

SPT: ensayo de penetración estándar. CPT: ensayo de penetración de cono.
Vs: velocidad de onda de corte. BPT: ensayo de penetración Becker.

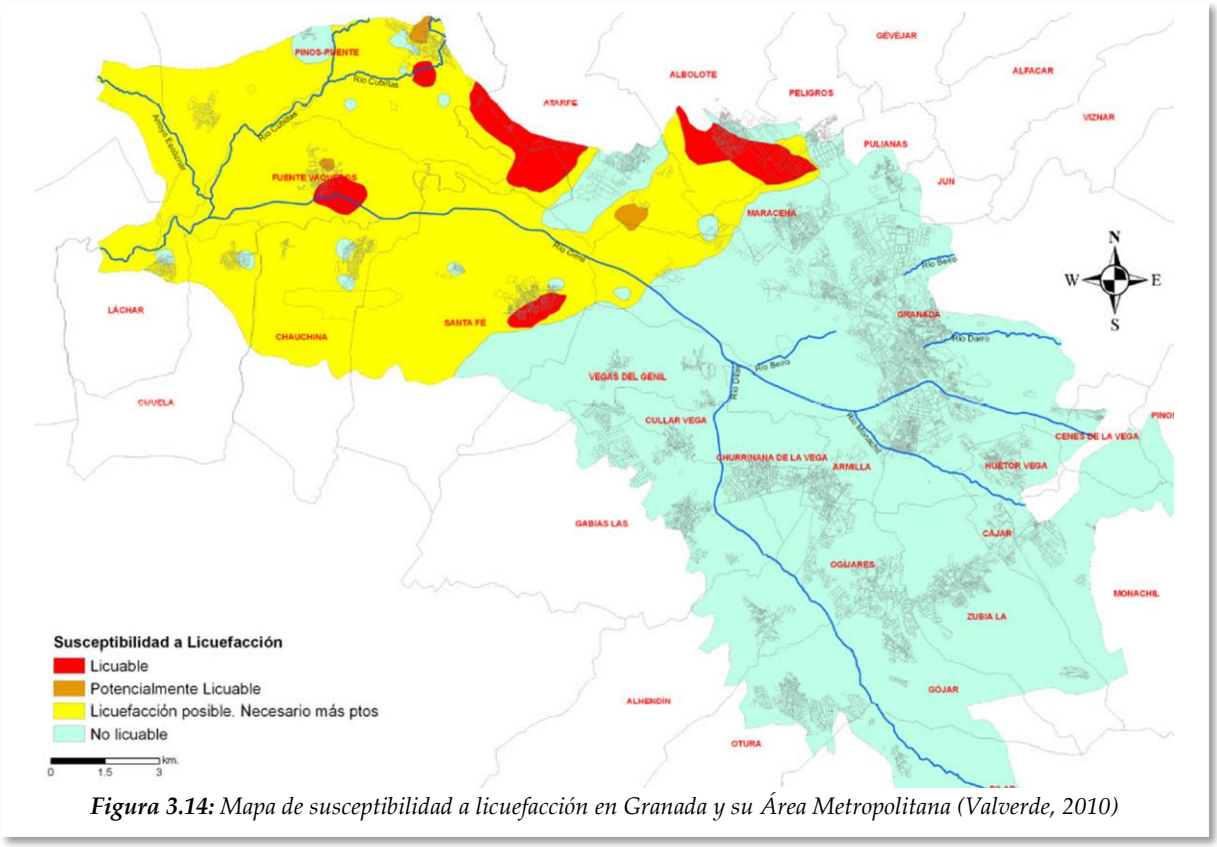


Figura 3.14: *Mapa de susceptibilidad a licuefacción en Granada y su Área Metropolitana (Valverde, 2010)*

Anteriormente, Pascual et al (1994) elaboraron un mapa de licuefacción dentro de un estudio para realizar una microzonificación sísmica de la zona de Granada y su entorno que basaron en un sistema de información geográfica (Figura 3.15).

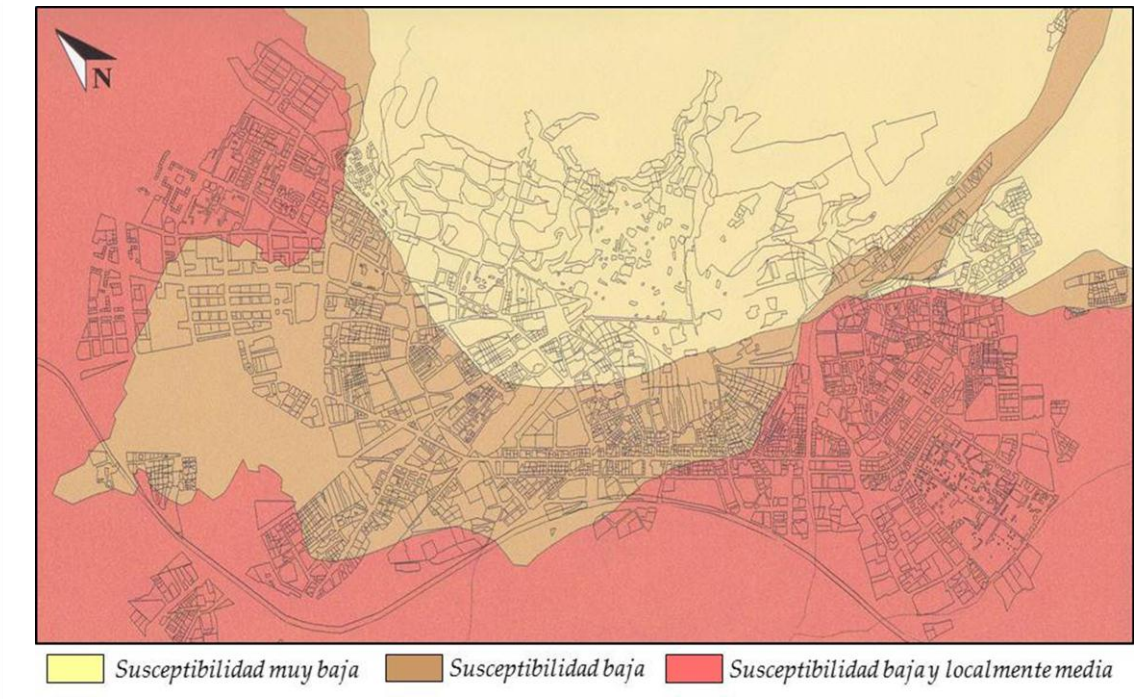


Figura 3.15: *Mapa de Susceptibilidad a la licuefacción en Granada (adaptado por Cheddadi de Pascual et* ***al., 1994)***

3.2.2.2 CARACTERIZACIÓN Y CARTOGRAFÍA GEOTÉCNICA DE GRANADA (HERNÁNDEZ DEL POZO, 1998)

Hernández del Pozo (1998), en su obra "Análisis Metodológico de la Cartografía Geotécnica Urbana. Aplicación a la Ciudad de Granada", realiza una caracterización geotécnica de la ciudad a partir de un banco de datos geotécnicos (principalmente sondeos) y su cartografía. Para facilitar la gestión de la información, dividió la ciudad en una cuadrícula de 500x500m, llegando incluso al detalle de 100x100m en casos de necesidad. Los resultados del trabajo se plasmaron en una serie de mapas:

- Plano de litologías (Fig. 3.16): representa las siete zonas (de A a G) que se han diferenciado en la ciudad de Granada en función de las características geológicas del terreno. Cada una de estas zonas está representada por una columna tipo que muestran los valores máximos de espesor del material (Fig. 3.18).

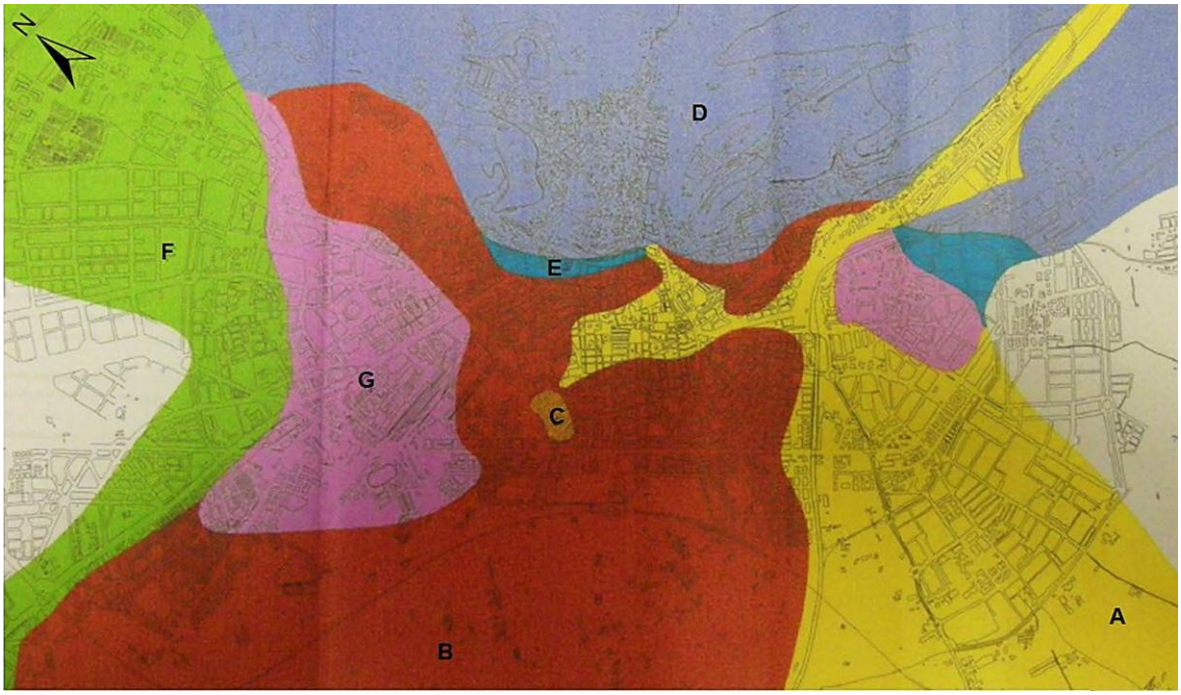


Figura 3.16: Plano de litología, referido a las características geológicas. (Hernández del Pozo, 1998)

ZONA A: se localiza en el Zaidín, Palacio de Congresos, prolongándose, por un lado a lo largo del río Genil y por otro hacia la Catedral. La columna tipo está definida, en su parte más superior, por un paquete de rellenos bajo el cual, y hasta el final de la columna, aparece el material granular constituido por gravas, arenas y bolos.

Zona A	0 6 15m	Rellenos (limos, arcillas, cantos y cascotes). Gravas, arenas y bolos con matriz areno-limosa de tonalidad gris.
Zona B	0 3 8 15m	Rellenos (limos, arcillas, cantos y cascotes). Arcillas y arenas limosas con pequeñas intercalaciones granulares. Gravas, arenas y bolos con matriz limosa.
Zona C	0 3 6 14m	Rellenos (limos, arcillas, cantos y cascotes). Arenas y gravas bien graduadas con cantos limosos grises Arcillas y limos marrón rojizo. Arenas con intercalaciones granulares. Arenas y gravas mal graduadas.
Zona D	0 3 15m	Rellenos (limos, arcillas, cantos y cascotes). Arenas, gravas y bolos con limos de tonalidad marrón, niveles cementados por carbonatos. (Formación Alhambra)
Zona E	0 3 10 15m	Rellenos (limos, arcillas, cantos y cascotes). Alternancia de niveles arcillo-limosos. Arenas, gravas y bolos con limos de tonalidad marrón.
Zona F	0 15m	Zona de alta variabilidad litológica. Arcillas limosas, arenas, gravas arcillosas, arenas gruesas, niveles carbonatados, arenas finas.
Zona G	0 3.5 11 15m	Rellenos (en algunos casos con suelo vegetal). Alternancia de arcillas y arenas limosas con intercalaciones granulares y material granular. Arenas y gravas.

Figura 3.17: *Columnas tipo representativas de cada zona litológica. (Hernández del Pozo, 1998)*

ZONA B: sobre la que se asienta el Hospital Real, la Gran Vía de Colón, la Facultad de Ciencias y que se prolonga hasta la circunvalación de la ciudad. La columna tipo está definida por un relleno a techo bajo el que se localiza un material formado por arcillas y arenas limosas, interrumpido en ocasiones por pequeñas intercalaciones granulares bajo el que se detecta el material granular propiamente dicho.

ZONA C: desde la calle Melchor Almagro hacia Pedro Antonio de Alarcón aparece material de relleno bajo el que se sitúa otro granular constituido por arenas y gravas bien graduadas. Por debajo aparece un material menos competente formado por arcillas y limos de color rojizo, junto con arenas que presentan intercalaciones granulares. Todo este paquete descansa sobre arenas y gravas mal graduadas.

ZONA D: en el barrio del Albaicín, aflora un relleno en el tramo más superficial bajo el que se dispone un material competente constituido por arenas, gravas y bolos, todo ello envuelto en una matriz limosa de tonalidad marrón. También aparecen niveles cementados por carbonatos.

ZONA E: hacia el centro del plano y coincidiendo con la calle Elvira aparece, como en casos anteriores y en los tramos más inferiores, una alternancia de material fino (niveles arcillosos y limosos) y un material granular que descansan sobre arenas, gravas y bolos de tonalidad marrón.

ZONA F: se extiende desde el Polígono de Cartuja hasta el barrio de la Chana. Se trata de una zona de gran variabilidad litológica compuesta, principalmente por arcillas, limos, gravas, arenas de diferentes tamaños y niveles carbonatados

ZONA G: coincide con el río Beiro desde la zona de la Plaza de Toros hasta la Estación de Tren. La columna tipo está formada por un paquete de relleno en la parte más superior bajo la que se aprecian alternancia de un material fino (principalmente arcillas y arcillas limosas con intercalaciones de material granular). Los materiales profundos, mucho más competentes, están constituidos por arenas y gravas.

- Plano de espesor del material de relleno (Figura 3.18): aporta una visión de la irregular distribución de los rellenos de poco espesor, debido a la naturaleza antrópica de los mismos. No obstante, se aprecia continuidad en los rellenos fluviales de considerable espesor en algunos tramos de los cauces actuales de los ríos, respondiendo esta vez a fenómenos naturales de aportes sedimentarios de carácter fluvial.



Figuras 3.18: Plano de espesor del material de relleno (Hernández del Pozo, 1998)

- Plano de profundidad del material competente (Figura 3.19): entendiendo como tal aquel que fuese capaz de presentar unos parámetros geotécnicos que verifiquen su aptitud para su uso en edificación. La profundidad está representada por isolíneas que determinan la profundidad del nivel competente referida a la cota topográfica en el momento en que se llevaron a cabo los trabajos de sondeo. Dicha profundidad aumenta a medida que nos dirigimos hacia el N o NW de la ciudad. En áreas del E y del S se aprecia poca profundidad del material competente.

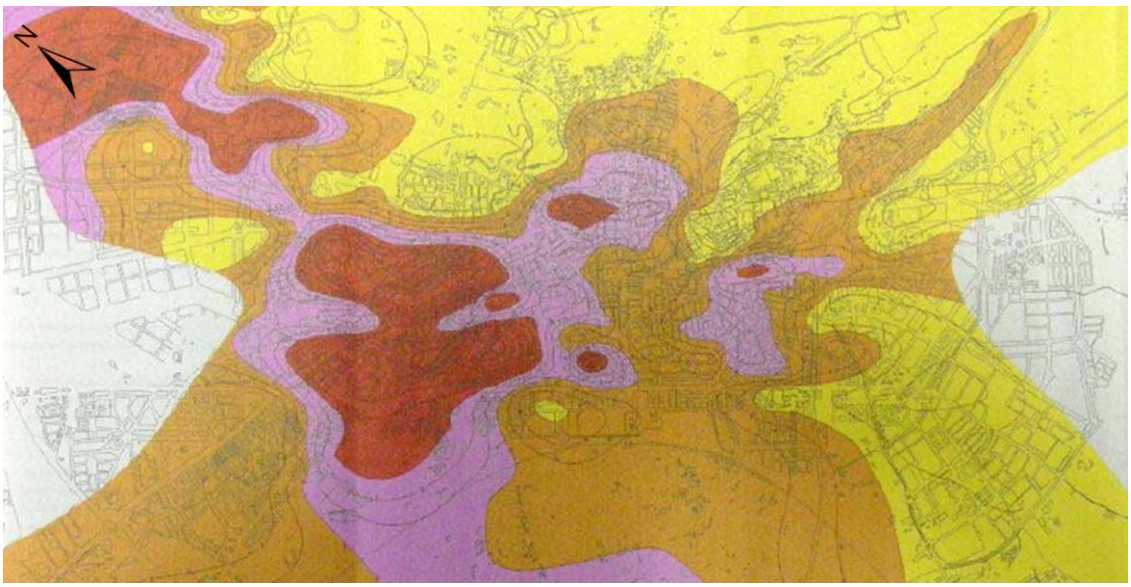


Figura 3.19: Plano de profundidad del material competente (Hernández del Pozo, 1998)
Rojo 9-12m; Malva 6-9 m; Naranja 3-6m y Amarillo 0-3m

3.2.2.3 MICROZONACIÓN SÍSMICA (CHEDDADI, 2001).

Cheddadi (2001), desarrolló una metodología de bajo coste que permite su aplicación en áreas urbanas de países de sismicidad moderada con periodos de retorno largos o con recursos limitados, en los que no se dispone de datos de aceleración suficientes para aplicar técnicas más directas. Se ha aplicado a la ciudad de Granada en dos etapas:

1) **Refracción de Ondas S(SH)** para determinar la estructura de velocidades de ondas de cizalla en las capas más superficiales (y caracterizar el tipo de suelo), mediante la realización de 29 perfiles sísmicos de refracción superficiales (hasta 15 metros) de 50 a 75 metros de largo (Figura 3.20) repartidos por todo el casco urbano de Granada y atravesando todos los tipos de suelos descritos en el mapa geotécnico del IGME a escala 1:25.000.

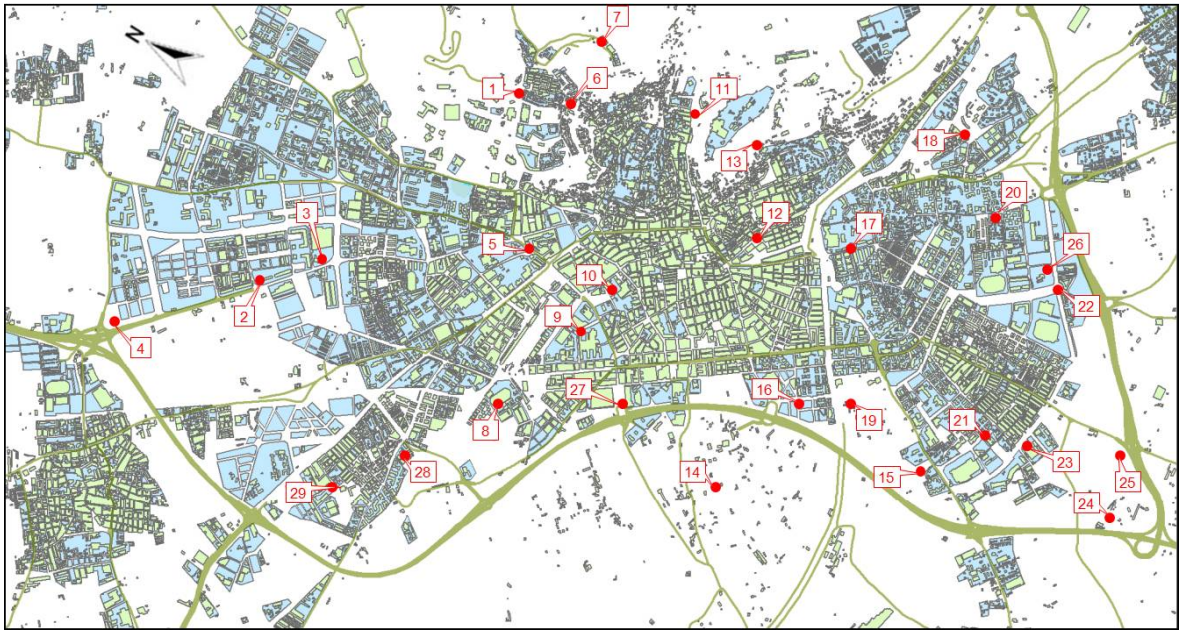


Figura 3.20: *Plano de situación de los perfiles realizados por Cheddadi (2001) en el casco urbano de Granada*

Para la realización de las medidas se utilizaron 8 sismómetros, dos de los cuales se instalaron junto al punto de generación de las ondas y los otros 6 se alinearon con distancias epicentrales comprendidas entre los 2.5 y 25 m a intervalos de 5 m. Los tiempos de llegada a estos sensores permitieron elaborar las curvas "travel-time" en cada uno de los 28 lugares, cuya pendiente es inversamente proporcional a la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en la capa sedimentaria atravesada. Estos datos se muestran en la Tabla 3.10.

Donde:

- ***T*** *es el período dominante del terreno en segundos, calculado a partir del análisis de microtrémor.*
- ***Vi*** *es la velocidad de la onda de corte SH al atravesar la capa "i" (en m/s)*
- ***Hi*** *es el espesor de la capa "i" en metros.*
- ***Fa*** *es el factor de amplificación*

Tabla 3.10: *Parámetros de los perfiles realizados por Cheddadi (2001) en el casco urbano de Granada*

Nº Perfil	Lugar	T (s)	V_1 (m/s)	H_1 (m)	V_2 (m/s)	H_2 (m)	V_3 (m/s)	Fa
1	Cartuja	0,22	400	4,5	1000			
2	Estacion	0,28	180	2	350	7	710	4,4
3	Alcampo	0,20	180	2	480			3,1
4	Ferial	0,22	260	4	330			2,7
5	Medicina	0,32	310	2	620			4,3
6	Muralla	0,23	380	1	1190			2,8
7	S. Miguel	0,19	570	1,5	1180			1,7
8	Sanders	0,41	220	1	480			7,3
9	F. Nueva	0,35	117	2	450			5,8
10	S.Jerónimo	0,23	?	?	570			5,2
11	Rey Chico	0,18	360	1	760			2,5
12	Ayuntam.	0,38	330	1,5	850			5,5
13	Mártires	0,19	620	2	1820			
14	Depurad.	0,40	160	3	490			7,8
15	Cármenes	0,38	?	?	610			7,5
16	Labor	0,46	170	2,5	500			7,7
17	Vergeles	0,21	110	1	450			5,8
18	Bola Oro	0,28	420	1	625			2,4
19	Urende	0,38	185	2	360	6	630	5,5
20	B. Huétor	0,38	155	1,5	425			4,7
21	H. Pobres	0,31	290	1,5	590			7,8
22	N. Campo	0,35	190	1	510	3	830	5,3
23	Juan XXIII	0,38	110	1	560	11	910	7,9
24	Harveston	0,45	165	1,5	620			

Análisis de microtremores mediante la técnica de Nakamura (1989), en 422 puntos de la ciudad, pertenecientes a una malla de 200m x 200m que comprende toda el área urbana de Granada. A partir de la toma de muestras de ruido sísmico de fondo en dichos puntos y realizando la razón espectral entre las componentes horizontales y la vertical del movimiento del suelo en la banda de 1 a 10 Hz, se han obtenido los períodos dominantes del suelo (Nakamura, 1989). Como hemos visto anteriormente, este método asume que la componente vertical del movimiento es aproximadamente la misma en superficie que en el basamento, mientras que la horizontal se ve afectada por la respuesta dinámica de los sedimentos suprayacentes, obteniendo una estimación de la respuesta de sitio.

A partir de estos datos se obtuvieron, tanto los períodos dominantes del suelo en la ciudad de Granada (Figura 3.21) que informan sobre las frecuencias en las que es posible que tengan lugar efectos de amplificación de la sacudida sísmica, como las amplificaciones relativas estimadas (Figura 3.22 y Tabla 3.10).

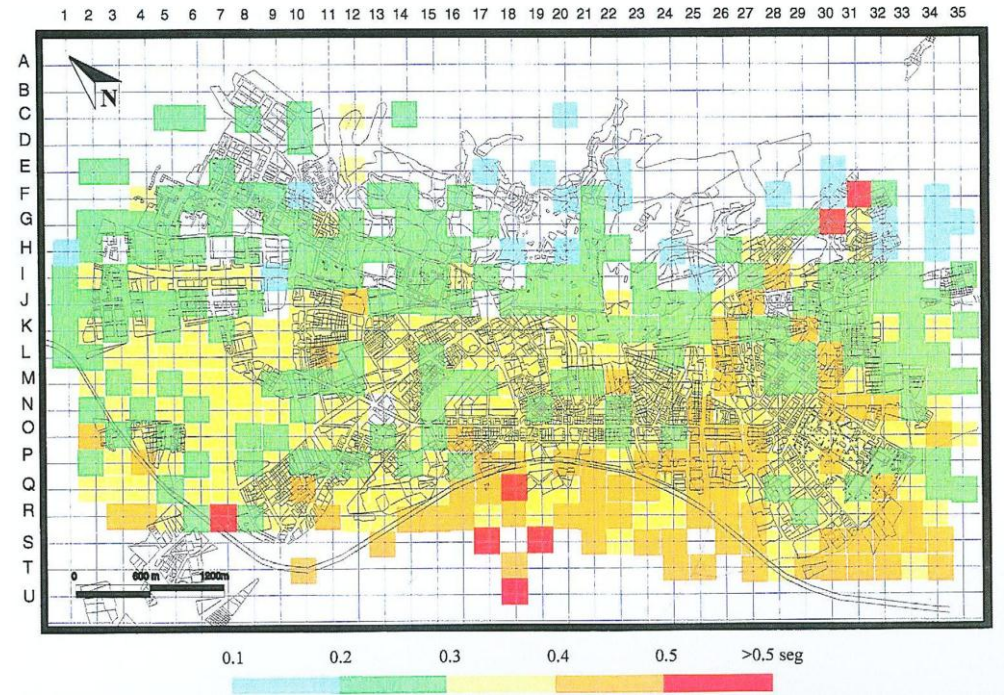


Figura 3.21: *Microzonación sísmica de Granada basada en períodos predominantes del suelo (Cheddadi, 2001).*

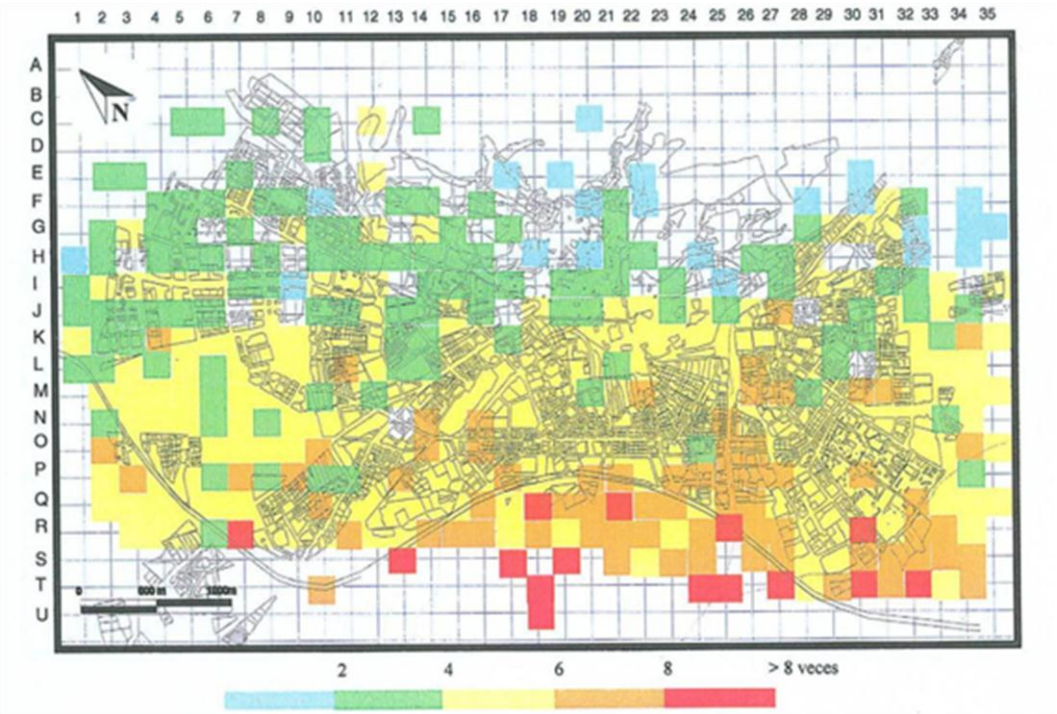


Figura 3.22: *Microzonación sísmica de Granada basada en factores de amplificación de la sacudida (Cheddadi, 2001).*

En el mapa de isoperíodos (Figura 3.22) se puede observar que existe una variación significativa en el período predominante del terreno de un punto a otro: los períodos largos (>0.5seg.) coinciden con la zona de suelos blandos, mientras que los suelos duros (formación Alhambra) presentan períodos más cortos (0.2-0.4 seg.). La proximidad entre el período predominante del suelo y el período natural de los edificios (apartado 4.1 del Capítulo 4) permite considerar que, uno de los posibles factores que pueden influir en la distribución de daños sísmicos esperados en un futuro terremoto, es el efecto de resonancia o de acoplamiento entre el edificio y el suelo durante un terremoto. Este fenómeno indica que durante un terremoto el comportamiento dinámico y la absorción de energía por el edificio están fuertemente condicionados por el imput sísmico dependiente del comportamiento dinámico del suelo en el rango de períodos comunes.

Cheddadi (2001) concluye su trabajo con el mapa de microzonación sísmica de la ciudad (Figura 3.23) en función de los datos *Vs* de perfiles, de los períodos dominantes y de los factores de amplificación, donde distingue 5 zonas de diferente peligrosidad sísmica que van desde muy baja a muy alta.

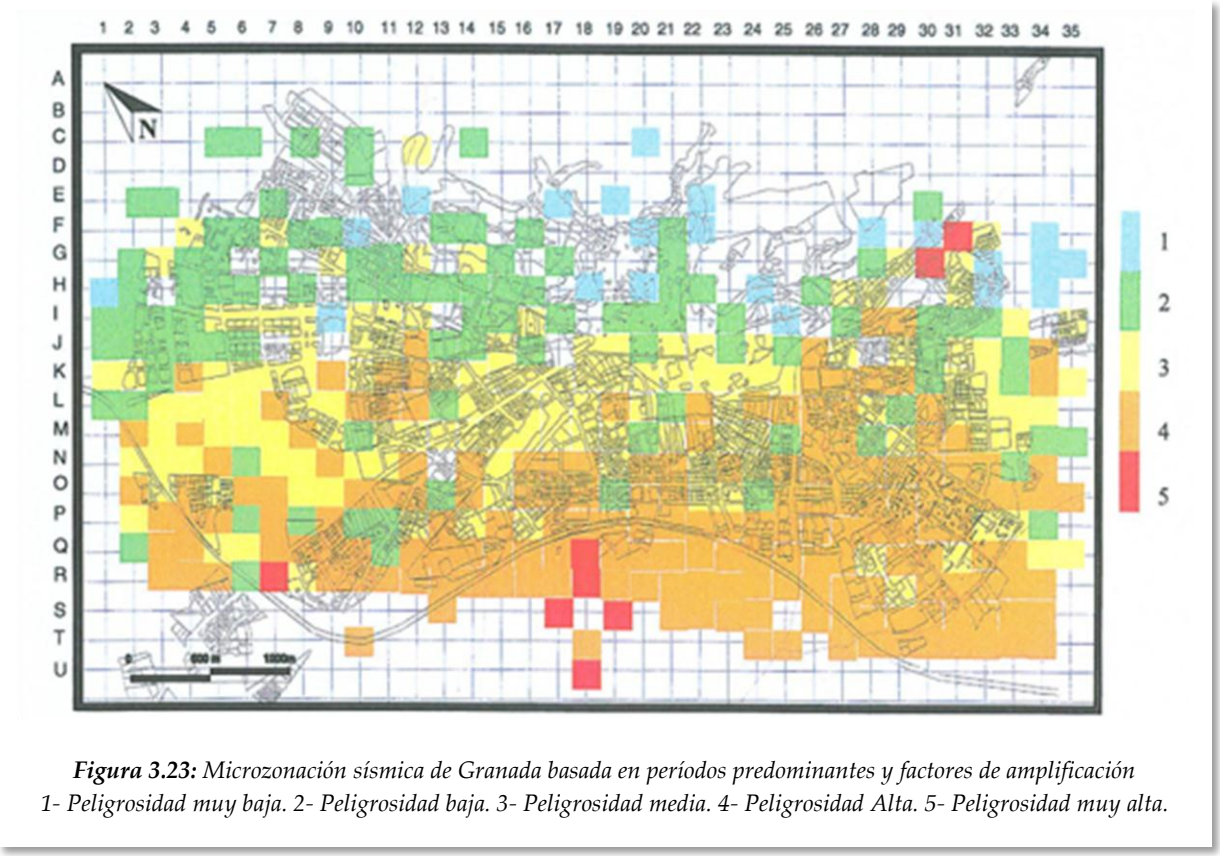


Figura 3.23: *Microzonación sísmica de Granada basada en períodos predominantes y factores de amplificación*
1- Peligrosidad muy baja. 2- Peligrosidad baja. 3- Peligrosidad media. 4- Peligrosidad Alta. 5- Peligrosidad muy alta.

3.3 Caracterización del terreno para la microzonificación sísmica de Granada.

Con el fin de evaluar el riesgo sísmico para la ciudad de Granada, se han llevado a cabo varios trabajos de investigación para la microzonificación sísmica que han desembocado en una actividad investigadora conjunta dentro del marco de la colaboración hispano-japonesa entre el Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de desastres Sísmicos de la Universidad de Granada y la Universidad de Kanagawa, en Yokohama y el Instituto Tecnológico de Tokio (Japón). Esta colaboración ha permitido realizar una serie de trabajos como medidas de microtremor con arrays para evaluar la estructura profunda del suelo (Seo, 1996), medidas de microtremor con equipos portátiles para conocer la distribución de períodos dominantes del suelo (Morales et al., 1993; Cheddadi et al., 2001, Navarro et al 2005), prospección de velocidades de ondas S para obtener modelos de velocidad de cizalla muy superficiales (Cheddadi et al., 2001; Navarro et al, 2011) y medidas de microtremor en estructuras de edificios para evaluar su comportamiento dinámico (Kobayashi et al. 1996; Navarro et al., 2002, 2006 y 2007).

En primer lugar, se han llevado a cabo una serie de estudios orientados a evaluar los efectos de sitio en la ciudad de Granada:

- Clasificación de la geología urbana superficial utilizando sondeos en diferentes puntos de la ciudad.

- Determinación de las características geológicas, geotécnicas y valores Vs a partir de medidas de ruido ambiental.

- Determinación de la estructura superficial Vs en 13 espacios abiertos. mediante el análisis de los registros, usando el método de autocorrelación espacial (SPAC).

- Determinación de la media de la velocidad de cizalla en los últimos 30 metros (Vs^{30}) para cada una de las zonas obtenidas a partir de la clasificación geológica de la ciudad.

- Obtención de valores de amplificación a partir de Vs^{30} y chequeo de los mismos a partir de acelerogramas.

- Elaboración de perfiles o cortes geológicos a partir de los resultados anteriores.

3.3.1 Clasificación de la geología superficial urbana

Para obtener un mapa de la geología urbana superficial, se ha partido del mapa de dominios geológicos (Figura 3.24) elaborado por Cheddadi (2001) y del estudio de un total de 81 sondeos en 20 puntos de la ciudad, de los que se ha obtenido la estructura geológica superficial de cada uno de estos lugares. La información proporcionada por

estas columnas sobre la estructura geológica superficial se ha utilizado para contrastar a posteriori, los resultados obtenidos del análisis del ruido sísmico en lugares cercanos a los de la toma de medidas. La distribución de los puntos de sondeo seleccionados se muestra en la Figura 3.24 y un ejemplo de columna en la Figura 3.25.

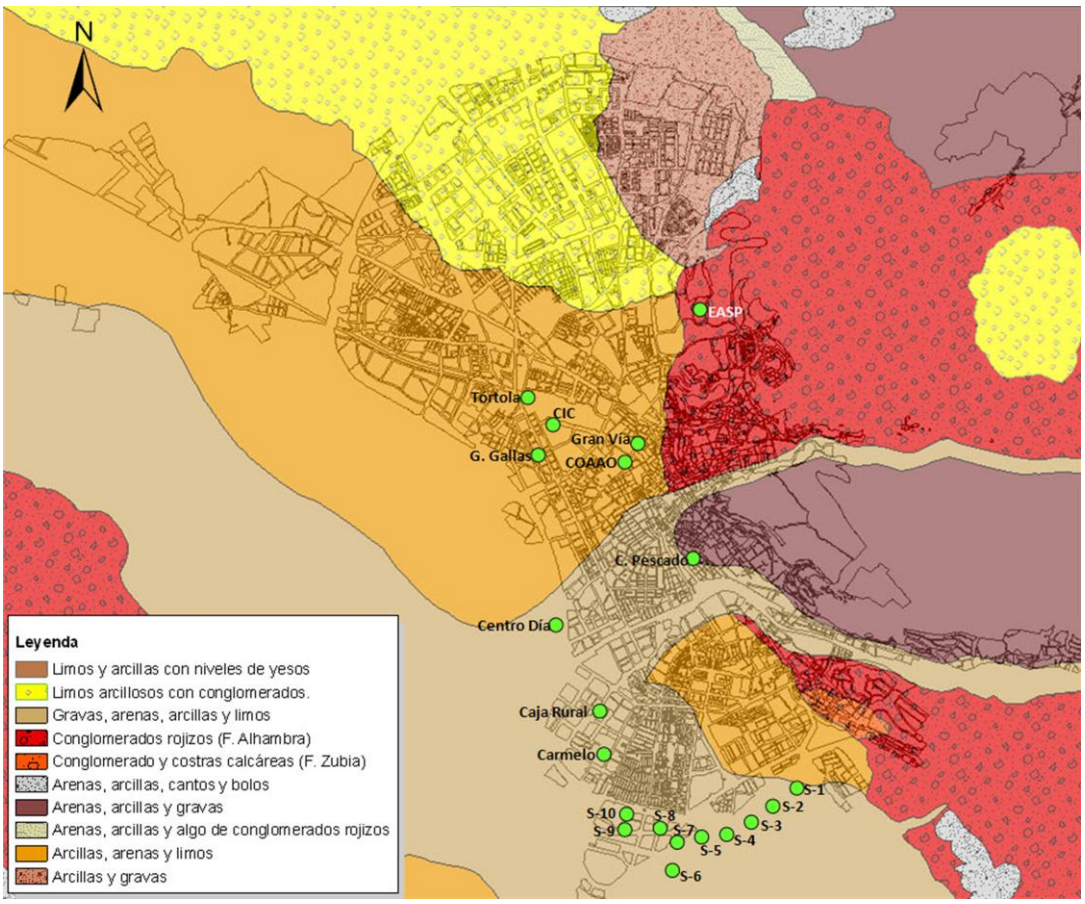


Figura 3.24: *Ubicación de los diferentes conjuntos de sondeos utilizados en el estudio sobre el mapa geotécnico de la ciudad*

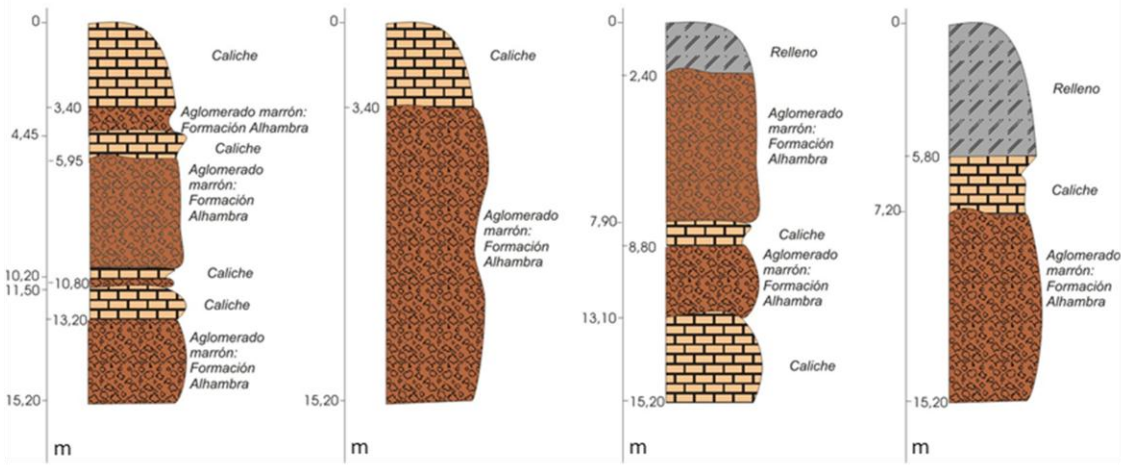


Figura 3.25: *Ejemplo de columna de sondeo correspondiente al sitio de CARTUJA (Feriche et al, 2011)*

3.3.2 Determinación de la estructura V_S del terreno. Comparación con las características geológicas y geotécnicas superficiales.

Para la determinación de las estructuras superficiales del terreno en términos de *Vs*, se ha realizado la inversión de datos de dispersión de ondas Rayleigh obtenidos a partir de registros de array de componente vertical de ruido ambiental y comparado con las características geológicas y geotécnicas.

3.3.2.1 Velocidad de fase de Ondas Rayleigh: el registro de ondas Rayleigh a partir de medidas simultáneas de ruido ambiental, se realizó en trece espacios abiertos de la ciudad, situados en diferentes condiciones de suelo (Figura 3.26).

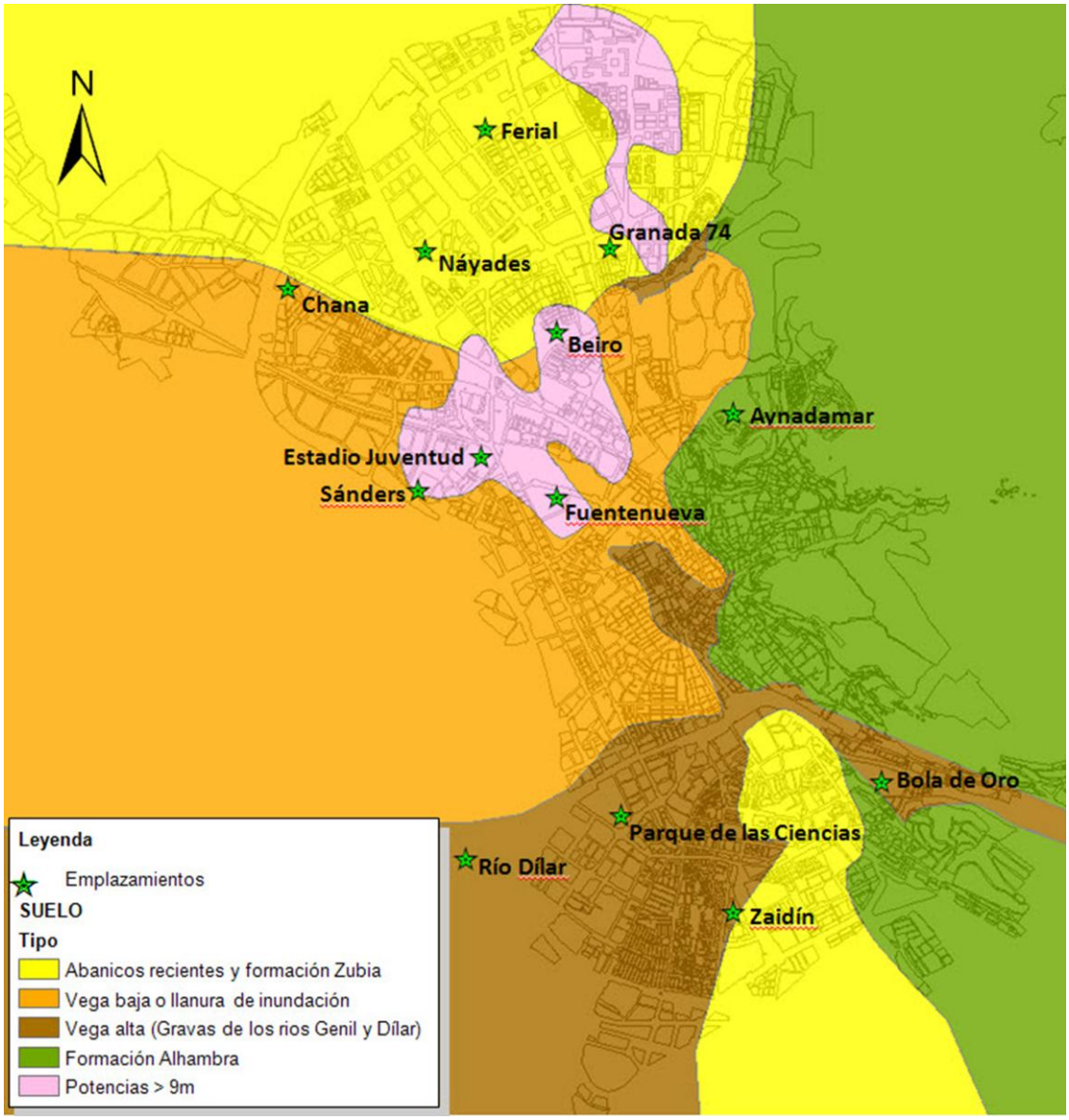


Figura 3.26: *Localización de los puntos de toma de medidas de SPAC. También se representan las principales unidades geológicas. Este mapa se ha elaborado a partir de los mapas de litologías y profundidad del material competente de Hernández del Pozo (1998).*

Para la toma de datos se ha usado una red circular formada por seis sensores de componente vertical VSE-15D (Navarro et al 2011), cinco de ellos distribuidos simétricamente a lo largo de una circunferencia de radio R, con un sexto sensor situado en el centro, tal y como se refleja la Figura 3.27 (Navarro et al 2010 y 2011). Los radios utilizados variaron entre 3 y 30 m en función del espesor previsto de sedimentos a muestrear y del espacio superficial abierto utilizable en cada punto. El tiempo de grabación fue de 30 minutos y la señal fue muestreada a 200 sps.

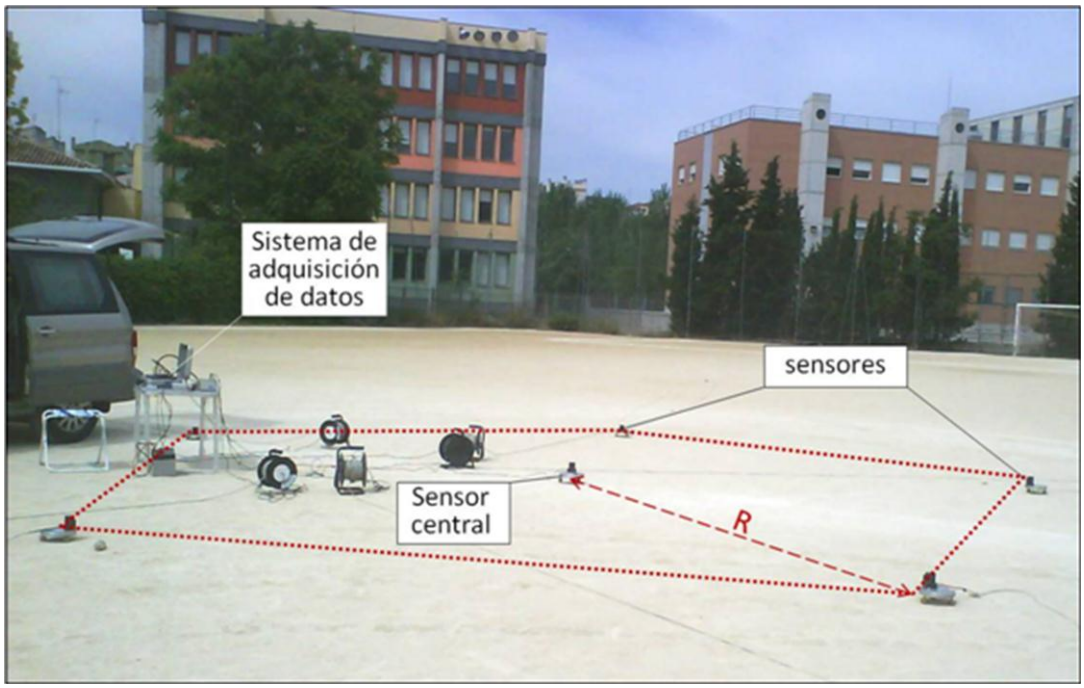


Figura 3.27: *Despliegue del array en Fuentenueva (GR5) que muestra uno de los dispositivos de medida.*

Para la determinación de las propiedades elásticas de los depósitos sedimentarios superficiales en este tipo de estudios se ha analizado el ruido ambiental con el método de autocorrelación espacial (SPAC o *SPatial AutoCorrelation method*), basado en el precoz trabajo de Aki (1957) y reinterpretado por Henstridge (1979), que se ha demostrado como una técnica innovadora y conveniente (e.g. Parolai et al., 2006; García-Jerez et al., 2008a).

Para procesar los registros de las trece estaciones se han dividido todas las señales en intervalos de 20 s con un solapamiento del 80% y pasadas al dominio de la frecuencia mediante la Transformada Discreta de Fourier (DFT). Los espectros complejos han sido promediados para las estaciones sobre la circunferencia y divididos por el correspondiente (espectro) de la estación central. El resultado es el coeficiente de correlación $\rho(f,R)$ que se relaciona con la velocidad de fase de las ondas Rayleigh $C_R(f)$ mediante la expresión:

$$\rho(f,R) = J_0\left(\frac{2\pi f}{C_R(f)}K\right) \quad (3\text{-}5)$$

donde J_0 representa la función de Bessel de orden cero y R es el radio del array.

Una vez determinado el coeficiente de correlación (Figura 3.28), se calcularon las curvas de dispersión para diferentes rangos de longitud de onda en función del radio utilizado y, posteriormente, se combinaron para obtener una única curva de dispersión $C_R(\omega)$ para cada emplazamiento (Figura 3.29). Las frecuencias de las curvas obtenidas varían entre 2,5 y 33,5 Hz y los valores de la velocidad de fase están en el rango 228 - 708 m/s (Tabla 3.10). En general, se observa una buena correlación entre las formas de la curva de dispersión y las condiciones geológicas de cada sitio, a pesar de las variaciones laterales entre formaciones geológicas adyacentes.

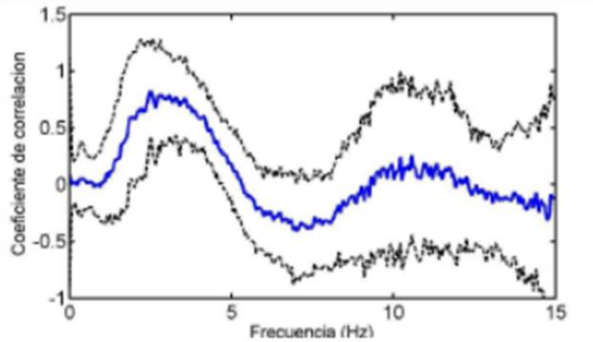


***Figura 3.28**: Ejemplo de coeficiente de correlación obtenido para un radio de 30m en GR5 ó Fuentenueva. (Navarro et al, 2011).*

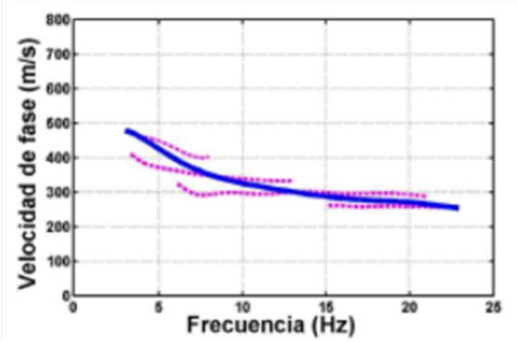


***Figura 3.29:** Ejemplo de curva de dispersión obtenida en GR7 ó Chana (línea azul). (Navarro et al, 2011).*

3.3.2.2 Modelos de velocidad Vs: el modelo de velocidad de cizalla estimado para cada uno de los puntos de la Figura 3.27, se ha determinado a partir de la inversión estocástica de la curva de dispersión de ondas Rayleigh. El modelo inicial se elaboró partiendo de la información geotécnica, principalmente de sondeos, obtenida en el área de estudio y de las propias curvas de dispersión, empleando el criterio $\lambda/3$ (Tokimatsu, 1997). Para la inversión se han utilizado tres capas homogéneas de 5, 10 y 15 m de espesor superpuestas a un semiespacio de Vs = 1000-1500 m/s. En varios de los lugares de medida se ha identificado el basamento ingenieril (Vs > 750 m/s). Los resultados obtenidos se representan en las Tablas 3.10 y 3.11, mostrando una buena correlación entre los modelos finales obtenidos de velocidad de cizalla y las condiciones superficiales del terreno observadas con otros métodos de exploración (sondeos, etc...).

Los resultados revelan la existencia de fuertes variaciones laterales en la velocidad de ondas de cizalla en la ciudad de Granada, debido a la heterogeneidad del

terreno causada por la presencia de depósitos sedimentarios pertenecientes a los ríos Genil, Darro, Beiro y Dílar. En el Anexo I se recogen los datos de las estructuras obtenidas de los SPACs y en la Figura 3.30 se representan algunos ejemplos de estos modelos de velocidad de cizalla en algunos de los emplazamientos.

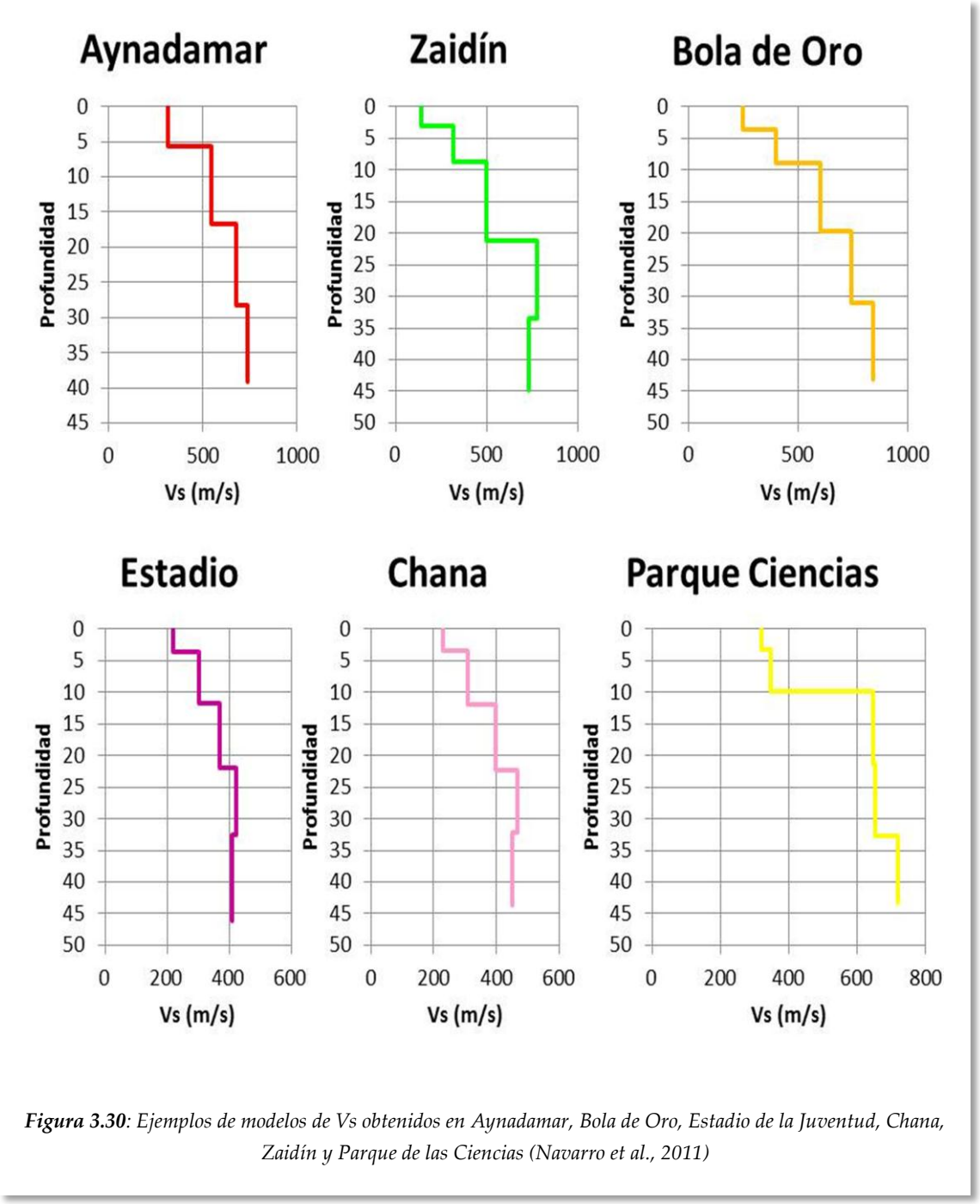


***Figura 3.30**: Ejemplos de modelos de Vs obtenidos en Aynadamar, Bola de Oro, Estadio de la Juventud, Chana, Zaidín y Parque de las Ciencias (Navarro et al., 2011)*

El modelo de velocidad de cizalla promedio, correspondiente a cada unidad geológica (Figura 3.31), se ha obtenido invirtiendo la curva de dispersión promedio de cada una de las unidades.

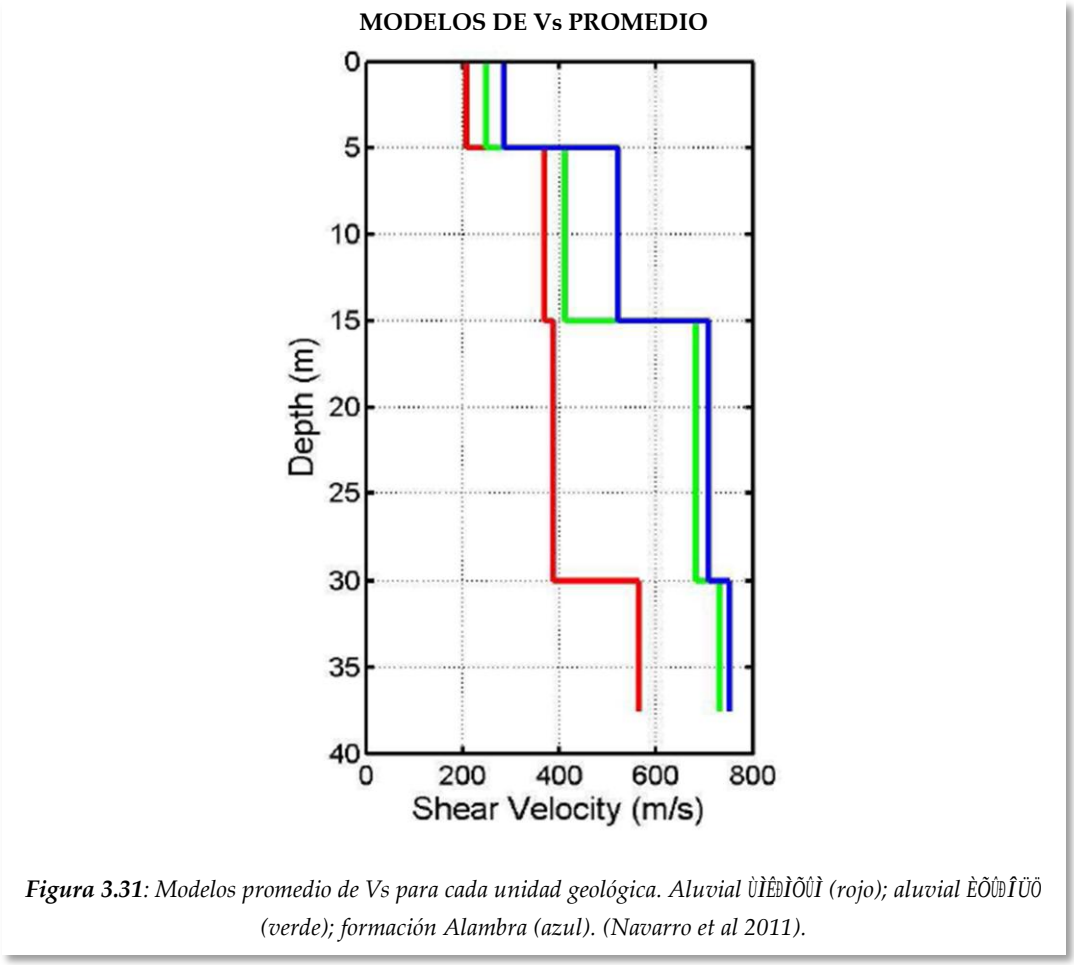


***Figura 3.31**: Modelos promedio de Vs para cada unidad geológica. Aluvial ÙÌÊÐÌÕÛÌ (rojo); aluvial ÈÕÛÐÎÜÖ (verde); formación Alambra (azul). (Navarro et al 2011).*

Para realizar la clasificación de las estructuras superficiales del suelo de la ciudad de Granada, Navarro et al (2011) las agruparon en familias de similar respuesta sísmica, lo que ha permitido comparar la *Intensidad Macrosísmica* y el *Factor de Amplificación*, ambos parámetros caracterizados por la velocidad de ondas S (p.e. Tiedemann, 1992; Borchert, 1994) y los criterios de amplificación propuestos por la NCSE-02. En la clasificación geológica que se ha hecho inicialmente, se han distinguido las siguientes unidades (Navarro et al, 2010 y 2011):

- **Formación Alhambra:** presenta las capas con valores Vs más altos (Tabla 3.10), oscilando entre 268 m/s y 814 m/s. El modelo promedio para esta formación muestra una primera capa de 286±25 m/s, una segunda capa de 521±18 m/s y una tercera capa de 709±33 m/s, sobre un semi-espacio de 752±88 m/s. Esta unidad aflora en el borde NE de la cuenca de Granada, y está constituida por los abanicos aluviales del

Pleistoceno superior - Plioceno inferior, compuestos a su vez, por conglomerados rojizos, arenas, limos y arcillas, con algunas intercalaciones de niveles de paleosuelos. Los cantos de esta formación, con un tamaño medio de 10 cm, son principalmente los heredados de la erosión del basamento de la cuenca de Granada. La matriz <0,08 mm oscila entre el 13 y el 35% y es, generalmente, limo y arena, a veces arcillosa. En algunos lugares se pueden apreciar capas de 1m de espesor de limo arcilloso.

- **Aluvial 1ÌÊÐÌÕÛÌ**: esta zona presenta los valores más bajos de velocidad de cizalla (tabla 3.10), oscilando entre 178 m/s y 697 m/s, según la capa. El modelo promedio Vs para esta zona muestra una primera capa de 214±27 m/s, una segunda capa de 362±51 m/s y una tercera capa de de 375±44 m/s, sobre un semi-espacio con valor Vs de 571±88 m/s.

- **Aluvial ÕÛÐÎÜÖ:** está representado por un modelo promedio Vs constituido por una primera capa de 276 ± 40 m/s, una segunda capa de 435±30 m/s y una tercera capa de 599±78 m/s, sobre un semi-espacio de velocidad 689±98 m/s. Los sedimentos cuaternarios modernos forman el conjunto de abanicos aluviales recientes que limitan con Sierra Nevada al oeste y Sierra Alfaguara hacia el norte. Estos abanicos aluviales están constituidos por unidades de grano grueso, a menudo cementadas y varían, desde arenas con gravas a brechas con bloques grandes, que pueden presentar intercalaciones finas (paleosuelos limosos ó arcillosos de tonalidad roja). Estos abanicos ya no están activos aunque su área fuente original está ahora drenada por los ríos Genil, Beiro, Darro y Dílar que constituyen valles encajonados en los márgenes del abanico. El encajamiento fluvial ha promovido el abandono temprano del abanico. El fondo del valle está cubierto por depósitos aluviales del Holoceno, principalmente por grava gruesa con arena fina y lentes de limo intercaladas, mientras que la base de las laderas del valle y de las cordilleras situadas en el valle están cubiertos por los derrubios de la erosión del talud y localmente por los derrubios de grandes abanicos aluviales del Pleistoceno Superior o del Holoceno. Las llanuras adyacentes a estos ríos, susceptibles de ser inundadas, están ocupadas por depósitos más finos (rocas sedimentarias arcillosas y limosas) con pocas arenas y lentes de gravas. Estos depósitos pueden ser considerados como los sedimentos típicos de las llanuras de inundación.

3.3.3 Determinación de la V_S^{30}

La velocidad media de las ondas de cizalla de los últimos 30 metros (Vs^{30}) es una expresión sintética de las propiedades dinámicas de un perfil de suelo, idónea para cuantificar la influencia de las condiciones del lugar en el espectro de respuesta elástica. La Vs^{30} ha sido adoptada en varios códigos sísmicos (p.e. *Uniform Building Code*, UBC; NEHRP 2003; Eurocode-8, EC8; NCSE-02) como parámetro representativo de las características del comportamiento sísmico del suelo. Además de emplearse para la elaboración de códigos sísmicos (Dobry et al, 2000) también se utiliza para la evaluación de los efectos de sitio a partir de la clasificación regional de suelos (Alcalá et al., 2002; Ismet et al., 2006).

Para calcular el valor medio ponderado de Vs^{30} se ha utilizado el EC8:

$$V_S^{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{V_i}} \qquad (3\text{-}6)$$

donde *hi* y *Vi* representan el espesor (en m) y la velocidad de ondas de cizalla (en m/s) de la capa i de un total de n existentes en los últimos 30m. Los valores de Vs^{30} obtenidos se representan en las Tablas 3.10 y 3.11.

***Tabla 3.10**: Características de las configuraciones utilizadas, curvas de dispersión, rango de valores de velocidad de cizalla y Vs^{30} (Navarro et al 2011).*

Array	Localización	Radio (m)	Δf (Hz)	ΔC_R (m/s)	ΔV_S (m/s)	Vs^{30} (m/s)
GR1	Aynadamar	4-8-15-27	6,5 – 28,9	349 – 608	304 -690	526
GR2	Zaidin	3-6-12-24	5,0 – 17,9	239 – 573	204 – 679	407
GR3	Beiro	4-8-16-30	4,3 – 14,9	272 – 526	178 – 648	341
GR4	Bola de Oro	3-6-12-24	7,0 – 21,9	310 – 678	268 – 814	511
GR5	Fuentenueva	4-8-16-30	3,7 – 18,2	291 – 619	207 – 696	326
GR6	Est. de la Juventud	3-6-12-24	2,5 – 23,9	228 – 415	239 – 459	330
GR7	Chana	3-6-12-25	3,0 – 22,9	254 – 478	242 – 549	343
GR8	Náyades	3-6-12-24	2,6 – 11,3	236 – 413	180 – 469	294
GR9	Par. de las Ciencias	4-8-15-30	5,5 – 31,0	329 – 682	293 – 784	496
GR10	Granada-74	4-8-15-30	3,5 – 24,8	342 – 598	278 – 667	462
GR11	Ferial	5-11-22	3,2 – 33,5	271 – 480	281 – 523	416
GR12	Sanders	6-12-23	3,4 – 18,8	284 – 609	238 – 602	316
GR13	Vega	4-8-15-30	5,3 – 29,8	355 – 708	326 – 794	468

Los valores Vs^{30} sirven, además, para obtener la amplificación de PGA empírica característica (Tabla 3.13) teniendo en cuenta, tanto las características geotécnicas de la estructura superficial como la naturaleza del substrato.

En la tabla 3.10 se muestran, además de las características de las configuraciones utilizadas en los arrays, curvas de dispersión, coeficiente de correlación, rango de valores para la velocidad de cizalla o *Vs* y la Vs^{30} calculada para cada sitio. En la tabla 3.11 se representan los valores promedio de Vs^{30} obtenidos para cada unidad geológica analizada.

Tabla 3.11: *Valores Vs^{30} de las principales unidades litológicas de la ciudad de Granada y comparación con las clases de suelo propuestas por la NCSE-02 (Navarro et al, 2011).*

Unidad geológica	Litología	$V_{S\,30}$ (m/s)	$V_{S\,30}$ (m/s) NCSE-02	NCSE-02
Formación Alhambra (transición*)	Arena, grava con limos marrón. Capas cementadas por carbonatos.	519 ± 08	400 – 750	Tipo II
Aluvial ÙÌÊÐÌÕÛÌ	Arcillas y arenas limosas con capas de gravas menores	328 ± 16	200 – 400	Tipo III
Aluvial ÈÕÛÐÎÜÖI	Gravas y arenas con intercalaciones de arcillas rojas	439 ± 23	400 – 750	Tipo II
Aluvial ÈÕÛÐÎÜÖ II	Gravas y arenas con intercalaciones de arcillas rojas	463 ± 40	400 -750	Tipo II

Según Navarro et al (2011) la comparación entre los valores de Vs^{30} revela una fuerte heterogeneidad lateral del terreno en la ciudad de Granada, los más bajos (328±16 m/s) correspondientes a suelos de tipo III, según la clasificación de la NCSE-02, y se encuentran en los emplazamientos situados en los depósitos aluviales ÙÌÊÐÌÕÛÌs del río Beiro, formados por una gruesa capa de arcillas y arenas limosas sobre materiales de mayor tamaño (gravas, arenas y carbonatos con matriz limosa) del Beiro y de los otros ríos de Granada (Darro y Genil).

Los depósitos aluviales ÈÕÛÐÎÜÖÚ del Genil, formados por una capa delgada de suelos blandos, compuestos principalmente por arenas y arcillas sobre gravas, arenas y sedimentos carbonatados, presentan valores intermedios de Vs^{30} (comprendidos entre los 407 y 496 m/s), correspondientes al tipo II de la NCSE-02.

Los valores más altos (519±08 m/s) se han obtenido en zonas de conglomerados (Formación Alhambra) aunque, hay que puntualizar que, los dos puntos en los que se han obtenido estos valores están en zonas con rellenos antrópicos (Aynadamar) o zonas de transición con depósitos aluviales y antrópicos, de ahí que no se alcancen valores superiores a los 750 m/s característicos de esta unidad. Debido a la falta de datos de SPAC en formación Alhambra, se ha optado por completar los resultados obtenidos de Vs^{30} con los datos de los perfiles de Cheddadi (2001) que se muestran en la Tabla 3.6 y a partir de los cuales se ha obtenido la Vs_{15} cuyos valores oscilan entre los 1041 y los 1311 m/s (Figura 3.32), lo que correspondería a un terreno tipo I (NCSE-02).

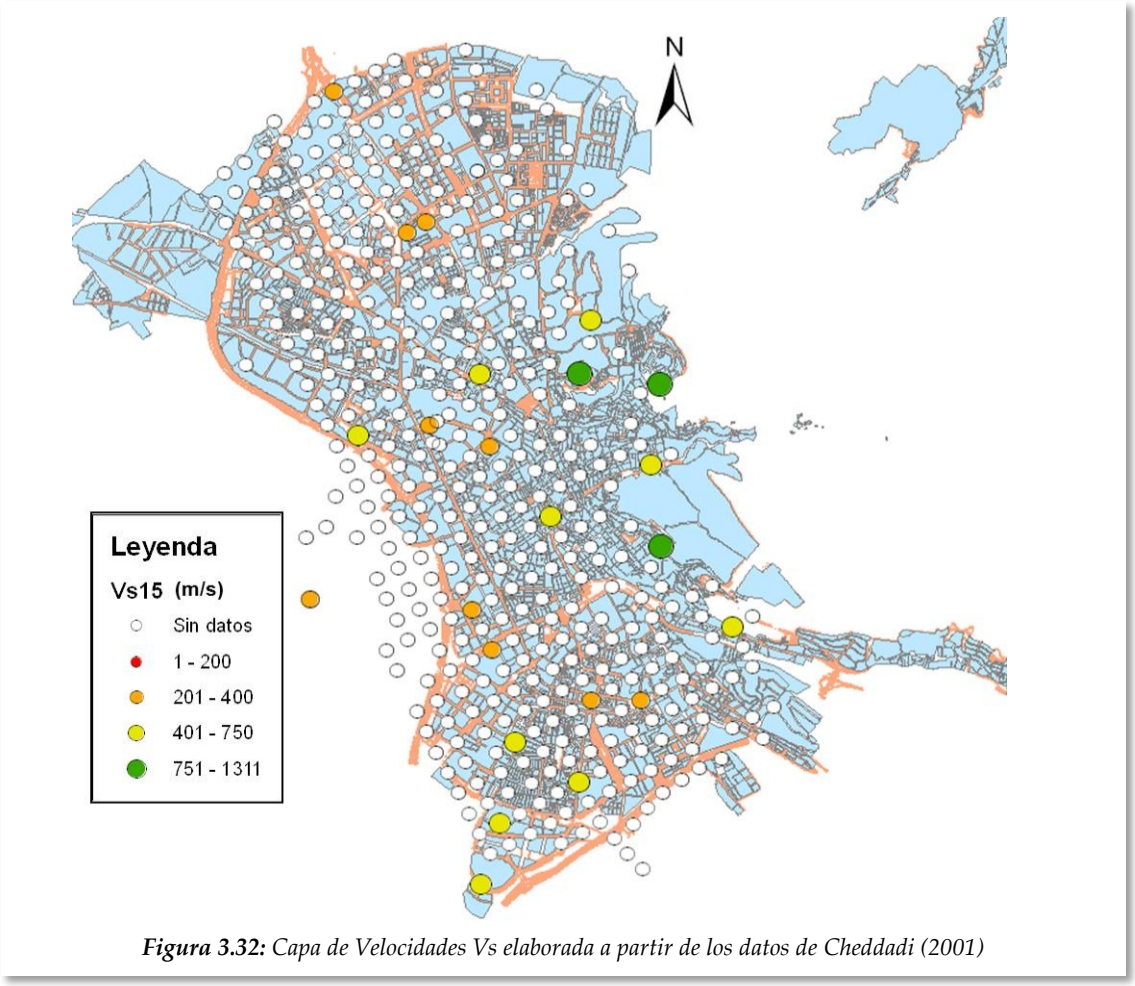


Figura 3.32: *Capa de Velocidades Vs elaborada a partir de los datos de Cheddadi (2001)*

La capa de puntos que se ha elaborado (formato shp de ArcGis) a partir de los datos de Cheddadi (2001), se ha superpuesto a la de unidades geológicas de Hernández del Pozo de la Figura 3.26 para seleccionar los valores de Vs_{15} de zonas situadas en Formación Alhambra, que oscilan entre los 1041 m/s de Muralla a los 1311 m/s de San Miguel. Los valores obtenidos con la técnica de SPAC en emplazamientos sobre Formación Alhambra dan valores más bajos que los obtenidos con perfiles sísmicos (Vs >

700 m/s) porque los SPAC se han realizado en lugares con depósitos antrópicos o en zonas de transición (Figura 3.26). La variación espacial de los valores de Vs^{30}, junto con los valores de *Vs* de Cheddadi y los factores de amplificación de la Tabla 3.13 se muestran en la Figura 3.36.

Estos resultados muestran que la clasificación basada simplemente en datos geológicos superficiales sólo da una indicación de la posible amplificación del movimiento sísmico, siendo preferible una clasificación Vs^{30} del terreno, tal y como se propone generalmente en las normas de construcción sismo-resistente.

La microzonación sísmica de la ciudad de Granada en términos de Vs^{30} se muestra finalmente en la Figura 3.35 y revela que la clase de suelo más extendida, según la norma NCSE-02, es el suelo tipo II, a pesar de que una importante área de la ciudad se encuentra sobre tipo III (suelo blando). El mejor terreno desde el punto de vista de la edificación es el conglomerado o Formación Alhambra que corresponde al tipo I de la NCSE-02 o I(B) de la clasificación de SISMOSAN (2007), cuya zona de transición está representada por los mayores valores de Vs^{30} de todas las medidas realizadas (519±08 m/s). Hay que puntualizar que estos valores máximos no corresponden a un tipo I (*Vs*> 750 m/s), aunque sí lo hacen con la transición de las zonas de aluvial o coluvial a la Formación Alhambra en las que se tomaron las dos medidas de SPAC. Por esta razón y por tratarse de tan sólo dos medidas, se ha completado el estudio con los valores de $Vs15$ de los perfiles de Cheddadi (2001) de la Tabla 3.6 realizados en Formación Alhambra.

3.3.4 Obtención de valores de amplificación a partir de V_S^{30}

Para obtener información acerca de las características dinámicas del terreno Navarro et al (2011) han utilizado la función de transferencia teórica 1D, con el fin de obtener la respuesta de sitio promedio de cada unidad geológica (Figura 3.33, Izq). A partir de los modelos promedio Vs de las distintas unidades (Figura 3.31), se han calculado las respectivas funciones de transferencia (descritas en el Capítulo 2) mediante el método de Thomson-Haskell (Aki y Richards, 2002) para una incidencia vertical de ondas S. Las frecuencias de resonancia más bajas se han observado a 3.3Hz y 8.6 Hz para el abanico aluvial antiguo mientras que, en el caso de los abanicos aluviales recientes, se observa un pico ancho entre 9,6 y 18 Hz.

Como se ha visto con anterioridad, los suelos tipo II (Tabla 3.11) comprenden tanto, abanicos aluviales recientes, como zonas de transición a Formación Alhambra, a pesar de lo cual presentan respuestas diferentes: los primeros presentan mayores valores de amplificación que los segundos en una amplia gama de frecuencias. Así, la

amplificación relativa entre ambas unidades (Figura 3.33 d_{cha}) es de 1.3 en la banda de 5.4Hz. En cuanto a los suelos tipo III, constituidos por aluvial antiguo, la amplificación relativa de éstos respecto de la Formación Alhambra es algo mayor que para los suelos tipo II: de 1.5 en la banda de 3Hz.

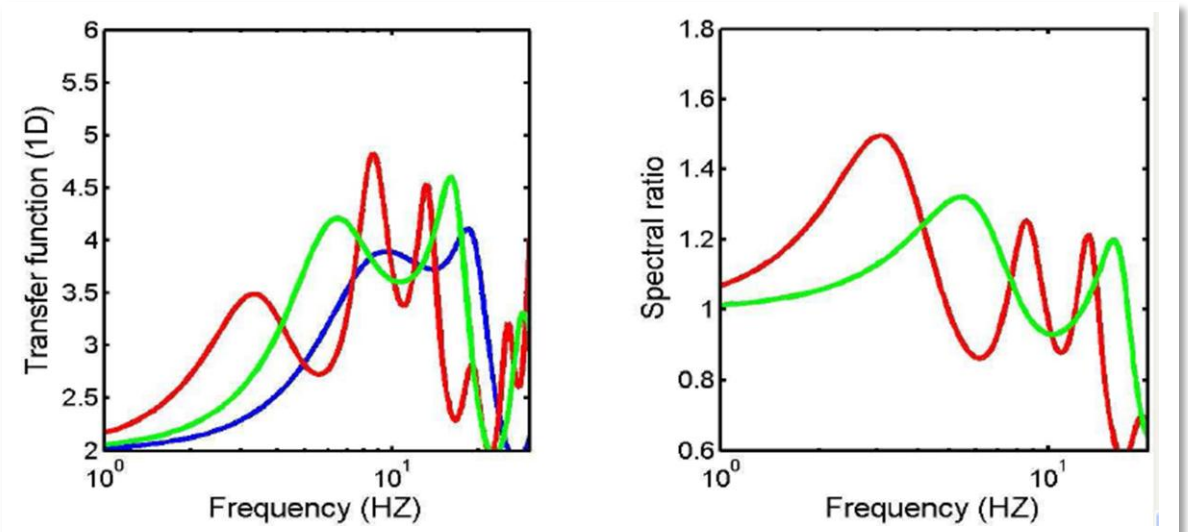


Figura 3.33: *(Izq.) Funciones de transferencia para los modelos promedio de 30 metros de profundidad: Aluvial ÙÌÊÐÌÕÛÌ(línea roja); aluvial ÈÕÛÐÎÜÖ(línea verde) y formación Alhambra (línea azul). (Dcha) Línea roja: relación espectral entre la función de transferencia de los aluviales ÙÌÊÐÌÕÛÌÚ y la de la formación Alhambra (sitio de referencia). Línea verde: lo mismo para la unidad de aluviales ÈÕÚÐÎÜÖÚ (Navarro et al, 2011).*

Los valores de la amplificación obtenidos a partir de la PGA se han expresado, tanto en factores de amplificación (FA) como en incrementos de Intensidad (ΔI(EMS)). El motivo se debe a que la Intensidad mide la severidad de la sacudida en un lugar, por lo que es un parámetro que sintetiza el potencial destructor y engloba una gran cantidad de parámetros del movimiento del suelo influyentes en los daños como Aceleración, Velocidad y Desplazamiento pico (PGA, PGV, PGD), Duración de la sacudida, etc. además de la iteración suelo-estructura y de la propia respuesta inelástica de las construcciones (Sismosan, 2007). La relación entre la Intensidad (I) y la aceleración pico del suelo (PGA), tiene como objetivo comparar una medida instrumental numérica de la sacudida sísmica (PGA), con un parámetro cualitativo (I) que caracteriza los efectos de un evento sísmico sobre un ambiente antrópico mediante una escala discreta (Gómez Capera et al, 2007. Tabla 3.12).

Tabla 3.12: *Relaciones relevantes entre intensidad y aceleración (Gómez Capera et al, 2007)*

Autores / Región	Relación	Unidad PGA	σ	Intervalo Intensidad (validez)	Intervalo PGA (cm/s2)
Faccioli & Cauzzi (2006) Mediterráneo Regresión con datos de Faccioli &Cauzzi (2006)	I_{MCS} = 1.96 Log PGA + 6.54 r^2=0.38 Log PGA = -1.33+0.20 IMCS r=0.62	m/s^2 m/s^2	0.89 0.29	4/5≤ I_{MCS}≤9	18-600
Marin *et al*. (2004) Francia	I=10+2.3 Log PGA	g	0.3	-	-
Wald *et al*. (1999) California	I_{MM} = 3.66 Log PGA–1.66 r=0.597	cm/s^2	1.08	5≤ I_{MM}≤8	4-1000
Panza *et al*. (1997) Italia (sismogramas sintéticos)	Log PGA = -4.9+0.35 I_{MCS} χ^2 = 2.2	g		5≤I_{MCS} ≤11	-
Decanini *et al*. (1995) Italia, W de USA y América Latina	Log PGA = 0.594+0.197 I_{MCS} Log PGA = 0.594 + 0.237 I_{MM}	cm/s^2 cm/s^2	0.35	4≤I_{MM}≤11	-
Margottini *et al*. (1992) Italia Intensidad General (MCS) Intensidad Local (MCS)	Log PGA = 0.687+0.179 I_{MCS} r=0.58 Log PGA = 0.525+0.22 I_{MCS} r=0.70	cm/s^2 cm/s^2	0.24 0.21	4≤I_{MCS} ≤8 4≤I_{MCS} ≤8	20-222.8
Theodulis and Papazachos (1992) Grecia	Ln PGA=0.28+0.67 I_{MM}+0.42S S=0 en aluviales S=1 en roca	cm/s^2	0.59	4≤I_M ≤8	8.8-530
Voutkov *et al*. (1986)	PGA(g*1000) = 6.396 $e^{0.412\ I}$	cm/s^2	34.9	-	-
Chiaruttini e Siro (1981) Italia	Log PGA (g*100)=-0.19+0.17 I	g*100	0.27	-	-
Murphy and O'Brien (1977) W de USA, Japón, S de Europa	Log PGA = 0.25 + 0.25 I_{MM}	cm/s^2	-	4≤I_{MM}≤8	10-700
Trifunac and Brady (1975) USA	Log ah = 0.014 + 0.30 I_{MM}	cm/s^2	-	4≤I_{MM}≤10	7-1150
Ambraseys (1975) Europa (Italia, Grecia, Yugoslavia, Portogallo, Rumania, Bulgaria), Asia (Turquía, Irán, Pakistán)	Log PGA = -0.16 + 0.36 I_{MM}	cm/s^2	0.7	4≤I_{MM}≤10	2-600
Medvedev and Sponheuer (1969)	Log PGA = -0.408 + 0.301 I_{MM}	cm/s^2	-	5≤I_{MM}≤10	12-800
Hershberger (1956) USA	Log ah = -0.900 + 0.429 IMM	cm/s^2		3≤IMM≤8	1-300
Neumann (1954) USA	Average distance of 25 km Log PGA = -0.041 + 0.308 IMM Average distance of 160km Log PGA = -0.429 + 0.308 IMM	cm/s^2 cm/s^2		5≤IMM≤8	40-300
Kawasumi (1951) **Gutenberg & Richter (1942, 1956)** USA	Log ah = -0.347 + 0.500 IJMA Log ah =-0.5 +0.33 IMM	cm/s^2 cm/s^2	- -	- 3≤IMM≤9	- 1-300

Para calcular el ΔI se han barajado numerosas relaciones de diferentes autores (Tabla 3.12) optando al final por la relación de Ambrasseys (1975), pues ha sido la que mejor se adaptaba, entre los referidos, a los factores de amplificación de intensidad macrosísmica obtenidos en este trabajo. Los resultados se muestran en la Tabla 3.13.

Tabla 3.13: *Tipos de suelos según NEHRP 2003, Eurocódigo 8 (EC8), la Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02), Factores de Amplificación de PGA (Fa)obtenidos por Navarro et al (2011) e incrementos de Intensidad obtenidos para este trabajo utilizando la relación de Ambrasseys (1975) .*

TIPO DE SUELO			**DESCRIPCIÓN**		***Vs*^{30} m/s**			**Fa. (PGA)**	$\Delta I_{(EMS)}$ Ambraseys (1975)
NEHRP	**Sismosan**	**NCSE02**	**General**	**Ciudad de Granada**	**NEHRP**	**EC8**	**Granada** (Navarro et al, 2011)	**NEHRP**	
A	**I(A)**	**I**	Roca dura	No encontrado	> 1500	>800 > 750		0.9	0
B	**I(B)**		Rocas fracturadas medio duras	Arena, grava y carbonatos con limo marrón. Capas cementadas por carbonatos.	760- 1500			1.0	0
C	**II**	**II**	Suelo muy denso y roca blanda	Grava y arenas con capas menores de limo rojo y de arcilla (Aluvial)	360- 760	360- 800 400-750	519 ± 08 439 ± 23 463 ± 40	1.2	0.2
D	**III**	**III**	Suelos rígidos	Arcillas y arenas limosas con capas menores de gravas (Aluvial)	180- 360	180- 360 200-400	318±16	1.4	0.4
E	**IV(A)**	**IV**	Suelo medio a blando	No encontrado	<180	<180 ≤200		1.8	-
F	**IV(B)**		Suelos especiales	No encontrado		S1<100 S2 licuef.		≥ 2.0	-

Con los resultados de la caracterización de los suelos mediante V_S^{30} de Navarro et al (2011) completados con los de Cheddadi (2001), junto a los factores de amplificación calculados en este trabajo, se ha elaborado el mapa de Microzonación Sísmica que se muestra en la Figura 3.34.

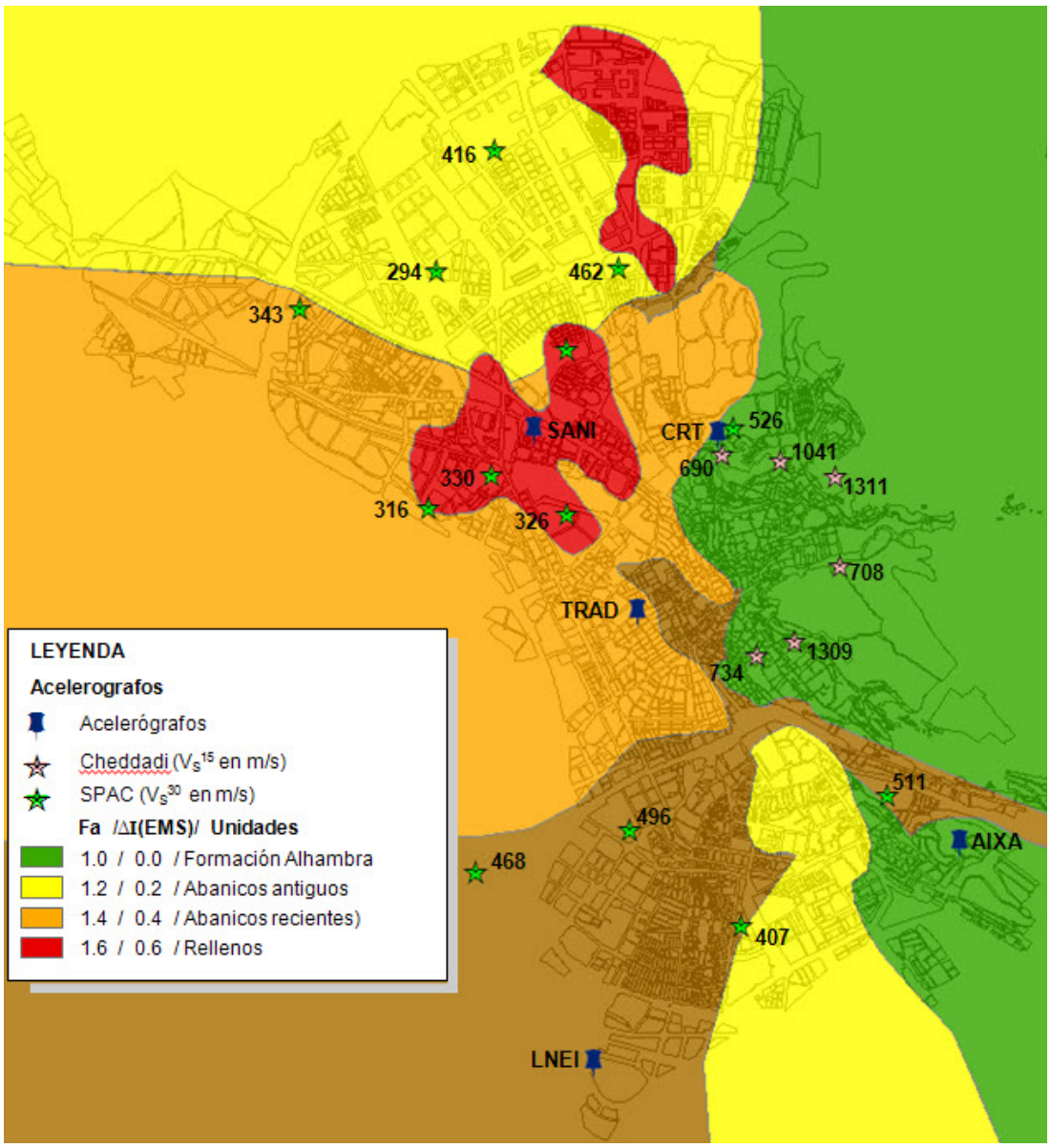


Figura 3.34: Mapa de microzonificación sísmica de Granada. *Se representan los principales Tipos de suelo (Tabla 3.12) de la ciudad clasificados en función V_S^{30}, los lugares y valores de medidas de 5ÚƗƔ, a partir tanto de las medidas de SPAC como de los perfiles de Cheddadi (2001)ɯφ5ÚƕƙÁ, y la ubicación ËÌ ÓÖÚ acelerógrafos. El color indica el tipo de suelo, la amplificación correspondiente de PGA (FA) y el incremento de intensidad $I_{EMS}(\Delta I)$.*

Para ver la importancia de los Factores de Amplificación del movimiento en función de las características del suelo, se ha puesto como ejemplo la obtención de mapas de sacudida (Shake Map) en función de la PGA y la PGV en los sitios con registro instrumental, y cómo se determinan estos dos parámetros a partir del registro en roca cercano y el tipo de suelo en el lugar de interés.

El programa **ShakeMap®** (Wald et al, 2000) es una herramienta que genera, rápida y automáticamente, mapas de distribución de la sacudida sísmica y de la Intensidad instrumental *(http://earthquake.usgs.gov/shakemap*). Combina medidas instrumentales de la sacudida con información sobre la geología local y la localización y magnitud del terremoto para estimar las variaciones de la sacudida en toda el área geográfica. El resultado está disponible vía web rápidamente en una gran variedad de formatos. Esta metodología propone la evaluación de la intensidad a partir de parámetros instrumentales tales como la Aceleración Pico (PGA) o la Velocidad Pico (PGV) del movimiento del suelo (Tabla 3.14)

Tabla 3.14: *Leyenda de los mapas generados por el ShakeMap, en la que se muestra la correspondiencia entre cada grado de IMM, el tamaño de la sacudida y su valoración con valores instrumentales (rangos de PGA y PGV.*

PERCEIVED SHAKING	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
POTENTIAL DAMAGE	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Moderate/Heavy	Heavy	Very Heavy
PEAK ACC.(%g)	*<.17*	*.17-1.4*	*1.4-3.9*	*3.9-9.2*	*9.2-18*	18-34	34-65	65-124	>124
PEAK VEL.(cm/s)	<0.1	0.1-1.1	1.1-3.4	3.4-8.1	8.1-16	*16-31*	*31-60*	*60-116*	*>116*
INSTRUMENTAL INTENSITY	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

En la tabla 3.14 se muestran los valores pico del movimiento del suelo correspondientes a cada grado de Intensidad MM de acuerdo con una regresión de los valores pico del movimiento del suelo y las intensidades para terremotos de California (Ecuaciones 3-8 a 3-11). Estos valores son el resultado de la comparación de los mapas de intensidad instrumental para 8 importantes terremotos en California (Wald et al, 1999b), donde se comprobó que, tanto la aceleración (para I<VII) como la PGA para (I≥VII) siguen una relación. Para valores de I≥VII se usa la PGV en lugar de la PGA, ya que los picos de aceleración de alta frecuencia podrían traducirse en valores anormalmente altos de Intensidad (Wald et al, 1999a):

Para V ≤ IMM ≤ VIII: $I_{MM} = 3.66 \log (PGA) - 1.66$ (sigma = 1.08) (3-8)

Para V ≤ IMM ≤ IX: $I_{MM} = 3.47 \log (PGV) + 2.35$ (sigma = 0.98) (3-9)

Para valores de I<V: $I_{MM} = 2.20 \log (PGA) + 1.00$ (3-10)

La relación anterior se basa en la correlación de valores pico del movimiento del suelo para terremotos recientes de magnitudes 3.5 a 5.0 del sur de California con intensidades obtenidas a partir de encuestas enviadas por internet para esos mismos eventos (Wald et al, 1999c). La correspondiente ecuación para PGV e I_{MM} es:

$$I_{MM} = 2.10 \log (PGV) + 3.40 \quad (3\text{-}11)$$

Para obtener los factores de amplificación para cada una de las clases de suelo de la NERHP, usaron la Vs^{30} media previamente calculada por Wills et al (2000) y aplicaron la metodología de Borcherdt (1994) para la estimación de los factores de amplificación en función de dichas velocidades. La amplificación se puede calcular, tanto para corto período (0.1 a 0.5s) como para medio período (0.4 a 2s), y los valores resultantes se muestran en la Tabla 3.15.

Tabla 3.15: *Factores de amplificación: para PGA o Corto período (0.1 a 0.5s) y para PGV o Medio período (0.4 a 2s). Clasificación de suelos de la NEHRP*

Average shear wave velocity for local geological units									
Class	Vs30	Short-Period (PGA)				Mid-Period (PGV)			
			150	250	350		150	250	350
B	1130	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
BC	750	1.15	1.11	1.04	0.98	1.31	1.28	1.24	1.20
C	560	1.28	1.19	1.07	0.97	1.58	1.52	1.45	1.37
CD	360	1.49	1.33	1.12	0.94	2.10	1.99	1.83	1.67
D	270	1.65	1.43	1.15	0.93	2.54	2.36	2.14	1.90
DE	180	1.90	1.58	1.20	0.91	3.30	3.01	2.65	2.29
E	180	1.90	1.58	1.20	0.91	3.30	3.01	2.65	2.29

3.3.5 Obtención de valores de amplificación a partir de registros de terremotos

Para chequear los valores de amplificación obtenidos a partir de las funciones de transferencia, se ha aplicado el método de la estación de referencia, estimando la razón espectral del movimiento horizontal del suelo en sitios blandos respecto de sitios de roca de dureza media (Vs^{30}>750 m/s). Para ello se han utilizado los acelerogramas de un terremoto registrado en una serie de acelerógrafos situados en diferentes lugares de la ciudad (Figura 3.35).



Figura 3.35. *Mapa de localización de las estaciones de registro y del epicentro del terremoto profundo del 11-04-2010.*

El evento analizado ha sido el terremoto profundo el 11 de abril de 2010 (Mw 6.3) que, aun teniendo su epicentro próximo a la localidad de Albuñuelas, al tener el foco a una profundidad de 630 km, se puede considerar que está situado en la normal a cada una de las estaciones de registro. Para la aplicación de esta metodología se ha utilizado como lugar de referencia una estación cercana, situada a 13 km de la ciudad de Granada en el paraje conocido como Sierra Elvira (estación SELV). Esta elección no ha sido fortuita, sino que guarda relación con la dureza del terreno en el que se ubica, puesto que se trata de la roca dura (calizas con Vs>1500 m/s) del basamento (Alguacil et al, 2011).

En la Figura 3.36 se muestran las formas de onda de aceleración de dicho terremoto (componente N-S) en las estaciones de Granada y en la de SELV. Al analizar estas formas de onda, lo primero que se aprecia es la mayor duración del movimiento en todas las estaciones en suelo respecto a SELV (tipo I NCSE-02), siendo la más prolongada la correspondiente al registro en SANI, situada sobre sedimentos aluviales del río Beiro (tipo III).

Tanto los tipos de suelo en los que están instaladas las estaciones como los valores alcanzados de aceleración-pico del terreno (PGA) se muestran en la Tabla 3.16.

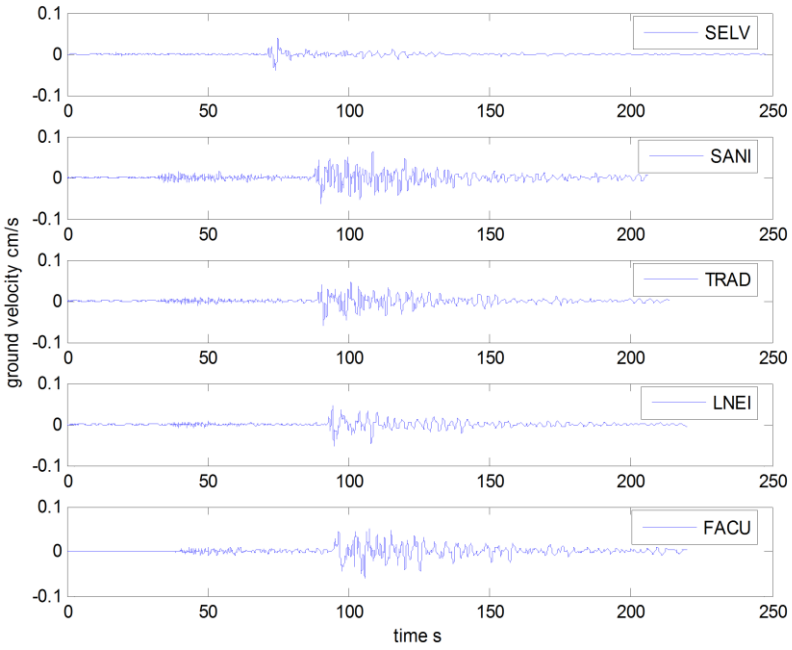


Figura 3.36: *Registros de aceleración del terremoto profundo del 11-04-2010 (componente N-S) en diferentes estaciones de Granada que muestran una amplificación significativa del movimiento del suelo respecto de la estación SELV (en roca).*

Tabla 3.16*: Tipos de suelo bajo las estaciones utilizadas. Valores pico de aceleración, PGA (en gal) alcanzados en cada componente (Alguacil et al, 2011) * Los marcados con (P) indican que este valor pico se alcanzó en el paquete de la onda P*

Estación	Tipo de suelo	Tipo NCSE-02	PGA E	PGA N	PGA Z
SELV	Roca cristalina	I	0,16	0,12	0,077
AIXA	Conglomerados formación Alhambra	I	0,38	0,39	0,34
CRT	Conglomerados formación Alhambra-transición	I-II	0,32	0,40	0,36 (P)*
LNEI	Depósitos aluviales recientes	II	0,35	0,30	0,26
FACU	Depósitos aluviales antiguos	III	0,34	0,37	0,26
TRAD	Depósitos aluviales antiguos	III	0,30	0,34	0,39 (P)*
SANI	Depósitos aluviales Río Beiro	III	0,38	0,44	0,43 (P)*

Tras obtener los espectros y la razón espectral de cada una de las estaciones respecto a la de referencia (SELV), se puede apreciar que la amplificación de PGA obtenida con este evento para las estaciones ubicadas en suelos tipo III está próxima al doble de la obtenida para el basamento (tipo I), mientras que para los suelos de tipo II se han obtenido valores de amplificación ligeramente inferiores (Figura 3.37). Las amplitudes espectrales del movimiento horizontal del suelo llegan a ser más de 4 veces las del movimiento en roca para frecuencias menores de 4 Hz, especialmente en bandas estrechas a 1.2, y 3.4 Hz, donde son aún mayores en algunas estaciones. En las bandas de 4.5, 5.5 y 7 Hz se observa también amplificación (de 2 a 4 veces). Con el método de la estación de referencia se han obtenido factores de amplificación espectral (SAF) > 10 en las estaciones de SANI, CRT y TRAD a 1.2 Hz, y SAF ≥ 6 a 3.4 Hz en todas las estaciones. No obstante, la amplificación calculada a 1.2 Hz podría deberse al valle en esa frecuencia del espectro en SELV. Los espectros de respuesta de aceleración (5%) muestran de nuevo los fenómenos de amplificación en las bandas de frecuencia comentadas. Un sencillo análisis espectral del microtremor en dos de las estaciones (TRAD y AIXA) presenta la existencia de picos del movimiento del suelo a ~1.5 Hz, tanto en aceleración como en velocidad.

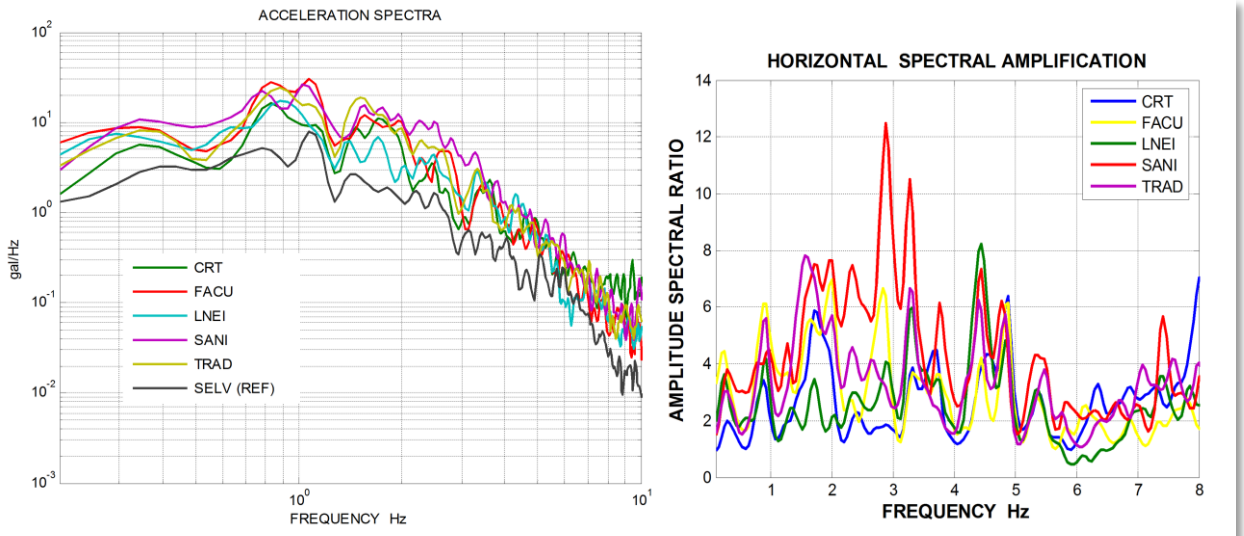


Figura 3.37. *Espectros de las componentes horizontales del movimiento (izq.) y razones espectrales entre la componente horizontal de las estaciones en suelo y la de roca (dcha.). Alguacil et al, 2011.*

3.3.6 Elaboración de perfiles o cortes geológicos a partir de los resultados anteriores.

A partir de los datos obtenidos hasta el momento, se han elaborado una serie de cortes en los que se puede ver la estructura obtenida y representada en la figura 3.36.

El primer perfil representa una transecta de la parte noroccidental de la ciudad (dirección NE-SW) y el segundo se ubica en la zona suroriental (dirección ~E-W). Ambos cortes muestran, tanto las características de relleno de la cuenca de Granada como la estructura del borde nororiental de ésta. En la Figura 3.38 se aprecia el afloramiento de la Formación Alhambra en el borde NE de la cuenca de Granada.

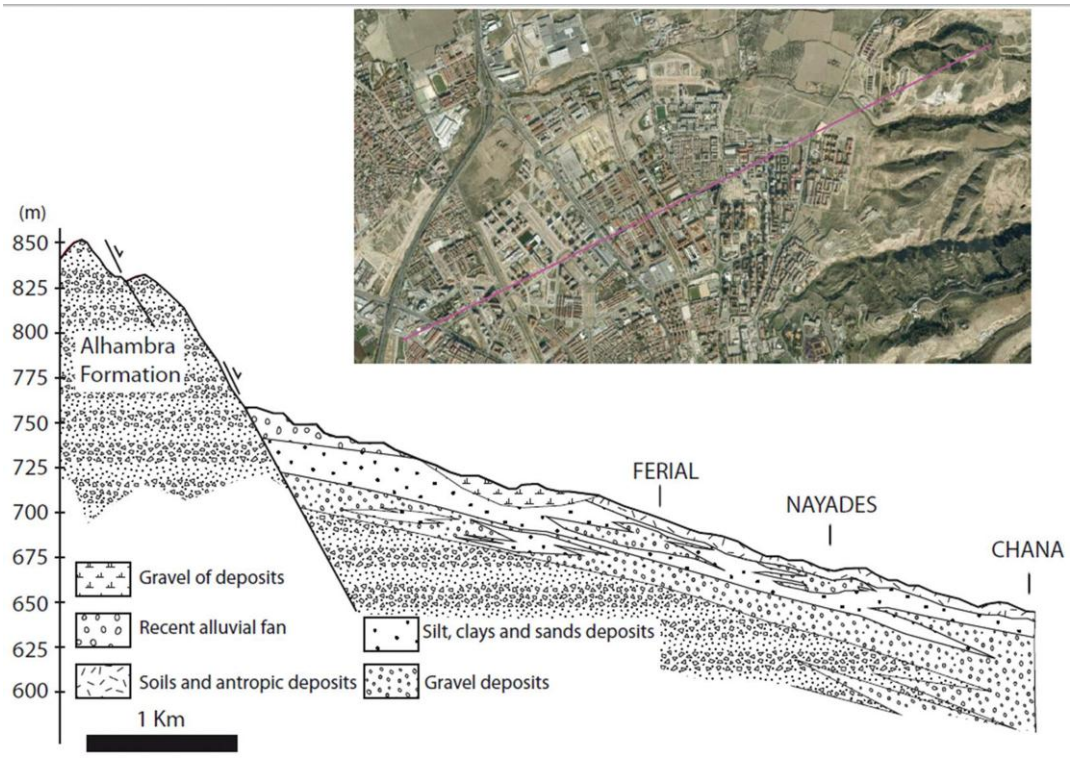


Figura 3.38: *Perfil realizado en la zona noroccidental de la ciudad (dirección NE-SW). Azañón (com. Personal)*

La Formación Alhambra, constituida por conglomerados rojizos, arenas, limos y arcillas, con algunas intercalaciones de niveles de paleosuelos, se corresponde con los abanicos aluviales del Plioceno (aunque no está datada, su techo puede tener una edad de 1.000.000 de años aproximadamente). Los cantos de esta formación, con un tamaño medio de 10 cm, son principalmente los heredados de la erosión del Complejo Nevado-Filabride (Dominio de Alborán). La matriz con un tamaño de grano inferior a 0,08 mm oscila entre el 13 y el 35% y es, generalmente limo y arena. También hay capas de 1m de espesor de limo arcilloso. Sobre este afloramiento se apoyan Facies de carácter aluvial

(básicamente abanicos como el de la Zubia) con bastante heterometría de cantos y formas lenticulares debidas a cambios laterales de energía del medio (canales). Por esta razón, los cortes muestran sedimentos detríticos poco o nada cementados, con niveles sin continuidad lateral, y con un tamaño de grano grueso en las zonas proximales de los abanicos. Este tipo de sedimento disminuye progresivamente su granulometría hacia las zonas distales de estos abanicos, los cuales limitan, con Sierra Nevada al oeste y con la Sierra Alfaguara al norte.

También se puede apreciar en ambos cortes la existencia de numerosas fallas normales, en su mayoría con una orientación NW-SE y buzando hacia el SW que dan lugar a saltos en el relieve de centimétricos a métricos, llegando a acumular desplazamientos de más de 600m entre las partes septentrionales y meridonales de la ciudad. Estas fallas tienen funcionamiento cuaternario, lo que queda demostrado mediante la sismicidad instrumental a día de hoy (series de Armilla de 1979, Granada de 1998, 2009, la Zubia, 2010, 2011, 2012) y pueden producir importantes depocentros con una alineación NW-SE. En el norte de la ciudad de Granada se han desarrollado varios aluviales recientes en los bloques de techo de las fallas normales NW-SE que cortan la Formación Alhambra (Fig. 3.38). La Figura 3.39, muestra como la litología está, en su mayoría, constituida por gravas con niveles menores de arenas que son similares a las facies distales de abanicos aluviales recientes dolomíticos de la Formación Zubia (al SE de la ciudad).

La fuerte variación lateral que caracteriza la geología de cada una de las zonas urbanas de Granada en las que se han calculado los valores de Vs^{30} se puede apreciar también en ambos cortes. Así, los valores más altos de Vs^{30} se obtuvieron en los sitios "Aynadamar" y "Bola de Oro". Este último, representado en la Figura 3.41, sobre depósitos antrópicos bajo los que se encuentra la Formación Alhambra, de ahí que los valores de Vs^{30} sean algo inferiores a los característicos de este material. Los sitios de "Zaidín" y "Parque de las Ciencias" (Fig. 3.39) muestran los depósitos superficiales de aluviales recientes del río Genil (una delgada capa de suelos blandos, compuesta principalmente por arena y arcilla) superpuestos a las gravas, arenas y sedimentos carbonatados, ya que se colocan al principio del abanico aluvial de este río de gran caudal de agua. Esto implica cambios en los valores de Vs y un incremento en los valores Vs^{30}. Los valores más bajos de Vs^{30} se han registrado en los lugares "Chana" y "Náyades" (entre otros), representados en la Figura 3.38 y que corresponden a los depósitos aluviales antiguos del río Beiro mencionados anteriormente.

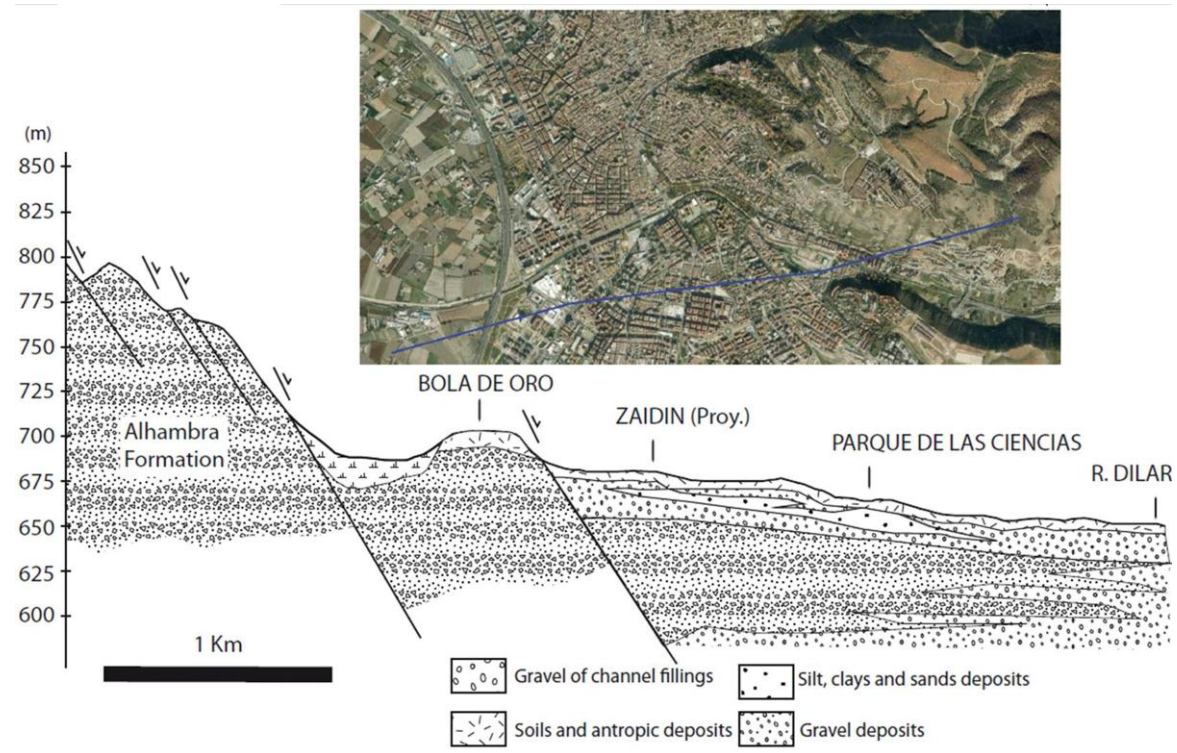


Figura 3.39: *Perfil realizado en la zona noroccidental de la ciudad (dirección ~E-W). Azañón (com. Personal)*

3.4 Escenarios de movimiento sísmico en Granada.

La ciudad de Granada, tal y como hemos visto en apartados anteriores, está ubicada en una región que, aunque de sismicidad moderada, es la de mayor peligrosidad sísmica de España según la NCSE-02. Esta ha sido principalmente la razón por la que se ha realizado una revisión exhaustiva, tanto de las características geológicas como de la sismicidad histórica y la peligrosidad sísmica. A continuación se muestran de manera resumida los resultados obtenidos:

a) La geología superficial de la ciudad está constituida, principalmente por facies distales de abanicos aluviales y llanuras de inundación procedentes de los ríos Beiro, Darro, Genil, Monachil y Dílar, de diferentes edades. Estas facies las forman principalmente gravas con intercalaciones de arcillas, limos y arenas (de gran heterogeneidad lateral) que descansan en la zona NE sobre la Formación Alhambra, un conglomerado rojizo cuyos cantos han sido heredados de la erosión de Sª Nevada (complejo Nevado-Filábride del dominio de Alborán). También se han encontrado zonas de rellenos en los pajaritos, en la Chana o la zona de la estación de autobuses correspondientes a los depósitos aluviales antiguos del río Beiro. En las zonas de Zaidín y Parque de las Ciencias los rellenos corresponden a depósitos superficiales

de aluviales recientes del río Genil (principalmente arena y arcilla) superpuestos a las gravas, arenas y sedimentos carbonatados.

b) Los terremotos documentados más representativos del sismo más probable y del más dañino son, respectivamente, el de 1806 (I_0= VIII) y el de 1431 ($I_0 \geq$ IX).

- Durante la serie sísmica de 1431 (históricamente, la de efectos más destructores sobre Granada) se alcanzaron valores de Intensidad epicentral $I_0 \geq$ IX, a partir del cual se ha estimado una I_R= VIII en Granada (en roca) y una magnitud Mw ≥ 7.0.
- El terremoto de 1806, se ha considerado como el de mayor probabilidad de ocurrencia, con una intensidad epicentral I_0= VIII que podría traducirse en una intensidad local I_R= VII en Granada (en roca).

c) Los valores de PGA esperados en roca para Granada obtenidos por diferentes autores oscilan entre los 225 y los 270 gales para períodos de retorno de 475 años. Estos valores de peligrosidad se han utilizado para definir el movimiento en roca y en suelo utilizado en los escenarios sísmicos en Granada:

- NCSE-02: 0.23g (230 gales) y una I_R= VII (Ambraseys, 1975) en roca para el municipio de Granada.
- Peláez et al (2002 y 2005) estiman una peligrosidad sísmica en roca para Granada de 225 gales de PGA (I_R= 6.98≈VII), 0,22 m/s de IA (2002) y 0,26 m/s de IA (2005).
- SISMOSAN (2007): 201 gales (I_R= 6.84≈VII) en roca y 361 gales (7.5 ó VII-VIII en términos de Intensidad EMS-98) en suelo para el municipio de Granada (Tabla 3.17).

Tabla 3.17: *Parámetros característicos del movimiento esperado en el municipio de Granada para periodos de retorno de 475 y 975 años. Valores de PGA, SA y EPA expresados en unidades de g; Escala de Intensidad EMS-98. SISMOSAN, 2007.*

Período retorno (años)	Roca	Movimiento incluyendo el efecto local										
	PGA	PGA	SA (0.1s)	SA (0.15s)	SA (0.2s)	SA (0.3s)	SA (0.5s)	SA (1s)	SA (1.5s)	SA (2s)	EPA	Intensidad
475	201.1	361.8	805.8	890.3	844.3	812.6	607.7	383.7	232.5	159.8	316.9	7.5
975	261.7	471.1	936.1	990.6	894.0	921.3	762.6	530.1	322.3	221.3	360.4	8.5

d) Los valores de *Vs*, para profundidades de hasta 15m, estimados por Cheddadi (2001) a partir de perfiles sísmicos en 24 puntos de la ciudad oscilan entre los 330

m/s y los 1820 m/s. Estos resultados nos han servido para conocer los valores Vs de la formación Alhambra (entre 850 y 1820 m/s). Así mismo ha servido para identificar que la profundidad del basamento ingenieril está en la mayor parte de la ciudad a profundidades superiores a los 15m, salvo en la zona oriental y norte de la ciudad, donde dicho basamento es más somero.

e) La amplificación de la sacudida sísmica en los diferentes tipos de suelo obtenida por diferentes autores con parámetros geotécnicos y geofísicos es media o baja, pero sólo han considerado las características de la estructura superficial (h<10m). Las zonas sur y oeste de la ciudad son las de mayor amplificación.

f) La susceptibilidad a que se produzcan fenómenos de licuefacción es muy baja o nula en el área urbana de Granada, no así en la zona N de la Vega de Granada, donde es alta.

Toda esta información analizada se ha completado con una serie de trabajos sobre la caracterización del terreno, desarrollados específicamente para esta Tesis y que se han detallado en apartados anteriores. Los resultados obtenidos son los siguientes:

g) Microzonación geológica de la ciudad a partir fundamentalmente del análisis de los sondeos, los mapas de litologías y la profundidad del material competente (Hernández del Pozo, 1998). De este último se han tenido en cuenta, sobre todo, las áreas de profundidades superiores a los 9 metros, ya que el Eurocódigo considera que es a partir de los 10 m de espesor cuando la influencia de los suelos en la amplificación de la sacudida sísmica es relevante. En la Fig. 3.27 se muestran las diferentes unidades litológicas, que nos permiten tener una visión preliminar de las zonas en las que podemos tener mayor amplificación de la sacudida, puesto que dicha amplificación es función, tanto del grado de cohesión del material como de la potencia de los sedimentos. Dichas zonas están relacionadas con las de potencias superiores a los 9m (en color rosa en el mapa).

h) Determinación de la estructura *Vs* del terreno con SPAC y su comparación con las características geológicas y geotécnicas superficiales. En la Figura 3.32, se puede apreciar cómo los valores medios de *Vs* son similares (≤ 300 m/s) para los aluviales antiguos y recientes en los 15 primeros metros y, de los 15 a los 30 m, la diferencia se incrementa notablemente, con valores medios de *Vs* ligeramente por debajo de los 400 m/s para los aluviales antiguos y por encima de los 600 m/s para los recientes. A partir de los 30 m de profundidad, valores medios de *Vs* no llegan a los

600 m/s para los aluviales antiguos, mientras que para los recientes y los de la formación Alhambra superan los 750 m/s.

i) Clasificación de suelos con Vs^{30}, teniendo en cuenta las características geológicas y geotécnicas superficiales. Los resultados de Vs^{30} revelan que fuera de la Formación Alhambra existen dos tipos de suelo según la NCSE-02, el tipo II para 750 m/s ≥ Vs^{30} > 400 m/s y tipo III 400 m/s ≥ Vs^{30} >200 m/s. El tipo II se correspondería con el aluvial reciente y algunas de las zonas de transición a Formación Alhambra, mientras que el tipo III lo haría con el aluvial antiguo. Estos datos se han completado con los obtenidos por Cheddadi (2001) con perfiles en otros lugares sobre formación Alhambra con *Vs* comprendida entre los 850 y los 1820 m/s correspondientes a un suelo tipo I. La clase de suelo más extendida es el suelo tipo II, a pesar de que una importante área de la ciudad se encuentra sobre tipo III (suelo blando) y otra parte en suelo tipo I. El mejor terreno desde el punto de vista de la edificación es el conglomerado o Formación Alhambra que corresponde al tipo I. Se aprecia una tendencia general a la disminución de la velocidad de cizalla *Vs* hacia la vega.

j) Obtención de los factores de amplificación a partir de Vs^{30}, considerando funciones de transferencia a partir de acelerogramas sintéticos y del terremoto profundo del 11-4-2010. En el primer caso, los factores de amplificación (FA) de PGA obtenidos no son muy grandes salvo para los rellenos que alcanzan valores de hasta 1.6. Le siguen los suelos tipo III (aluviales antiguos) con un FA de 1.4 y los de tipo II, que ocupan las partes N y S de la ciudad, con un FA medio de 1.2. Las zonas de la ciudad situadas en las colinas en terrenos duros, generalmente Formación Alhambra, no presentan, respecto al sustrato ingenieril, amplificación debida al suelo (FA =1, salvo en las zonas de rellenos naturales o antrópicos), aunque si pueden presentar efectos de amplificación topográfica. A partir del análisis del terremoto profundo de Albuñuelas (11-4-2010, Mw= 6.3), utilizando el método estándar de la razón espectral y tomando como estación de referencia la de SELV, la amplificación de PGA obtenida para las estaciones ubicadas en suelos tipo III está próxima al doble de la obtenida en roca y para los suelos de tipo II valores ligeramente inferiores. Estos FA son respecto a roca cristalina mientras que los mencionados anteriormente eran respecto al basamento ingenieril (*Vs*>750 m/s). Las razones espectrales suelo/roca (Fig. 3.37) dan factores de amplificación espectral (SAF) del movimiento horizontal SAF > 4 para frecuencias f < 4 Hz, y de 2 a 4 en las bandas de 4.5, 5.5 y 7 Hz. El SAF ≥ 6 se da a 3.4 Hz en todas las estaciones y SAF > 10 en las estaciones de SANI, CRT y TRAD a 1.2 Hz. Los factores de

amplificación de intensidad macrosísmica ΔI obtenidos en este trabajo son de 0.2, 0.4 y 0.6 para los suelos tipo II, III y rellenos aquí considerados, respectivamente.

k) Microzonación sísmica de la ciudad a partir de los datos de Vs^{30} y de los factores de amplificación obtenidos. La Figura 3.34 muestra el resultado de esta microzonación, donde se observa que las zonas de mayor amplificación están relacionadas con las bajas velocidades de cizalla, menor cohesión del terreno y mayor potencia de sedimentos. Dichas zonas están relacionadas con antiguas zonas de depósito del río Beiro y se han constatado con datos del estudio geotécnico del metro de Granada. Por otro lado, la mayor parte de la ciudad se asienta sobre terrenos de baja amplificación.

Tras analizar los resultados anteriores, se ha optado por definir dos escenarios de movimiento sísmico del terreno (EMST) a partir de los dos terremotos más importantes que han afectado a la ciudad de Granada, el de 1806 (I_0= VIII y Mw ~ 5,6±0.2) y el de 1431 (I_0≥ IX y Mw ≥ 7.0). Del análisis de dichos terremotos se han obtenido los valores de la intensidad en roca en Granada (I_R), que serían equivalentes a los valores de intensidad de terremotos más pequeños con epicentro en Granada:

- Escenario I_R= VII
- Escenario I_R= VIII

El motivo por el que los escenarios se expresan en intensidades está directamente relacionado con la evaluación estadística de daños a edificios ordinarios (ver capítulos 4 y 6). Esta función permite evaluar el grado de daño promedio, μ_d, esperado a partir de los valores de índice de vulnerabilidad, I_V, de un conjunto de edificios y la intensidad, I, que los afecta.

Para obtener el valor de la intensidad teniendo en cuenta el efecto del suelo, se han considerado los ***efectos de amplificación*** obtenidos para este estudio recopilados en la Tabla 3.13 y representados en el ***Mapa de microzonificación sísmica de Granada*** (Figura 3.34). Para calcular el movimiento del suelo en cada punto del área urbana se han multiplicado los valores de PGA en roca por los factores de amplificación obtenidos en este trabajo. Para obtener los valores de intensidad de cada uno de los escenarios se han utilizado los factores de amplificación de PGA y aplicado la relación Intensidad-PGA de Ambrasseys (1975) de la Tabla 3.12. Así, la intensidad EMS final se ha estimado a partir de la intensidad en suelos tipo I ó B (considerado como basamento ingenieril) incrementado en 0.2 y 0.4 grados para suelos de tipo II y III ó C y D respectivamente.

Una vez analizada toda la información anterior y obtenidas las intensidades finales, se han podido elaborar los mapas de distribución de intensidades resultantes para los dos escenarios considerados en este estudio (I_R=VII e I_R=VIII en roca o basamento ingenieril), los cuales se representan en las Figuras 3.40 y 3.41.

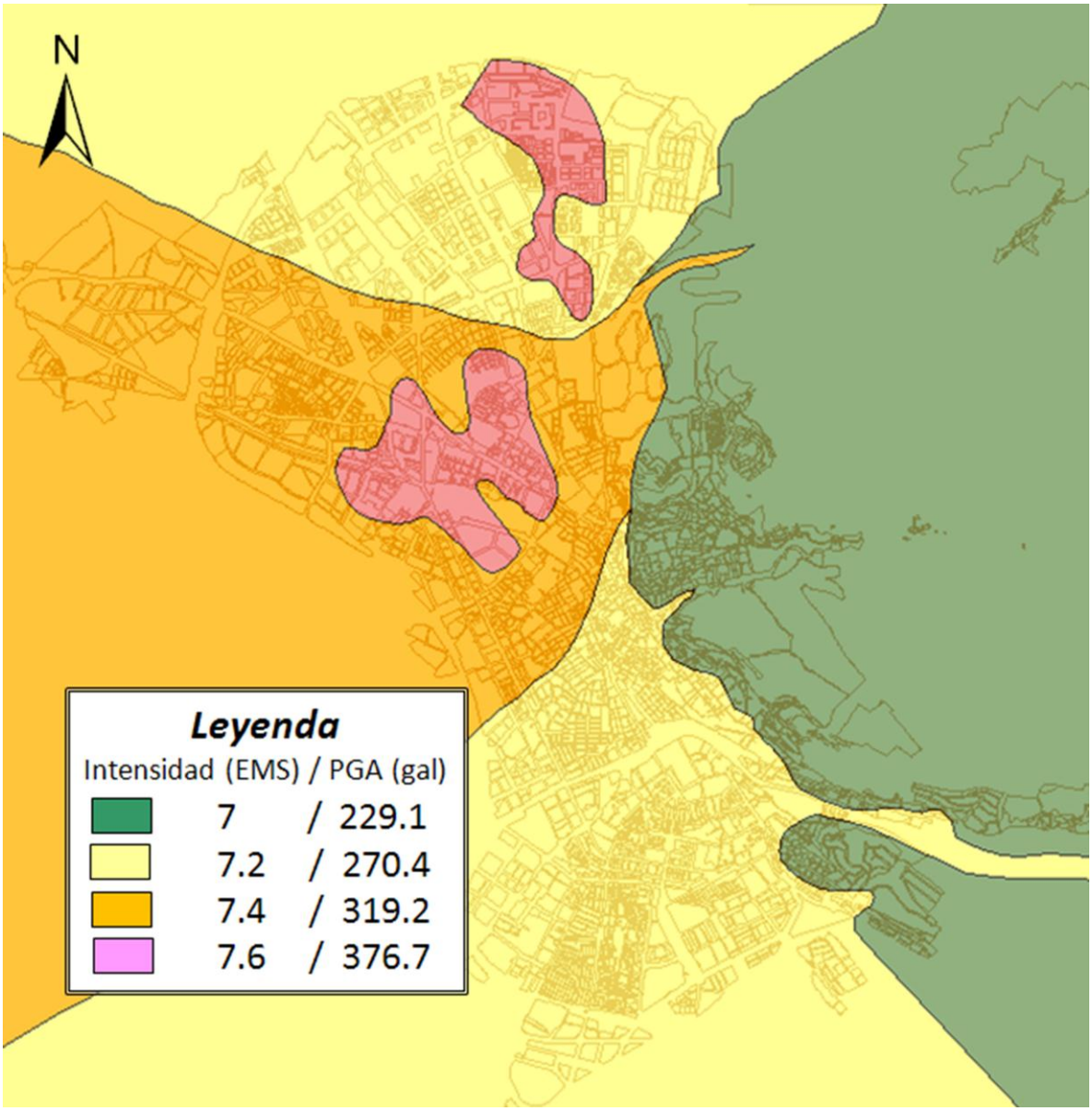


Figura 3.40: *Distribución de intensidades para un escenario de I_R= VII y estimación de PGA (relación de Ambrasseis, 1975)*

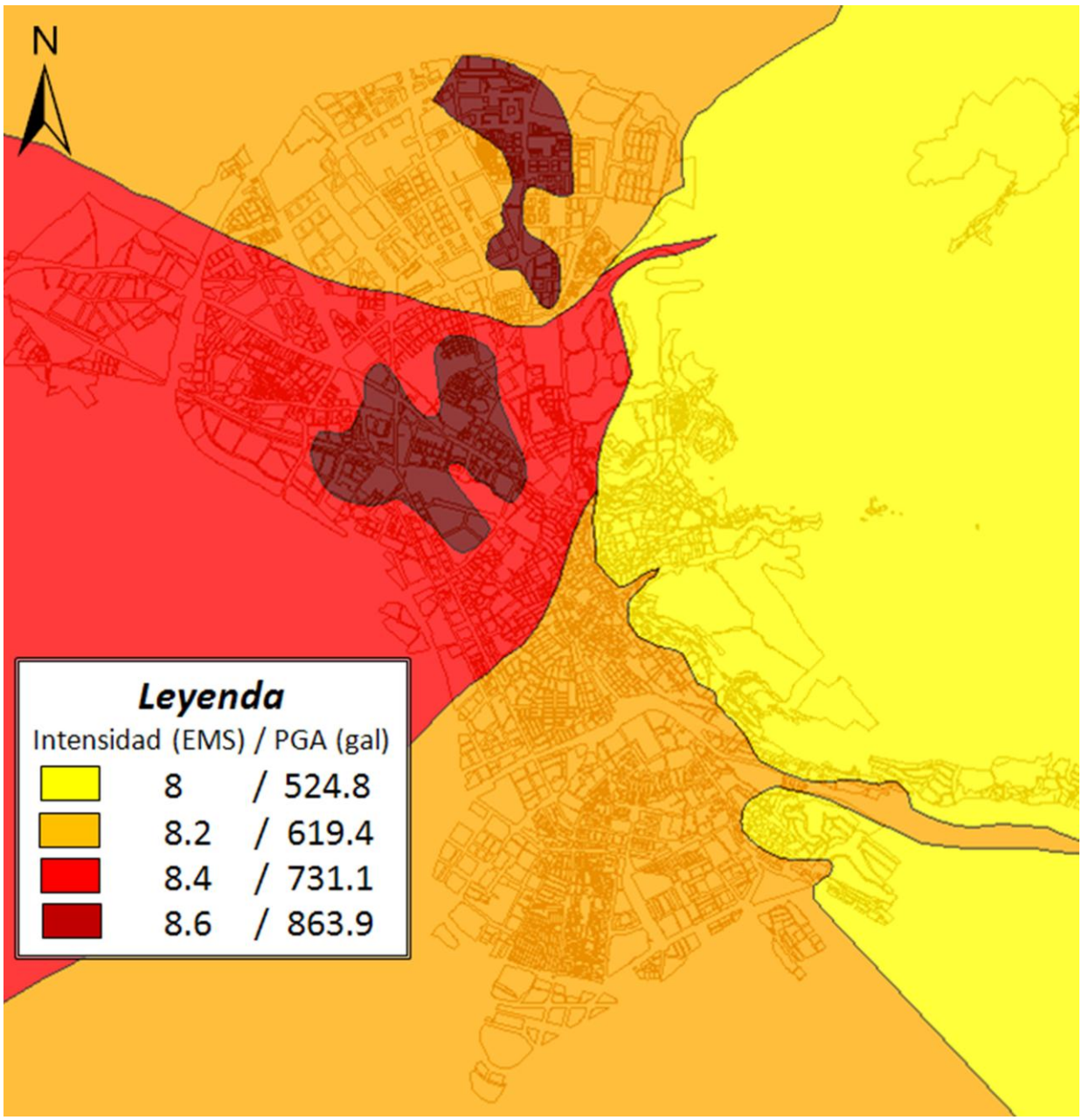


Figura 3.41: *Distribución de intensidades para un escenario de I_R= VIII y estimación de PGA (relación de Ambrasseis, 1975)*

En ambos escenarios de movimiento, expresados en intensidades macrosísmicas, se han aplicado los mismos factores de amplificación por lo que son muy similares en la distribución de zonas donde se alcanzan las mayores intensidades, ya que no se han tenido en cuenta diferencias de localización de los terremotos escenario ni efectos de directividad. Tampoco se ha considerado la amplificación topográfica.

El EMST obtenido para el mayor evento considerado muestra intensidades de 8 a 8.6 (EMS), pero lo relevante es que el efecto del terreno es notable en al menos un tercio de la ciudad dando como resultado intensidades ≥ 8.4. Para el otro evento considerado,

equiparable al evento de control, las intensidades llegan hasta 7.6 con una zona extensa de la ciudad de I = 7.4.

En ambos casos las zonas de mayor intensidad albergan la más de la mitad del casco histórico de la ciudad, caracterizado por la existencia de edificios antiguos de gran vulnerabilidad. Por esta razón, los mayores daños esperados en ambos escenarios se encontrarían en estas zonas. Los EMST son muy relevantes desde el punto de vista de la estimación de los daños sísmicos, puesto que muestran la distribución de la intensidad símica, de la que dependen los daños, junto con la vulnerabilidad de las edificaciones. Por esta razón, para disminuir el daño hay que trabajar en la reducción de la vulnerabilidad principalmente, aunque realizando una buena ordenación del territorio, que evite la construcción en zonas en las que se esperan amplificaciones importantes de la sacudida sísmica, ó bien diseñando las estructuras teniendo en cuenta el tipo de terreno, se consigue dicha reducción del daño.

Para la estimación de la PGA a partir de los datos de intensidad de los escenarios obtenidos se ha utilizado la expresión de Ambrasseys (1975) (Tabla 3.12):

$$\text{Log PGA} = -0.16 + 0.36\, I_{MM} \qquad (3\text{-}12)$$

Para ello, se ha tenido en cuenta que las escalas MM y EMS98 son bastante similares (Tabla 3.18), obteniéndose los valores de PGA mostrados en la Tabla 3.19:

***Tabla 3.18**: Directrices para la conversión de varias escalas a la EMS-98 (Mussom et al., 2010)*

MCS	EMS-98	MMI-56	EMS-98	JMA-96	EMS-98
				0	1
1	1	1	1	1	2 or 3
2	2	2	2	2	4
3	3	3	3	3	4 or 5
4	4	4	4	4	5
5	5	5	5	5L	6
6	6	6	6	5U	7
7	7	7	7	6L	8
8	8	8	8	6U	9 or 10
9	9	9	9	7	11
10	10	10	10		
11	11	11	-a		
12	-a	12	-a		

(-a) Esta intensidad se define de tal manera que se relaciona con fenómenos que no representan la fuerza de agitación, como la superficie de falla o que se satura en la escala donde el daño total se refiere al total de los daños en edificios sin diseño antisísmico)

***Tabla 3.19**: Valores de PGA obtenidos a partir de las intensidades de cada uno de los escanarios utilizando la expresión (3-12) de Ambrasseys (1975)*

Escenario	Intensidad (EMS/MM)	PGA (cm/s²)
I_R= VII	7.0	229.1
	7.2	270.4
	7.4	319.2
	7.6	376.7
I_R= VIII	8.0	524.8
	8.2	619.4
	8.4	731.1
	8.6	863.9

Capítulo 4: Comportamiento dinámico de edificios, vulnerabilidad y daños sísmicos

Capítulo 4: Comportamiento dinámico de edificios, vulnerabilidad y daños sísmicos

4.1 Comportamiento dinámico de edificios

La evaluación de riesgo sísmico a escala urbana exige conocer la relación entre el comportamiento sísmico del suelo, las características dinámicas de las estructuras y el potencial daño sísmico esperado en futuros terremotos, para calibrar la cuantía y tipo de daños que tendrán las diferentes tipologías constructivas existentes ante cada valor de la intensidad sísmica (Navarro et al, 2007). En el análisis del comportamiento dinámico de los edificios, el período natural de vibración y el coeficiente de amortiguamiento son parámetros esenciales, ya que la respuesta de los edificios a una sacudida sísmica está dominada principalmente por estos parámetros, siendo muy relevantes en la evaluación temprana de daños sísmicos, la cuantificación del riesgo sísmico y la planificación de escenarios de daños sísmicos en áreas urbanas.

El análisis de los daños producidos por los recientes terremotos ocurridos en el SE español (Adra (Almería), 1993, 1994; Mula (Murcia), 1999; Lorca 2002, 2005, 2011) han puesto de manifiesto el control que la geología superficial ha ejercido sobre la desigual respuesta del movimiento sísmico del suelo, observándose que los daños más importantes en edificios con estructuras de hormigón armado se produjeron en terrenos aluviales poco consolidados, cuyo período predominante era similar al período natural de los edificios (Navarro et al, 2000). En este sentido y, recientemente, se han llevado a cabo varios experimentos en el sur de España para los terremotos de Adra de 1993 y 1994 (Vidal et al., 1996), el terremoto de Mula de 1999 (Navarro et al., 2000) y los de Lorca 2011 (Navarro et al, 2012). Los daños más importantes observados en edificios de estructura de hormigón armado (HA) en el área urbana de la ciudad de Adra se produjeron en edificios de 4 y 5 plantas ubicados en terrenos formados por limos-arcillosos de llanura de inundación deltaica (rio Adra) y materiales no consolidados, con períodos predominantes del suelo que varían entre 0.15 y 0.25 s (Navarro et al, 2007a). En la localidad de Mula, los daños más importantes causados por el terremoto de 1999 en estructuras de muros de fábrica de 2 plantas, se localizaron en suelos con un período predominante próximo a 0.16s, mientras que los edificios con estructura de hormigón

armado con 4 y 5 plantas ubicados en suelos con un período predominante próximo a 0.25 s son los que sufrieron los mayores daños. Estos valores coinciden con los periodos naturales de los edificaciones medidos en la región en la región de Murcia (Navarro et al, 2006).

El rango de períodos predominantes del suelo en las ciudades de Mula (Navarro et al., 2006a) y Lorca (Navarro et al., 2006b), obtenidos a partir de medidas de ruido ambiental, es similar al rango de valores del período natural de muchos de los edificios existentes. Estos autores sugerían que durante un terremoto moderado próximo a dichas ciudades, algunos de los edificios allí localizados podrían tener un comportamiento dinámico con períodos dominantes similares a los del terreno, lo que puede dar lugar a fenómenos de resonancia entre el suelo y la estructura y por tanto a un aumento del grado de daños, tal y como se ha podido comprobar en la distribución y nivel de los daños causados por el terremoto de Mula de 1999 (Navarro et al., 2000) y los terremotos de Adra de 1993, 1994 (Navarro et al., 2007).

En el análisis del comportamiento dinámico de los edificios ante un terremoto, el período natural de vibración T y el coeficiente de amortiguamiento h son parámetros esenciales para cuya evaluación se pueden usar diferentes fuentes de excitación: vibración inducida, registros de terremotos y/o explosiones y medidas de ruido ambiental. El análisis de las medidas de ruido ambiental es un método ampliamente probado, rápido, eficiente y económico (p.e.: Kobayashi et al., 1996; Oliveira, 1997; Espinoza, 1999; Enomoto et al., 1999; Navarro y Oliveira, 2005; Gallipolli et al. 2010; Oliveira y Navarro 2010). Dicha metodología se basa en el principio de que el ruido ambiental se propaga por la estructura del edificio y es amplificado a períodos que están en resonancia con el período natural del edificio. En la Tabla 4.1 se muestran ejemplos de períodos fundamentales y amortiguamiento de los edificios de hormigón armado (HA) obtenidos con datos de microtremor por diferentes autores en diferentes regiones. Estos períodos y amortiguamientos representan el comportamiento del edificio ante sacudidas débiles o fuertes, siempre y cuando los cerramientos y demás elementos no estructurales continúen haciendo una labor rigidizadora, superada la cual, aparecerían los daños y el período cambiaría hacia el propio de la estructura (incluida la masa de los elementos no estructurales), que es el indicado por los códigos sísmicos y cuyo valor es mayor (Vidal, *com. pers.*).

La ciudad de Granada ha sido uno de los lugares en los que Navarro et al (2002 y 2004) utilizaron mediciones de microtremores para evaluar, tanto el período natural de vibración T como el coeficiente de amortiguamiento h. El tipo de construcción dominante en la ciudad de Granada es el de pórticos de HA con forjado unidireccional compuesto por viguetas de hormigón y bovedillas cerámicas, cerramientos exteriores de

capuchina( ), sin diseño sismorresistente y cimientos de zapatas aisladas de HA. Por esta razón, uno de los criterios de selección de los edificios en la investigación llevada a cabo por Navarro et al (2004) fue que se trataran de estructuras de HA y, el otro, que fueran regulares tanto en planta como en altura. La investigación se llevó a cabo en un total de 89 edificios de Hormigón Armado (78 privados y 11 públicos) con un número de plantas comprendido entre 3 y 16.

Tabla 4.1: *Comparativa de los períodos naturales de vibración o períodos fundamentales de edificios de Hormigón Armado obtenidos para diferentes lugares.*

Autores	Ciudad (Pais)	Nº. de Edificios	T(N)	h(T)
Lagomarsino (1993)	(Italia)	182 RC		h = 0,0073 + 0,007 T-1
Kobayashi et al. (1996)	Granada (Spain)	21 RC	T = 0.051 N	hT = 2,0%
Enomoto et al. (1999)	Almeria (Spain)	49 RC	T = 0.05 N	hT = 0,8%
Espinoza (1999)	Barcelona (Spain)	25 RC	T = 0.089N + 0.032	
Sanchez et al. (2002)	Adra (Spain)	-	T = 0.049 N	
Navarro et al. (2002)	Región de Murcia (Spain)	48 RC	T = 0.054 N	hT = 0,9±0,5%.
Dunand et al. (2002)	Grenoble (France)	26 RC		h = 0,7 * T-0,25
Oliveira (2004)	Lisboa (Portugal)	261 RC	T = 0,043 N	
Navarro y Oliveira (2005)	Lisboa (Portugal)	37 RC	T = 0,045 N	hT = 1,1%
Navarro et al. (2002)	Región de Murcia (Spain)	48 RC	T= 0.054 N	hT = 0,9±0,5%.
Navarro et al. (2004)	Granada (Spain)	89 RC	T= 0.049 N	hT = 2.2%.

Se ha utilizado un equipo portátil de registro de vibración ambiental SPC-51, formado por un sistema de adquisición (Figura Xa), sensores de velocidad VSE-15D con un rango de frecuencia entre 0.1 y 70Hz y rango dinámico entre 15x10-8 y 0.1m/s (Figura Xb), conversión analógica/digital de 16bit y frecuencia de muestreo variable. Las medidas se tomaron en la azotea de los edificios (o en la planta más alta) orientando los tres sensores en cada una de las tres direcciones preferentes de los edificios (vertical, longitudinal y transversal). El tiempo de registro de la señal fue de 3 minutos, muestreada a 0.01s y evitando durante el proceso de medida fuentes de ruido puntuales próximas a los sensores.

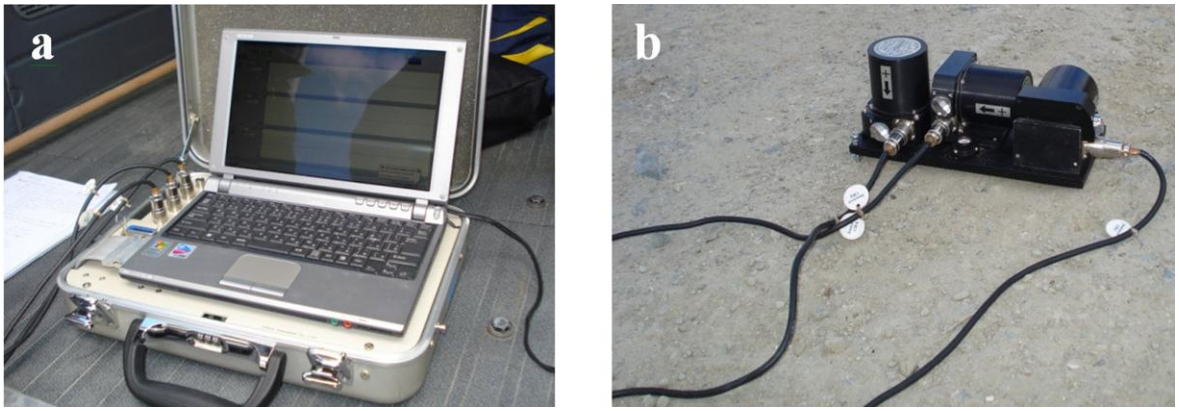


Figura 4.1: *Equipo utilizado para las medidas de ruido ambiental.*
(a) Sistema de adquisición; (b) Sensores de velocidad.

4.1.1 Cálculo del período natural de vibración del edificio (T).

A partir de las medidas de ruido ambiental se calculó, para cada edificio, el espectro de respuesta de la velocidad de desplazamiento en las componentes longitudinal y transversal a partir del cual se pudo obtener el período natural del movimiento para cada dirección (Figura 4.2). Los resultados muestran que el período natural de vibración del edificio aumenta con el número de plantas, lo que concuerda con los resultados obtenidos por diversos autores (Kobayashi et al 1986, 1996; Midorikawa 1990; Enomoto et al. 2000), utilizando mediciones de microtremores.

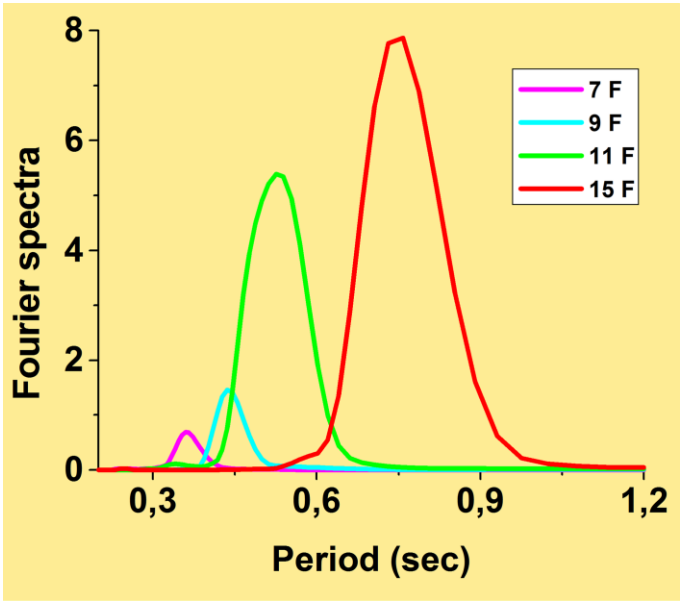


Figura 4.2: *Ejemplo de espectro de amplitudes de Fourier de la componente longitudinal para edificios de 7, 9, 11 y 15 plantas (Navarro et al, 2004)*

Para el rango de períodos obtenido en esta investigación, el valor más bajo de T es de 0,16 segundos, y corresponde a edificios de 3 plantas (N= 3). El mayor valor de T es 0,89 segundos para edificios de 16 plantas (N= 16). El rango de valores en la banda de desviación estándar es de entre 0,03 y 0,09 s. La Tabla 4.1 contiene detalles acerca de los resultados obtenidos del período natural de vibración de las estructuras de los edificios.

Tabla 4.1. *Listado de los valores promedio del período y factor de amortiguamiento para el movimiento de oscilación horizontal. Número de plantas (NS), Número de edificios (NB), Período natural (T), Factor de amortiguamiento (h).*

NS	NB	T (s)	h (%)	hT (%)
3	2	0.16±0.03	6.5±2.5	1.04±0.60
4	7	0.18±0.04	6.8±2.3	1.22±0.69
5	9	0.24±0.05	6.8±2.0	1.63±0.82
6	20	0.32±0.07	6.5±2.2	2.08±1.16
7	10	0.35±0.06	4.9±2.1	1.72±1.03
8	12	0.38±0.07	5.0±1.7	1.90±1.00
9	6	0.48±0.08	4.9±1.2	2.35±0.97
10	10	0.45±0.05	5.8±2.3	2.61±1.32
11	8	0.50±0.06	5.5±1.9	2.75±1.06
13	2	0.62±0.09	4.8±0.8	2.98±0.94
14	1	0.61±0.05	5.2±1.9	3.17±1.50
15	1	0.73±0.05	5.5±1.9	4.02±1.62
16	1	0.89±0.05	4.8±1.9	4.27±1.93

La relación entre el periodo natural y el número de plantas N es:

$$T = (0{,}049 \pm 0{,}001)\, N \qquad (4\text{-}1)$$

con un factor de correlación de r= 0,98, mostrando una linealidad clara entre ambos parámetros (Figura 4.3).

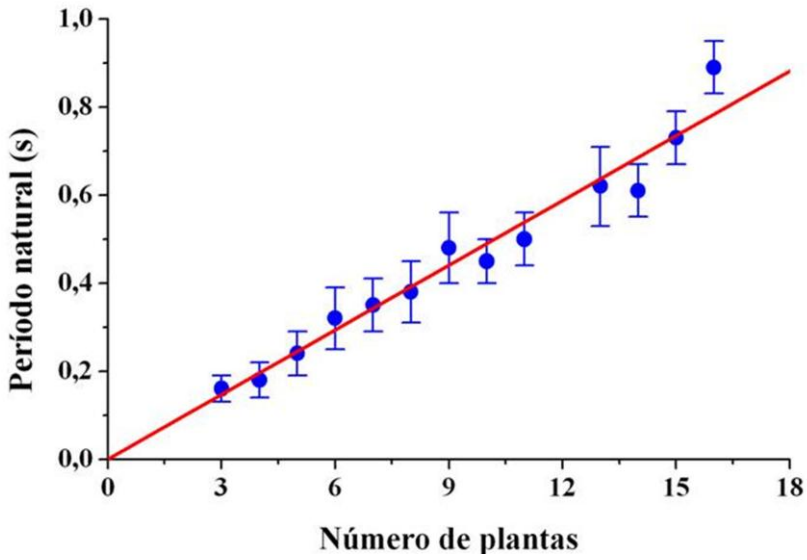


Figura 432: *Relación entre el período natural y el número de plantas. Las barras verticales muestran la desviación estándar para cada período (Navarro et al, 2004)*

4.1.2 Cálculo del factor de amortiguamiento del edificio (h).

El factor de amortiguamiento es un parámetro característico del comportamiento dinámico de la estructura, y su determinación constituye un problema extremadamente complicado, tanto teórica como empíricamente, ya que intervienen numerosos factores como, por ejemplo, las características de la estructura, las características del terreno o la interacción suelo-estructura (Navarro et al, 2004). La variación en el tiempo de dichos factores (debido a rozamientos en los enlaces, disipación de calor, deformaciones plásticas del terreno, etc.) modifica el factor de amortiguamiento de una estructura, haciendo que dicho valor sólo sea una información de carácter general.

Se ha utilizado la Técnica del Decremento Aleatorio (Tamura et al, 1993) para obtener el coeficiente de amortiguamiento en edificios de HA en la ciudad de Granada (Navarro et al, 2002, 2004), pues se trata de una metodología que está particularmente bien adaptada cuando se pretende evaluar el comportamiento dinámico de estructuras sometidas a excitaciones aleatorias desconocidas, tales como viento, tráfico pesado y ruido cultural en general. Para el análisis se necesita, únicamente, la medida de la respuesta dinámica de la estructura y no de la excitación externa. El procedimiento consiste en analizar la respuesta de un sistema dinámico sometido a ruido cultural (microtrémor), a partir del cual, se obtiene una señal que es la respuesta de vibración libre de la estructura, que es independiente de la entrada y representa la estructura particular probada (Navarro et al, 2004). Por último, se determina el factor de amortiguamiento de cada estructura a partir del decremento logarítmico de la amplitud correspondiente a la respuesta de vibración libre amortiguada, midiendo las amplitudes correspondientes a dos máximos n y n+k de la respuesta.

Esta técnica ha sido aplicada recientemente para la determinación del factor de amortiguamiento de edificios de hormigón armado en diferentes regiones (p.e. Navarro et al, 2002, 2004; Dunand et al, 2002; Satake et al., 2003; Navarro y Oliveira, 2005; Oliveira y Navarro, 2010). Un ejemplo de la evaluación del factor de amortiguamiento se ilustra en la Figura 4.4, en la que se calcula dicho factor para un edificio de 7 plantas (T = 0.36 s). Los resultados muestran que los valores de *h* obtenidos para la componente longitudinal varían entre el 1,5% y el 12,5%, siendo el valor medio del 5,8% con una desviación estándar de 2,3%. Para la componente transversal el rango de valores obtenidos del factor de amortiguación oscilan entre el 1,9% y del 11,8%, y el valor medio es de 5,9 ± 2,4%. En general, el valor medio del factor de amortiguación para cada número de plantas muestra una desviación estándar alta (Tabla 4.1), aunque se ha comprobado que edificios con la misma tipología estructural, edad y altura ubicados en suelos del mismo tipo, el rango de valores presenta una desviación estándar muy baja.

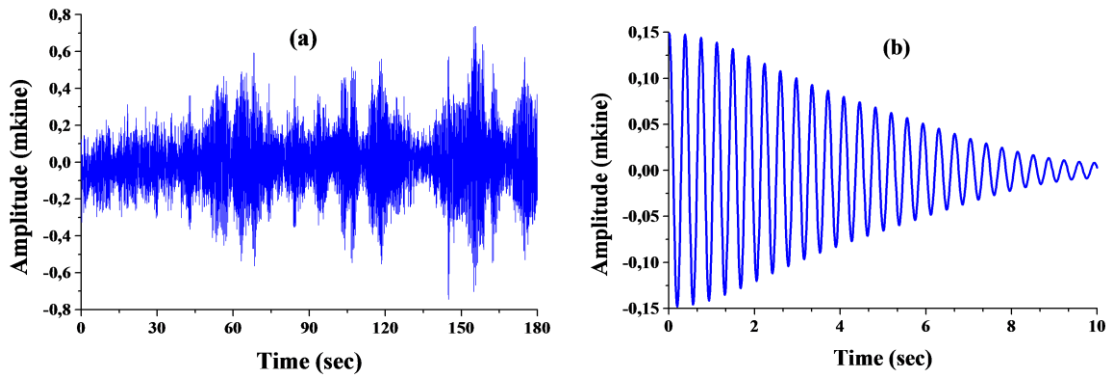


Figura 4.4.: *Ejemplo de evaluación del factor de amortiguamiento: (a) Traza sin filtrar de la medida de microtrémor. (b) Respuesta de edificio amortiguado.*

Basándonos en investigaciones anteriores (Kobayashi, 1973; Midorikawa, 1990), el factor de amortiguamiento *(h)* puede considerarse inversamente proporcional al período natural *(T)*, y el producto de ambos parámetros suele tomar valores comprendidos ente 1 y 4% según el tipo de suelo (Kobayashi, 1973), correspondiendo el valor más alto a edificios situados sobre terrenos blandos.

La relación entre el factor de amortiguamiento y el período natural para edificios de HA en la ciudad de Granada (Figura 4.5) no está clara, lo que podría deberse, según Navarro et al (2004), a las diferentes condiciones de suelo presentes en la zona urbana de la ciudad de Granada. También sugiere que el factor de amortiguamiento de los edificios estaría fuertemente afectado por la disipación de energía entre el suelo y la estructura.

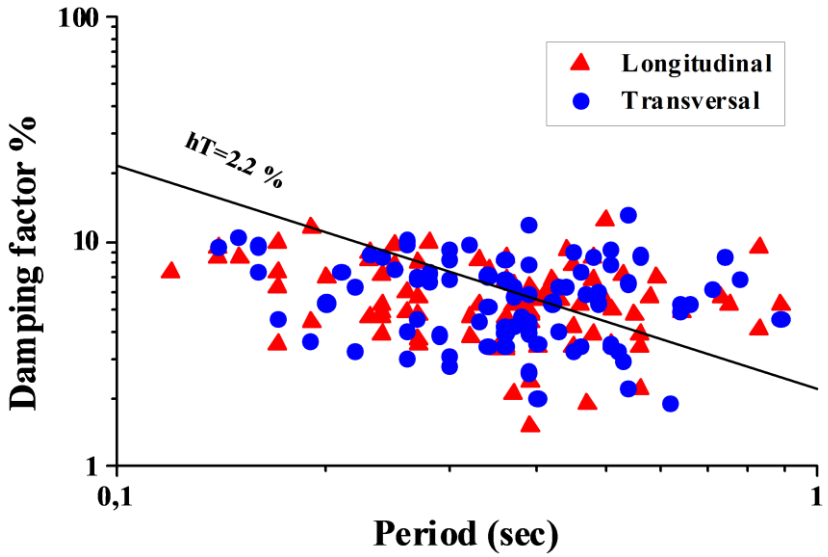


Figura 4.5: *Relación entre el factor de amortiguamiento (h) y el período natural de los edificios (T) para el movimiento horizontal en la ciudad de Granada (Navarro et al, 2004)*

De acuerdo con los resultados obtenidos, el valor medio en la ciudad de Granada se estima en hT = 2.2 ± 1.3% (Navarro et al., 2004). Comparando este valor con los resultados obtenidos en otros estudios, se observa que éste es más grande que el obtenido en Tokio (hT = 1.5%) y en Santiago de Chile (hT = 0.8%), y más pequeño que el valor obtenido para ciudad de Méjico (hT = 4.0%). Esta diferencia puede ser interpretada como debida a las diferentes condiciones del suelo de cada región.

4.2 Concepto de Vulnerabilidad y Daño

En los estudios de riesgo sísmico se manejan una serie de conceptos que pueden generar cierta confusión por su similitud fuera de este contexto:

- **LA SUSCEPTIBILIDAD** es la probabilidad de ocurrencia de un peligro o fenómeno dado (terremoto) en un lugar concreto en función de las características de ese lugar (por ejemplo, existencia de fallas activas próximas). La susceptibilidad también puede referirse a otros fenómenos, algunos de los cuales podrían ser desencadenados por un terremoto (susceptibilidad a la licuefacción del terreno, a deslizamientos, desprendimientos, etc.)
- **LA VULNERABILIDAD:** es la probabilidad de ocurrencia de un determinado grado de DAÑO en un edificio y/o infraestructura, en función de las características del mismo (tipología constructiva, diseño, ejecución, etc) como resultado de la ocurrencia de un terremoto. Utilizando el concepto anterior, se podría decir que es la susceptibilidad referida a infraestructuras y edificios, por lo que también se podría definir como la susceptibilidad de una edificación a sufrir un determinado grado de daño a raíz de la ocurrencia de un sismo. Es variable.
- **EL DAÑO:** fragilidad o resistencia de una edificación o infraestructura ante un peligro o evento. En el contexto en el que se desarrolla este estudio, el daño se puede medir en grados de la EMS-98 (Grüntal, 1998), que son 5 y van desde el 1 (o muy leve) al 5 (o colapso total de la edificación).
- **LA PELIGROSIDAD e**stima el tamaño de las fuerzas o el conjunto de acciones esperadas que afectarán al suelo en un lugar determinado durante sismos futuros. Es decir, cualquier movimiento que pueda afectar a la estructura en su período de vida útil (I máx./ aceleraciones max. esperadas). Puede expresarse en Intensidad, Aceleración (PGA), Velocidad (PGV) o desplazamiento (PGD) máximos esperados. Utilizando uno de los conceptos anteriores sería igual a SUSCEPTIBILIDAD + TIEMPO. No cambia con el tiempo
- **EL RIESGO** Grado de pérdidas ante la acción sísmica esperada en cada punto del territorio con una determinada probabilidad de excedencia o período de retorno

dado. **E**s el grado de exposición al DAÑO. Utilizando los conceptos anteriores sería una combinación de VULNERABILIDAD + PELIGROSIDAD + PÉRDIDAS ECONÓMICAS (las pérdidas económicas engloban, tanto la exposición o densidad de estructuras y habitantes como el coste de reparación). Se puede expresar en número de edificios que pueden quedar inhabitables o con un determinado grado de daño, en víctimas, en personas que han quedado sin hogar, en coste o valor de reposición de los daños....

Algunas de estas definiciones se recogen en el documento de la UNDRO sobre vulnerabilidad y desastres naturales de 1979. De estos conceptos, se puede deducir que, puesto que la PELIGROSIDAD SÍSMICA no va a cambiar, para disminuir el RIESGO, tendríamos que disminuir la VULNERABILIDAD de los elementos expuestos.

Los conceptos de vulnerabilidad y daño están muy ligados, puesto que los factores que influyen en el daño que pueda sufrir un edificio ante un terremoto son los mismos que se van a tener en cuanta a la hora de evaluar su vulnerabilidad. El estudio de los efectos de los terremotos en las construcciones ayuda a entender y conocer todos aquellos factores que influyen en la vulnerabilidad de una edificación (y por tanto en los daños). Cuando un edificio es afectado por una sacudida sísmica, está siendo sometido a un exhaustivo "control de la calidad" de la construcción, ya que los daños producidos por el terremoto están directamente relacionados con los defectos constructivos de las edificaciones (algunos no visibles a simple vista, pero fácilmente distinguibles tras estudiar el daño provocado por el sismo), mostrándonos sus "puntos débiles".

Existen dos tipos de vulnerabilidad, la estimada y la observada:

- **Vulnerabilidad observada:** es la que se evalúa tras un terremoto. El reconocimiento de los daños post-terremoto sufridos por los edificios permite realizar una evaluación de la vulnerabilidad observada y analizar los factores que, visiblemente, han contribuido a hacer vulnerables los edificios y, por tanto, a resultar dañados por el terremoto.
- **Vulnerabilidad estimada:** es la que se evalúa de forma empírica utilizando cualquiera de las metodologías que se mencionan en este capítulo basadas, en su mayoría en los análisis post-terremoto realizados a las edificaciones tras un evento destructor.

Con el fin de estimar los daños que pueden producir los futuros terremotos en las edificaciones, es necesario conocer los distintos tipos de estructuras y su comportamiento ante los diferentes movimientos del suelo, así como la influencia que el terreno puede tener en los daños. Con relación a los datos obtenidos, se podrán mejorar las tipologías constructivas, los códigos de construcción sismorresistente, hacer más estrictos los

controles de calidad en obras de nueva construcción y realizar una planificación de la actuación en caso de emergencia.

4.3 Influencia del terreno en los daños

Cuando se produce un terremoto no sólo hay que tener en cuenta los factores relacionados con la vulnerabilidad de las construcciones, también hay que contar con la influencia del terreno para entender los daños que producen las sacudidas sísmicas[1]:

4.3.1. La fuerza del movimiento y duración de la sacudida.

La fuerza del movimiento está directamente relacionada con la magnitud del terremoto y la proximidad al foco sísmico (p.e. terremoto de Lorca del 11-5-2011). La energía del movimiento decrece a medida que se aleja del epicentro (Figura 4.6).

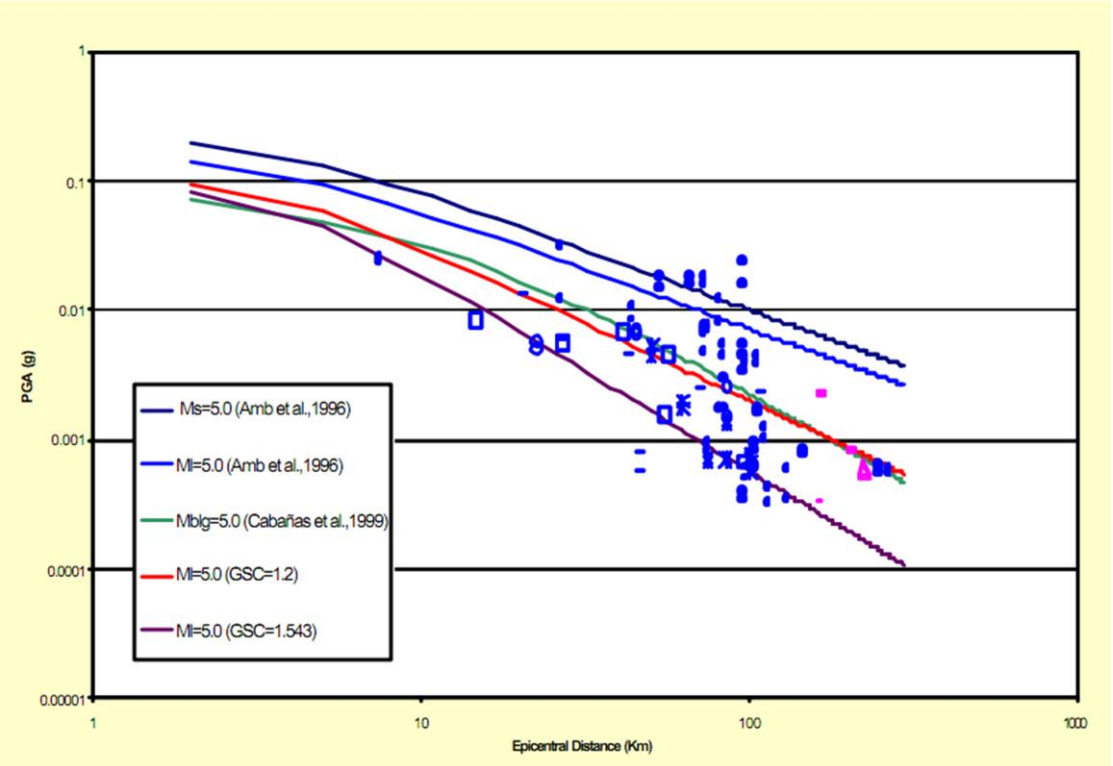


Figura 4.6: *Valores de PGA para la región del Sur de España y Norte de África junto con distintas curvas de atenuación (Tapia et al, 2004)*

Sin embargo, este fenómeno no siempre es lineal, ya que en los terremotos lejanos, durante su propagación, se van filtrando los trenes de altas frecuencias permaneciendo

1 LA SACUDIDA SÍSMICA es el conjunto de movimientos del suelo, provocados por la llegada a la superficie de los diferentes trenes de ondas, que tienen suficiente energía para ser percibidos

las ondas de largo período que afectan, en mayor medida, a edificios altos por tener un período natural muy similar.

Existen casos en los que, por efecto del campo cercano, se han alcanzado aceleraciones irregulares y desproporcionadas relacionadas, además, con fenómenos de directividad y de complejidad del proceso de ruptura. Un ejemplo de ello es el caso de los terremotos de Lorca (Murcia) del 11-05-2011, de magnitudes Mw= 4.6 y 5.2, respectivamente, con una distancia epicentral y profundidad del foco inferiores a 5km que han alcanzado aceleraciones pico de 0,27g y 0,36g respectivamente, provocando daños generalizados en las edificaciones de la localidad y llegando a rozar el grado VIII de IEMS (Alguacil, 2012).

La duración de la sacudida influye en los daños, ya que al incrementarse el tiempo de duración de la misma, también lo hace el número de veces que son aplicados los esfuerzos. La duración está estrechamente ligada con la geología superficial del sitio y del entorno (denominado *efecto cuenca*), lo que supone la aparición de una serie de fenómenos muy dañinos como son la licuefacción, los deslizamientos, etc. (Vidal y Morales ,1995). Tanto la duración como la fuerza del movimiento pueden ser modificadas por los materiales geológicos subyacentes a los edificios (Fig. 4.7) variando de forma significativa el nivel de amplitud y contenido espectral del movimiento del suelo registrado en ese lugar.

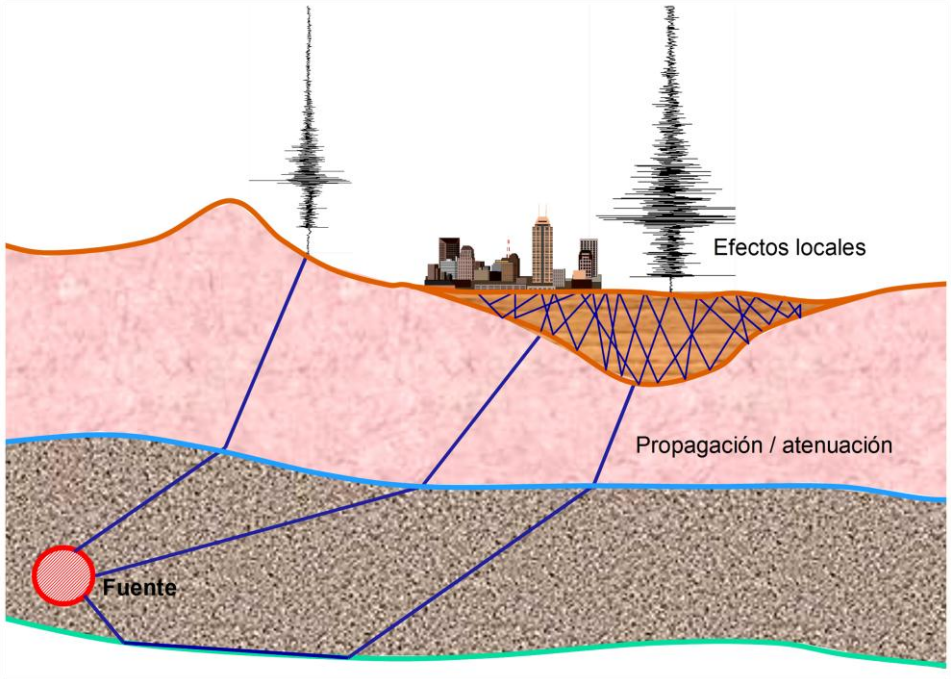


Figura 4.7: *Gráfico representativo de los fenómenos de amplificación de la sacudida*

Este fenómeno llamado también **"efecto local o de sitio"** se ha puesto de manifiesto en gran cantidad de terremotos como p.e. en los de Caracas de 1967, México (1985), Armenia de 1988, Loma Prieta (1989), Turquía y Taiwán en 1999, Perú 2007, etc.:

- **Los materiales geológicos** modifican significativamente el nivel de amplitud y contenido espectral del movimiento del suelo registrado en ese lugar, pues cuando el tren de ondas pasa de un material duro por el que se propaga a gran velocidad a un material blando, se produce una reducción brusca de la velocidad de propagación y se produce un incremento de la amplitud del movimiento del suelo en un determinado rango de frecuencias ligadas al cambio de impedancias sísmicas, espesores y profundidad del basamento (Navarro et al., 2000; Feriche et al., 2006).

- **La geología superficial** amplifica el movimiento en un rango de períodos característico, lo que influye en la respuesta de las estructuras en ese rango, las cuales se acoplan con el terreno, lo que incrementa significativamente la deformación y, por tanto los daños. Este efecto, también llamado de resonancia o de acoplamiento, se ha observado en numerosos terremotos destructores, siendo el de México de 1985 el que ha tenido más notoriedad (Figura 4.8). El fenómeno responsable de la amplificación del movimiento del suelo en suelos blandos es el atrapamiento de la energía debido al contraste de impedancia entre el sedimento y el basamento.



Figura 4.8: Daños en México D.F. (terremoto de 1985). Tiedemann, 1992

- **La Directividad** es el fenómeno de focalización de la energía de las ondas sísmicas a lo largo de la falla en la dirección de la ruptura lo que implica que el movimiento del terreno será más fuerte, sobre todo, en esa dirección que se puede traducir (en el caso de

zonas habitadas) en un incremento significativo de los daños. Es decir, los lóbulos de los patrones de radiación de las ondas se vuelven más o menos extensos, dependiendo de la dirección de la ruptura a lo largo de la falla (Bolt, 1989). Este efecto ha sido muy significativo en el terremoto de Lorca (Murcia) del 11-5-2011 (López-Comino et al, 2012).

- **La Topografía** es otro factor que puede dar lugar a efectos de amplificación sísmica local y, pese a que es difícil de cuantificar sin estudios específicos, ha de tenerse en cuenta a la hora de prevenir posibles efectos de los terremotos. El asentamiento de edificios sobre laderas, al pie de las mismas o al borde de tajos o taludes, hace que éstos puedan sufrir daños mayores, sobre todo cuando los materiales del terreno tienen baja coherencia. Ejemplos de este efecto los hemos visto en el terremoto de Alhama de Granada de 1884 (Fig. 4.9) o en el terremoto de Molisse de 2002 en el que, además de apreciarse fenómenos de amplificación se incrementaron los daños en edificios sitos en pendientes en la localidad de San Giuliano di Puglia (Mola et al, 2003).



Figura 4.9: Izquierda: daños en el tajo de Alhama de Granada (Terremoto de 1884); Derecha: daños en un edificio situado en pendiente en la localidad de San Giuliano di Puglia (Terremoto de Molisse de 2002).

El análisis de los daños provocados por los terremotos de Lorca en las edificaciones (Feriche et al, 2012), ha puesto de manifiesto la influencia de la pendiente de la calle en la que se ubica el edificio en los daños sufridos por éste. Este comportamiento está condicionado, principalmente, por la existencia de pilares de distinta longitud cimentados a distinto nivel, tal y como se comprobó en el colapso del edificio de la calle Infante Juan Manuel durante el segundo terremoto (Fig. 4.10).



Figura 4.10: *Edificio de la calle Infante Juan Manuel (Lorca). Antes del colapso (arriba a la dcha) y después.*

El efecto topográfico es difícil de cuantificar sin estudios específicos. Además, en aquellos casos de topografía acusada, habrá que revisar la adecuación de la cimentación.

4.3.2 Peligros geotécnicos.

Cuando los efectos producidos por los terremotos en el terreno se contemplan como acciones peligrosas sobre las construcciones se les denomina peligros geotécnicos. Entre los múltiples efectos que un terremoto puede inducir en el terreno, algunos de ellos directamente asociados a las peculiaridades del mismo, se pueden citar:

- Fallas en superficie: cuando los terremotos son superficiales, cabe la posibilidad de que la falla aflore en la superficie, en cuyo caso, podría afectar gravemente a las zonas pobladas ubicadas sobre la misma. Ejemplos de este tipo de fenómeno los hemos podido ver en terremotos como el de Izmit (Turquía) en 1999 (Figura 4.11), San Francisco (USA) de 1906, San Fernando (USA) de 1971, etc.



Figura 4.11: *Área residencial con 7 bloques de apartamentos, atravesada por la falla del sismo de Izmit, Turquía, 1999 (Mw= 7.6 USGS.). Desplazamiento lateral: 260cm*

- La licuefacción del suelo puede provocar asientos diferenciales o movimientos laterales del suelo que afectan gravemente a la cimentación y a la estructura, sobre todo cuando la sacudida sufrida por el edificio le hace perder la verticalidad.

La licuefacción es un fenómeno que se presenta algunas veces durante los sismos, especialmente en suelos arenosos y con gran cantidad de agua, donde las sacudidas sísmicas generan una compactación del terreno mediante el reacomodo de los granos, por lo que el agua que se encuentra entre ellos tiende a ascender con gran presión, arrastrando consigo una cantidad de finos hasta la superficie, formando pequeños "volcanes de lodo".

La licuefacción en un terreno puede ser causante de graves daños a las estructuras (como inclinación y hundimiento). Los daños esperados se pueden multiplicar aproximadamente por 5 en los lugares donde aparece este fenómeno y, en el caso de instalaciones industriales pueden llegar a ser 10 veces mayores (Tiedemann, 1992), de ahí que sea necesario ubicar las zonas donde se puede producir éste fenómeno, sobre todo en aquellos lugares con suelos blandos donde existan construcciones y especialmente donde éstas son altas y de gran peso.

Los factores que controlan principalmente la susceptibilidad a la licuefacción ante la existencia de sacudidas sísmicas violentas son: el tipo de depósitos (formación, edad, grado de cohesión...), las propiedades de los suelos (granulometría, %de poros, densidad relativa, módulo de corte dinámico...) y la profundidad de los acuíferos. Esto último es de singular importancia ya que la saturación de agua es lo que hace que estos fenómenos

sean realmente espectaculares. Son muchos los autores que han caracterizado la susceptibilidad a la licuefacción: Youd y Perkins (1978) la relacionan la profundidad del nivel freático con para el estudio del valle de San Fernando en California(muy alta cuando h< 3m, alta entre 3-10m, baja entre 10-15m y muy baja para h>15m); Wakamatsu (1992) estudió la susceptibilidad a la licuefacción relacionando intensidades ≥ V (JMA) (o bien VIII (MM)) con la composición de los suelos; Sakugawa et al (1992) investigaron la relación entre condiciones de suelos y aceleraciones o velocidades pico. Kuribayashi y Tatsuoka (1975), Ambraseys (1988) y Tiedemann (1992) obtuvieron diferentes relaciones entre magnitud y distancia a la que se produce la licuefacción.

Este fenómeno ha tenido especial relevancia en terremotos como el de Niigata en 1964 (Fig. 4.12-A), donde los fallos del terreno dieron lugar al "vuelco" de edificios a pesar de haber registrado una aceleración pico de tan sólo 0.16g. También cabe resaltar el terremoto de Caracas de 1967 (Fig. 4.12-D), el de México de 1985 (Fig. 4.12-C), el de Izmit de 1999 (Fig. 4.12-B), el de kobe de 1995 o el de Tohoku de 2011. En cuanto a terremotos españoles, existen reseñas sobre licuefacción en los terremotos de 1806 y 1884:

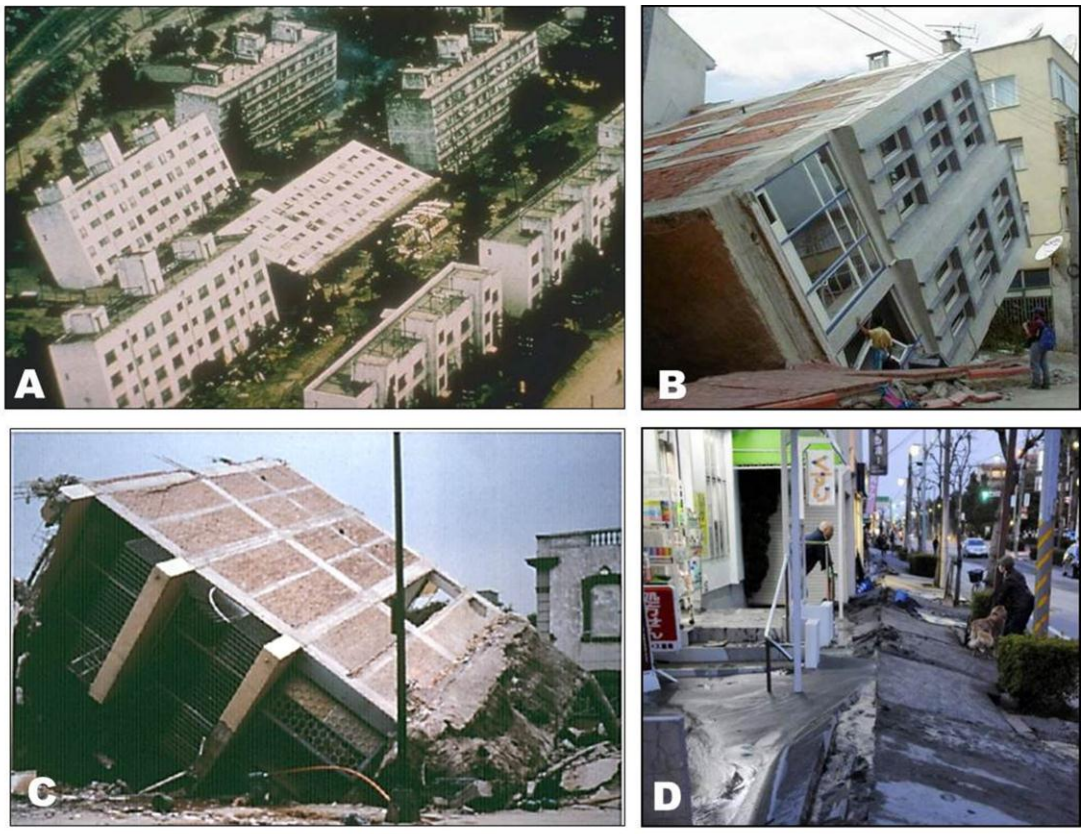


Figura 4.12: *A) Terremoto de Niigata Japón 1964 (M= 7.5)); B) Terremoto de Izmit, Turquía, 1999 (Mw= 7.6); C) Terremoto de Michoacan, Mexico 1985 (M= 8.5); D) Terremoto de Tohoku, Japón 2011 (Mw= 9.0).*

-. Terremoto de 1806 (Imáx= VIII): sufren destrozos las cortijadas de la zona de Soto de Roma (Fuentevaqueros) que, tanto Ponce de León (1807) como N. Garrido (1807), los achacan a "lo encharcado del lugar", debido a la poca profundidad del nivel freático (Vidal et al, 1982). Además se produjeron grietas en el suelo y volcanes de arena, manando aguas cenagosas. Según Vidal et al (2010), también se observaron fenómenos de licuefacción en Pinos Puente.

-. Terremoto de 1884 (Imáx=IX-X): hubo fenómenos de licuefacción en los alrededores de Albuñuelas.

- Los deslizamientos son movimientos gravitacionales de masas, tanto de suelos (que pueden alcanzar grandes proporciones) como de roca, que deslizan sobre superficies o planos de rotura (creadas al superarse la resistencia a cizalla en el terreno) con velocidades que pueden ser muy variables. Pueden ser: translacionales y rotacionales.

Existen numerosos casos en los que un terremoto ha desencadenado deslizamientos de tierra que han afectado a zonas pobladas, como los terremotos de 1755 de Cabo San Vicente y 1884 en Alhama de Granada, que provocaron sendos deslizamientos en Güevéjar (Granada) o el terremoto de Alaska en 1964 en el que la licuefacción tuvo un importante papel en los movimientos de masas producidos. Además de este último, el deslizamiento provocado por el terremoto del 13 de febrero de 2001 (Mw= 6.6) en Santa Tecla (El Salvador), ha sido uno de los más catastróficos en cuanto al número de viviendas sepultadas (unas 400) y al número de víctimas (485), donde la excavación realizada a pie de monte y la ubicación de un depósito de agua en la parte superior de la colina, fueron determinantes junto al terremoto (Figura 4.13-Izq).

El pueblo de Güevéjar (Granada) ha sido destruido completamente en dos ocasiones, la primera coincidiendo con el terremoto de Lisboa (1755) y la segunda durante el terremoto de Andalucía (1884). En ambas ocasiones, el fenómeno natural que destruyó el pueblo fue la activación de un gran deslizamiento. El pueblo se reconstruyó de nuevo en 1887, en su actual ubicación situada fuera del perímetro del deslizamiento (Jiménez Pintor y Azor, 2006). El deslizamiento de Güevéjar (Fig. 4.13-Dcha) se inició con una fractura semicircular que rodeaba el pueblo, a partir de la cual comenzó a desplazarse, debido a la plasticidad de las margas y arcillas existentes en la ladera sobre la que se asentaba la población. Las fracturas llegaron a tener de 1-4 m de anchura y una profundidad visible de más de 6m. Hubo también en Periana (Feriche, 2006).



Figura 4.13. *Izq: Deslizamiento en Santa Tecla (El Salvador) provocado por el terremoto del 13-2-2001 (Mw=6.6). Dcha: Deslizamiento de Güevéjar provocado por el terremoto del 25/12/1884.*

El deslizamiento de Alaska de 1964 ha sido, sin duda, el más relevante causado por un sismo, tanto por el tamaño del área afectada como por la magnitud del movimiento de masas. En la Figura 4.14 se esquematiza cómo la licuefacción de la formación arcillosa subyacente provocó la ruptura y basculación de los bloques suprayacentes.

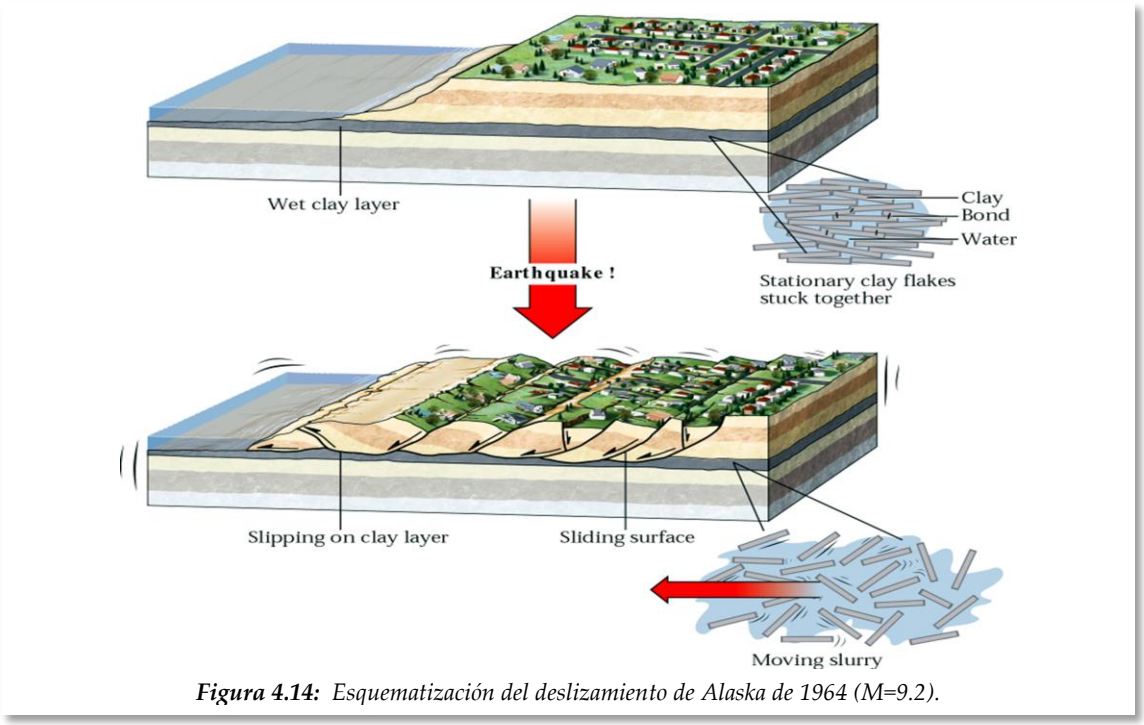


Figura 4.14: *Esquematización del deslizamiento de Alaska de 1964 (M=9.2).*

Tanto la composición de la capa subyacente, como la magnitud del sismo (M= 9.2) unidos a la duración de más de 4 minutos del movimiento del suelo, hicieron que dicha capa se licuara provocando el deslizamiento (Fig. 4.15).



Figura 4.15: *Deslizamiento provocado por el sismo de Alaska de 1964 y M= 9.2.*

- Los desprendimientos o caída de bloques de material de un talud o de un escarpe también pueden ser activados por un terremoto. Tal es el caso del terremoto de Alhama de 1884, que produjo desprendimientos en los tajos de Alhama, Albuñuelas, Sª Tejeda, Periana y en el boquete de Zafarralla.

Tanto los deslizamientos como los desprendimientos que afectan a edificios, ya sea porque estos se encontraban encima o porque son alcanzados por estos movimientos de masas, causan daños muy graves a las construcciones afectadas. A veces estas acciones dejan a las estructuras en unas condiciones de alta inseguridad ante nuevas sacudidas provocadas por las réplicas, por lo que los peligros geotécnicos han de evaluarse en las inspecciones post-terremoto aunque no sean tenidos en cuenta en la evaluación de la Intensidad (Grüntal, 1998).

4.4. Factores que influyen en la vulnerabilidad y los daños.

Los daños que sufren las construcciones durante un terremoto son el resultado de la contribución de una serie de factores que la hacen más o menos vulnerable. Estos factores están relacionados con la fuerza del movimiento, la ubicación del edificio, el diseño, la ejecución, la tipología de constructiva y la degradación (Vidal y Feriche, 1995).

4.4.1 Tipología constructiva.

Quizás sea éste el factor más importante al estudiar la vulnerabilidad de los edificios, ya que está ligado a la calidad del material con que se realiza la estructura y al modo de construirla (condicionado al diseño y la ejecución de la obra). La fragilidad de algunos materiales, que supone un fallo rápido o incluso súbito, cuando el esfuerzo llega a un determinado valor sin que exista una cierta cantidad de deformación plástica o dúctil antes del fallo, es una propiedad no deseable que tienen muchos materiales de construcción y que condiciona la respuesta estructural. De otro lado, la resistencia es una propiedad deseable en las construcciones ya que se opone a las fuerzas que actúan durante el terremoto. Así, la unión entre los componentes individuales, que generalmente sigue unos estándares en cada lugar y para cada época, es el otro elemento decisivo en el comportamiento y resistencia estructural. De ahí que, tanto los materiales (fundamentalmente en función de su fragilidad y su resistencia) como el modo en que tradicionalmente se han venido disponiendo en la estructura, hayan servido para clasificar las tipologías constructivas, considerándose como más vulnerables (más susceptibles de sufrir daños) las construidas de adobe, tapial, piedra (tomada en seco o con barro) y, las que menos, las estructuras de hormigón armado y las metálicas.

Las tipologías constructivas más comunes en Andalucía, teniendo en cuenta las descritas por Grüntal (1998) en la EMS 98, son (Feriche, 2006):

A- Estructuras de Mampostería o fábrica.

La fábrica puede ser de diferentes materiales, en función de los cuales varía, tanto su ejecución como su comportamiento ante sismo, predominando en el ámbito andaluz las siguientes tipologías:

A-1 De cantos rodados o roca de cantera: son construcciones tradicionales en las cuales se usan los cantos como material básico de construcción, usualmente con un mortero de mala calidad, dando lugar a edificios pesados y con poca resistencia a cargas laterales debido a la falta de conexión entre elementos verticales y horizontales. Los forjados o losas son típicamente de madera y no cuentan con rigidez horizontal. Figura 4.16.



Figura 4.16: *Tipología de fábrica de cantos o roca.*

A-2 Rocas grandes y sillería: los edificios con rocas muy grandes se restringen usualmente a construcciones monumentales, castillos, grandes edificios cívicos, etc. Este tipo de edificios especiales, tales como las catedrales o los castillos, no se usarían normalmente para la determinación de la Intensidad debido a la peculiaridad de los mismos. Sin embargo, algunas ciudades poseen grandes zonas con este tipo de edificación que pueden ser usados para la determinación del grado de Intensidad.

A-3 Ladrillo / bloques de hormigón:

- Sin refuerzo: este tipo de edificios (Figura 4.17) se caracteriza por no tener refuerzos ni en la fábrica (elementos verticales o muros de carga) ni en los forjados (elementos horizontales o losas). Los forjados son generalmente de madera (y por lo tanto flexibles) y normalmente se encuentran simplemente apoyados en los muros de carga (Figura 4.16-A). Este tipo de estructura, muy común en Andalucía puede ser muy vulnerable (si está en malas condiciones) o, menos vulnerable cuando los elementos horizontales y verticales están trabados entre sí y las cubiertas atirantadas. En este último caso, más corriente en construcciones modernas, podemos encontrar forjados de hormigón armado, cuyo comportamiento sísmico es significativamente mejor (si se hace bien), sobre todo cuando los muros se unen entre sí mediante una capa de compresión con vigas o zunchos perimetrales.

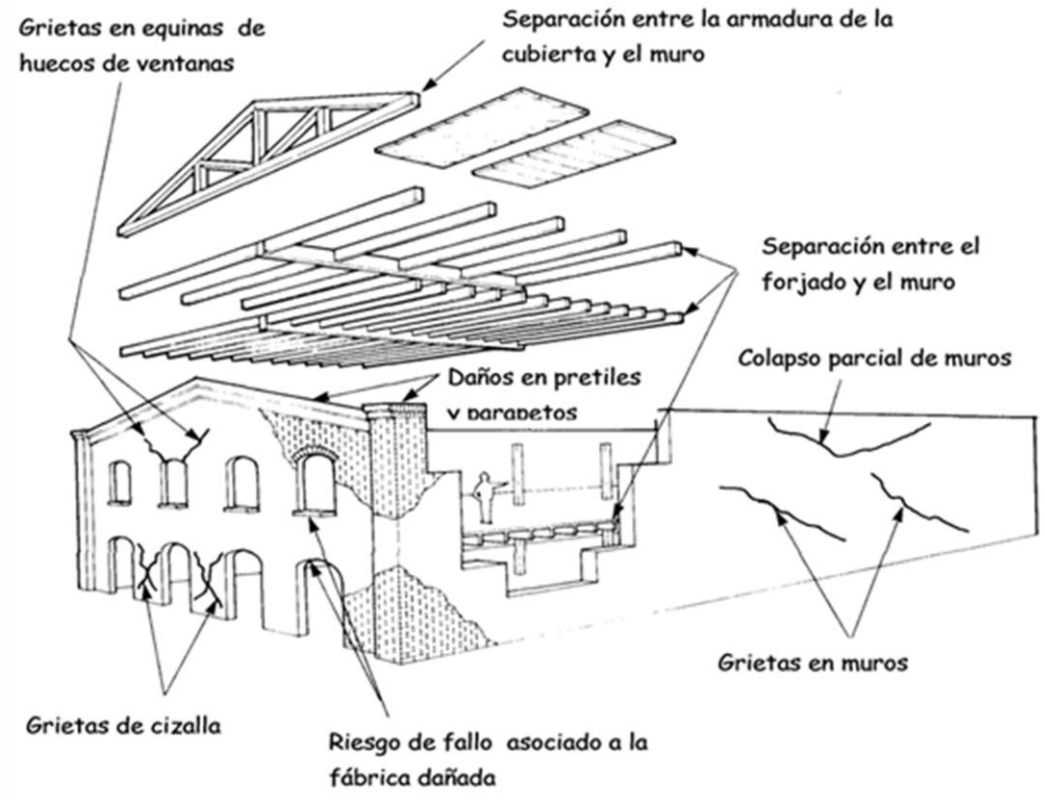


Figura 4.17: *Tipología de fábrica de ladrillo con forjados de madera y daños característicos (fuente: ATC-20)*

A-4 Fábrica con refuerzo: Generalmente se insertan barras o mallas de acero en el mortero o en los huecos del ladrillo de la fábrica, creando un material compuesto que actúa como un muro o un sistema de muros armados altamente resistentes y dúctiles, sobre todo cuando se confinan los muros con pilares de HA con lo que se crearía una estructura de cajón que reduciría efectivamente el riesgo de rotura fuera de plano de los muros. A raíz de la ocurrencia del terremoto de Alhama de 1884 se levantaron nuevos barrios y pueblos teniendo en cuenta los criterios sismorresistentes de la época (IGN, 1980) tales como:

- Limitación de altura a 2 plantas.
- Ancho de calles 10m (excepto Albuñuelas 6m por problemas de expropiación).
- Buena cimentación, cuya profundidad llegó a ser superior a la altura del edificio.
- Elección de materiales de buena calidad y control riguroso de la ejecución.
- Refuerzos de fajas de ladrillo en el perímetro de la terminación de los muros de carga y en las esquinas. Las vigas de madera del forjado de los pisos se apoyaron claveteadas sobre carreras empotradas en los muros. Estas carreras formaban un cerco cuyos ángulos se reforzaron con herrajes. Análogamente la armadura del tejado se hizo descansar sobre un marco similar.

La Figura 4.18 muestra un ejemplo de estas construcciones en Arenas del Rey (Granada) que, más de un siglo después se conservan en buen estado (sin desplomes de los muros por empuje de las cubiertas ni hundimientos diferenciales visibles, gracias a las medidas anteriormente citadas).



Figura 4.18: *Tipología de fábrica de ladrillo y forjados de madera. Izq.: sin reforzar (Albaicín, Granada). Dcha.: con refuerzos en las esquinas y conexiones entre elementos horizontales y verticales (Arenas del Rey, Granada)*

B- Estructuras de Hormigón Armado.

Este tipo de construcción (Figura 4.19), tan común en las ciudades modernas, varía mucho en apariencia, diseño y resistencia, haciendo difícil la elaboración de una guía simple para tratar tales estructuras. La EMS-98 (Grüntal, 1998), clasifica la vulnerabilidad de este grupo en función del nivel de diseño sismorresistente. Sin embargo, es más común hacerla en base al tipo de estructura, es decir, en función de los elementos fundamentales empleados en la estructura como pórticos (vigas planas o de canto y pilares que constituyen un marco), muros, forjados unidireccionales, bidireccionales o reticulares (sin vigas pero con nervaduras ortogonales y capiteles), elementos de hormigón prefabricado, etc. Por esta razón es difícil evaluar la vulnerabilidad de estas construcciones; p.e., columnas débiles y vigas fuertes son indicativas de sistemas vulnerables a cargas laterales. No se deben permitir daños en los pilares o en las uniones entre vigas y pilares, sin embargo, el daño se sigue concentrando por lo general en los pilares.

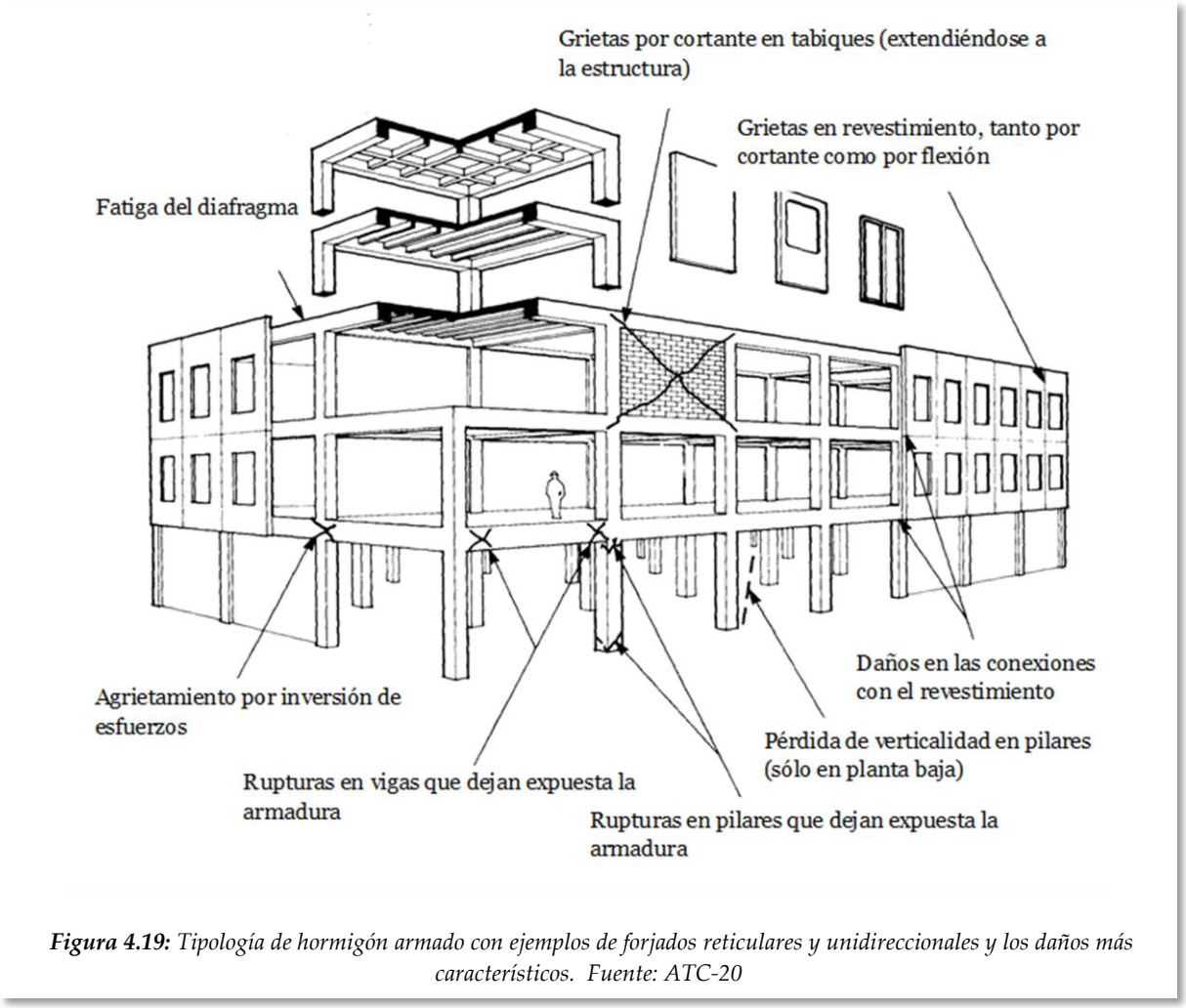


Figura 4.19: *Tipología de hormigón armado con ejemplos de forjados reticulares y unidireccionales y los daños más característicos. Fuente: ATC-20*

C- Estructuras Metálicas.

Bajo esta categoría (Figura 4.20) se clasifican los edificios en los cuales el sistema estructural principal está hecho de pórticos metálicos. Hasta ahora se cuenta con pocos datos de evaluaciones macrosísmicas de este tipo de estructuras pero, en la mayoría de los casos, suelen indicar un alto nivel de sismorresistencia. El daño estructural puede, sin embargo, estar acompañado por grandes daños en elementos no estructurales tales como tabiques o cerramientos.

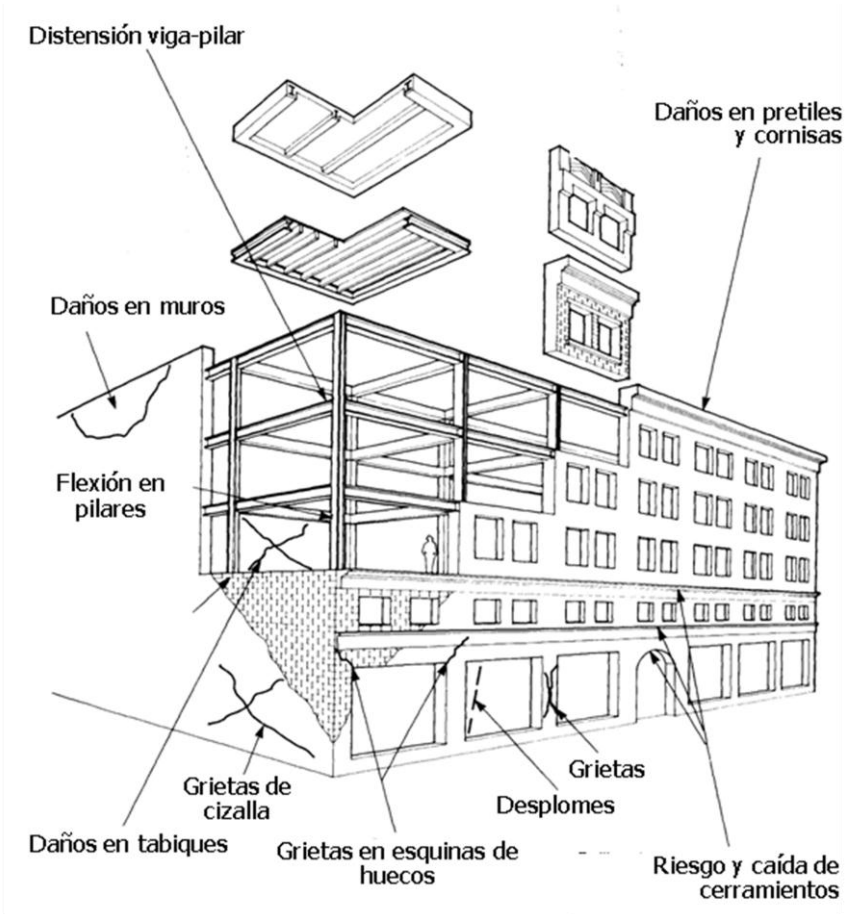


Figura 4.20: *Ejemplo de estructura metálica y daños más característicos. Fuente ATC-20*

4.4.2 Diseño

El diseño irregular, asimétrico, con grandes voladizos o cambios bruscos de rigidez (regularidad en altura) o de distribución de las masas es fuertemente castigado por los sismos cuando no se han aplicado criterios de sismorresistencia (Figura 4.21). La Norma de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02) desaconseja diseños en planta con forma de "H", "L", "Z" o "V", así como la desproporcionalidad entre las dimensiones de la planta ó entre base y altura.

Además de las irregularidades geométricas y de masas, hay dos que destacan por su incidencia en los daños (p.e. terremoto de Lorca de 2011):

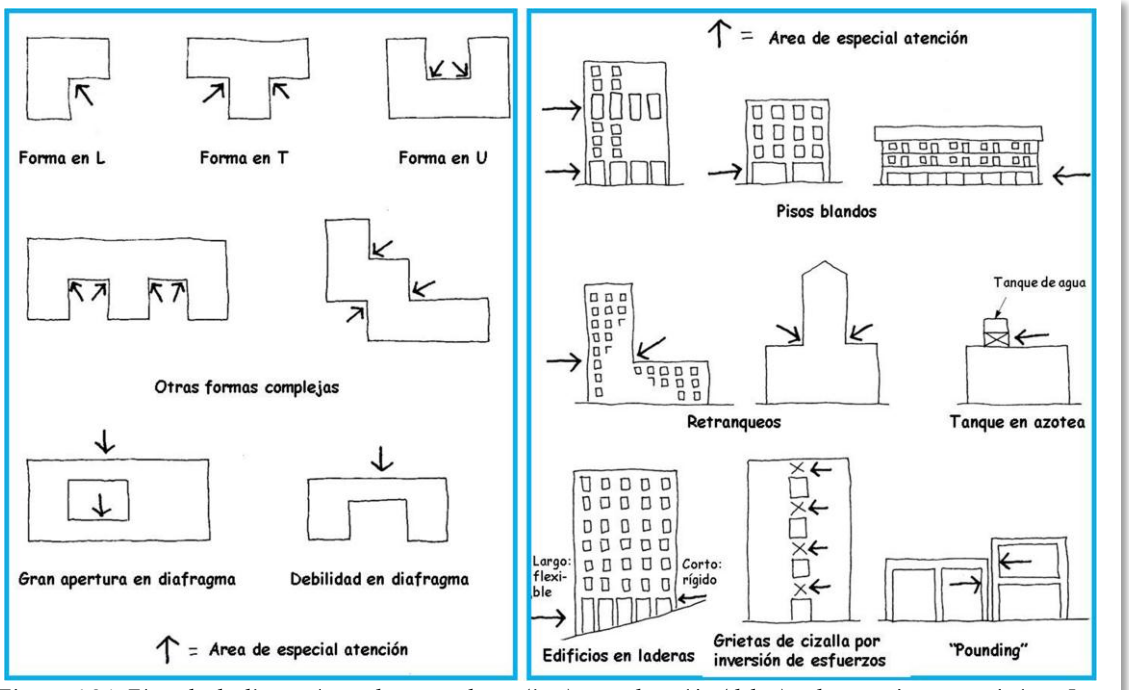


Figura 4.21: *Ejemplo de diseños irregulares en planta (izq.) y en elevación (dcha.) y daños más característicos. Las flechas indican los puntos más débiles de la estructura.*

a) Pisos blandos o débiles (“*soft stories*”): la distribución irregular de elementos "no estructurales" en elevación, en edificios de apartamentos o de oficinas, con plantas inferiores libres para estacionamientos o comercios, puede provocar casos de colapso parcial (llamado normalmente "piso blando"). Asimismo, variaciones en el tamaño de las plantas en elevación, debido a escalonamientos lleva a cambios bruscos de masa y rigidez, que pueden dar lugar también a colapsos parciales (Figura 4.22).



Figura 4.22: *Mecanismo de colapso de piso blando (BSSC) y ejemplo en el terremoto de Kobe (Japón, 1995) (EMS-98)*

b) Pilares cortos: Aquellos de corta longitud, generalmente situados en planta baja, en los que se concentran los esfuerzos durante las sacudidas sísmicas ya que se comportan como un elemento casi rígido. También aquellos pilares que se comportan como cortos (pilares rigidizados mediante elementos confinantes como muros, petos, etc. que rompen por su parte más flexible, donde se concentra toda la deformación). También se les llama pilares secuestrados o enanos (Figura 4.23).

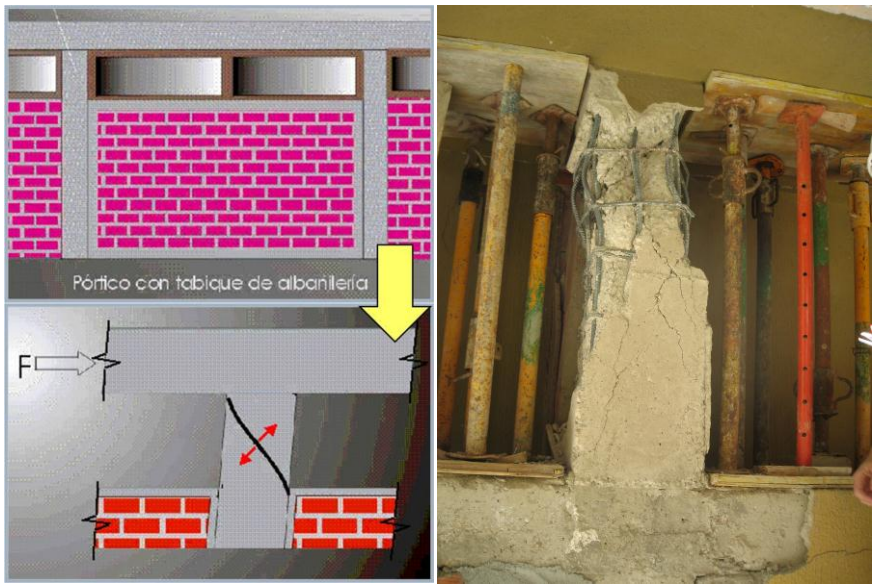


Figura 4.23: *Gráfico del mecanismo de fallo por pilar corto (izquierda) y ejemplo en el terremoto de Lorca (2011)*

Otros factores que influyen en la vulnerabilidad y los daños:

a) Choque con edificios colindantes (*pounding*): una separación insuficiente provoca el golpeteo entre los edificios ("*aplauso" o "pounding*") durante el terremoto dando lugar, a veces, a daños estructurales graves, sobre todo en edificios de diferentes alturas y con forjados a distinto nivel (Fig. 4.24). Además, en suelos blandos, los edificios altos pueden crear una gran deformación local del terreno con importantes desplazamientos laterales y verticales de éste que pueden afectar seriamente a los colindantes.

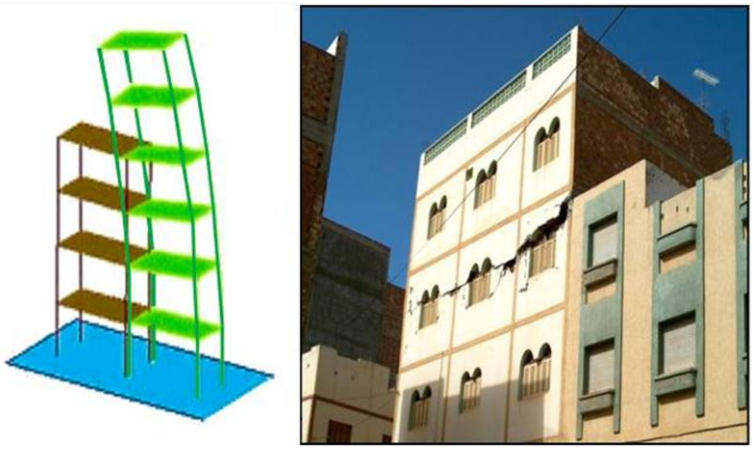


Figura 4.24: *Gráfico del mecanismo de "aplauso"(izquierda) y ejemplo en el terremoto de Alhucemas (2004)*

b) Orientación: los edificios con dimensiones desproporcionadas tienen más probabilidades de sufrir daños (o sufrir un incremento de los mismos), sobre todo, aquellos cuya dimensión mayor sea transversal a la dirección de propagación de la sacudida (Figura 4.25).

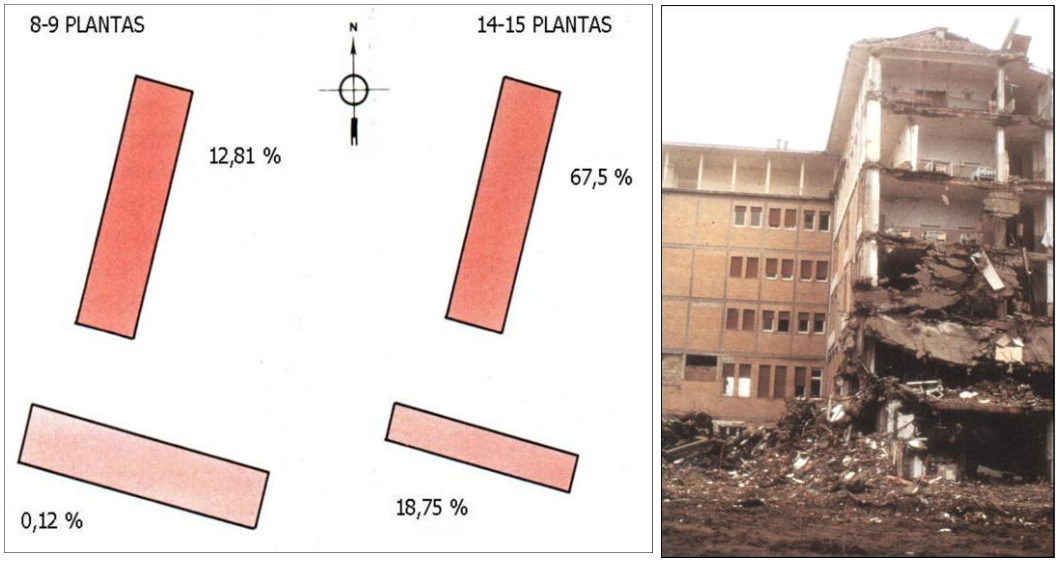


Figura 4.25: *izquierda, gráfico representativo del daño sufrido por edificios de dimensiones desproporcionadas en México D.F. (terremto de 1985) de Tiedemann (1992). Derecha: ejemplo en de este tipo de daño en un hospital italiano producido por el terremoto de Campania-Basilicatta (1980) de la EMS92*

4.4.3 Ejecución.

El uso de materiales de buena calidad y buenas técnicas de construcción repercutirá en una mejor resistencia a la sacudida, cosa que no ocurriría en caso de que se usaran materiales de mala calidad, así como mano de obra deficiente. La calidad del mortero es hasta tal punto importante, que la mampostería con piedra puede culminar en un edificio fuerte si el mortero de es alta calidad. La mano de obra deficiente se traduce en descuidos y recortes de presupuestos, colocación y anclajes inadecuados de los segmentos de la estructura, etc. Ejemplos claros de estas patologías las hemos visto en los terremotos de Adra (1994), Turquía (1999), Taiwan (1999), Alhucemas (2004), Bullas (2005), Lorca (2011) etc.

La ductilidad representa una medida de la capacidad de un edificio para tolerar cargas laterales en el rango post-elástico, disipando la energía del terremoto y creando daños controlados en forma dispersa o en forma localmente concentrada, dependiendo del tipo de construcción y del tipo de sistema estructural. La ductilidad puede estar directamente relacionada con el tipo de construcción: viviendas bien diseñadas y construidas de acero tienen una alta ductilidad y por lo tanto resisten la vibración en

forma adecuada, en comparación a los edificios más quebradizos o frágiles, tales como las viviendas de ladrillo o las mal diseñadas o ejecutadas (Figura 4.26).



Figura 4.26: *Ejemplos de mala ejecución. Izq: uso de bidones de aceite para aligerar el forjado (Taiwan, 1999). Fuente: Munich Re.; Drcha: estructura de frágil elaborada con materiales de mala calidad y ejecución deficiente (Alhucemas, 2004)*

4.5 Evaluación de la vulnerabilidad y del daño: Metodologías

Existen muchas maneras de clasificar los edificios. En función de su uso, de su importancia etc. Pero a efectos de evaluación de daño físico es fundamental su clasificación en función de los materiales y técnicas de construcción. Podemos afirmar que las escalas de intensidad, de hecho, describen escenarios sísmicos. Es decir, describen los efectos que diferentes escenarios sísmicos correspondientes a sus diferentes grados, causan sobre la población, las construcciones y el medio natural (Barbat y Pujades, 2004).

4.5.1 Metodología de la EMS-98.

La EMS-98 (Grüntal, 1998) es la escala de intensidad macrosísmica utilizada en España y Europa y, considera que el concepto de vulnerabilidad es fundamental para la construcción de escalas modernas de intensidad. La fuerza de la sacudida que se requiere para destruir edificios pobremente construidos con ladrillos de barro o con tapial no es la misma que la que se requiere para destruir un gran edificio de patrimonio ó un edificio moderno con diseño antisísmico. La diferenciación entre tipologías constructivas es crucial para la evaluación de la vulnerabilidad, hecho que se tuvo en cuenta en el diseño de escalas de intensidad tales como la escala Modificada de Mercalli en su formulación de 1956 por Richter (MM-56), o la escala MSK-1964 (Medvedev et al,

1965). Dichas escalas tenían que enfocar este aspecto cuidadosamente y lo lograron agrupando los edificios en distintas categorías sobre la base de tipos de estructuras y clase de materiales de construcción empleados para resistir cargas laterales. En este caso, el tipo de edificio se usó como un simple análogo de vulnerabilidad. La introducción de las Clases de Vulnerabilidad en la escala de Intensidad EMS-92 (Grüntal, 1992), proporciona la posibilidad de tratar distintos tipos de edificios y la variedad en sus rangos de vulnerabilidad con un solo esquema. La Tabla 4.2 muestra los tipos de edificios y las clases de vulnerabilidad previstos, tanto en la EMS-92 (Grüntal, 1992) como en la en la EMS-98 (Grüntal, 1998).

Tabla 4.2: *Clases de Vulnerabilidad de la EMS-98 y su relación con las diferentes tipologías estructurales (Gruntal, 1998).El círculo representa la clase más probable, la línea continua el rango probable y la discontinua los casos excepcionales.*

	Tipo de Estructura	Clase de Vulnerabilidad A	B	C	D	E	F
MAMPOSTERÍA	Paredes de peña viva / roca de cantera	○					
	Adobe (ladrillo de tierra)	○—					
	Roca simple	┆○					
	Roca masiva		—○┆				
	Unidades de roca manufacturada	┆○┆					
	Ladrillo no reforzado, pisos de HA		—○┆				
	Reforzado o confinado			┆○—			
HORMIGÓN ARMADO (HA)	Armazón sin diseño sismorresistente (DSR)	┆○┆					
	Armazón con un nivel moderato de DSR		┆○—				
	Armazón con un alto nivel de DSR			┆○—			
	Paredes sin DSR		┆○—				
	Paredes con un nivel moderado de DSR			┆○—			
	Paredes con un nivel alto de DSR				┆○—		
ACERO	Estructuras de acero			┆○—			
MADERA	Estructuras de madera		┆○—				

Como se ha podido apreciar en la Tabla 4.2, se han considerado cuatro grandes categorías definidas por los materiales dominantes empleados en la construcción de su sistema resistente: Mampostería, Hormigón Armado, Metal y Madera. Dentro de cada categoría se consideran diversos tipos de edificios clasificados en función de las características de diseño y de construcción relacionándolos con su correspondiente clase de vulnerabilidad. Se observa cómo diferentes tipos de edificios pueden pertenecer a una misma clase de vulnerabilidad y edificios con la misma tipología pueden presentar respuestas sísmicas diferentes (Barbat y Pujades, 2004).

La EMS 98 (Gruntal, 1998), contempla los mismos grados de daño que la MSK-1964 (de 1, más leve a 5, más grave), describiendo con detalle las características de cada estado de daño para los dos grandes grupos de construcciones existentes en Europa: las de muros de carga (Tabla 4.3) y las de Hormigón Armado (Tabla 4.4).

Tabla 4.3: *Descripción de los 5 grados de daño de la EMS-98 para estructuras de muros de carga (Gruntal,1998)*

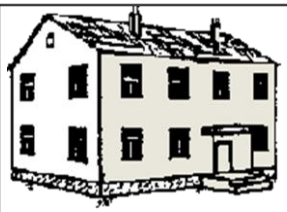
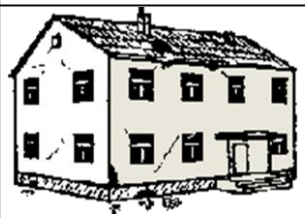
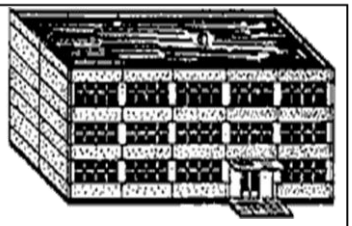
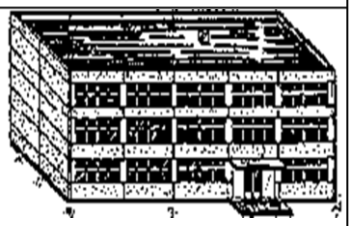
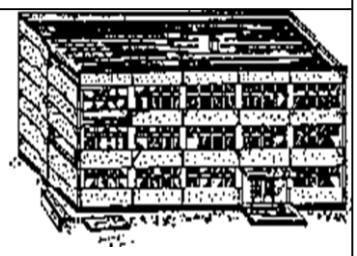
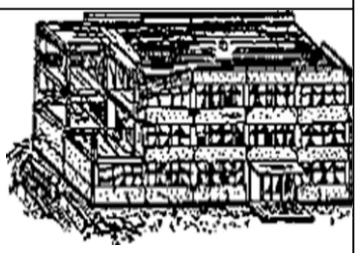
Grado 1:*Daños de despreciables a ligeros* ***(ningún daño estructural, daños no-estructurales ligeros)*** Algunas fisuras en muy pocos muros. Caída de pequeños trozos de revestimiento. Caída de piedras sueltas de las partes altas de los edificios en muy pocos casos.	
Grado 2: Daños moderados ***(daños estructurales ligeros, daños no-estructurales moderados)*** Grietas en muchos muros. Caída de trozos bastante grandes de revestimiento. Colapso parcial de chimeneas.	
Grado 3: Daños graves ***(daños estructurales moderados, daños no-estructurales graves).*** Grietas grandes y generalizadas en la mayoría de los muros. Se sueltan tejas del tejado. Rotura de chimeneas por la línea del tejado. Se dañan elementos individuales noestructurales (tabiques, hastiales y tejados).	
Grado 4: Daños muy graves ***(daños estructurales graves, daños no-estructurales muy graves)*** Daños serios en muros. También se dañan parcialmente los tejados y forjados.	
Grado 5: Destrucción ***(daños estructurales muy graves).*** Colapso total o casi total del edificio.	

Tabla 4.4: *Descripción de los 5 grados de daño de la EMS-98 para estructuras de Hormigón Armado (Gruntal,1998)*

Grado 1: Daños despreciables o ligeros ***(daño no estructural o daño ligero en elementos no estructurales)*** Fisuras en el revestimiento de pórticos o en la base de los muros. Fisuras en muros y particiones.	
Grado 2: Daños moderados ***(daños estructurales ligeros, daños no-estructurales moderados)*** Grietas en vigas y pilares de pórticos y en muros estructurales. Grietas en tabiques y particiones. Caída de enlucidos y revestimientos frágiles. Caída de mortero de las juntas de paneles prefabricados.	
Grado 3: Daños graves ***(daños estructurales moderados, daños no estructurales graves)*** Grietas en pilares y en juntas viga/pilar, en la base de los pórticos y en las juntas de los muros acoplados. Desprendimiento de revocos de hormigón, pandeo de la armadura de refuerzo. Grandes grietas en muros y particiones; se dañan tabiques aislado.	
Grado 4: Daños muy graves **(*daños estructurales graves, daños no-estructurales muy graves)*** Grandes grietas en elementos estructurales con daños en el hormigón por compresión y rotura de armaduras; fallos en la trabazón de la armadura de las vigas; inclinación de pilares. Colapso de algunos pilares o, incluso, de una planta alta.	
Grado 5: Destrucción ***(daños estructurales muy graves)*** Colapso de la planta baja o de partes (por ejemplo alas) del edificio.	

El grado de daño no sólo sirve para evaluar el grado de afectación de un edificio, sino que se puede utilizar, entre otras cosas, para estimar el número de edificios inhabitables (tras el terremoto) p.e., siguiendo la metodología de Coburn y Spence (1992, 2002), que consideran se puede aproximar mediante la siguiente función:

$$\textit{Nº Inhabitables} = \textit{Nº edificaciones de Grado4} + \textit{Nº Grado 5} + 50\,\% \textit{ Grado 3}$$

También se puede utilizar el grado de daño para evaluar la funcionalidad de los edificios después del terremoto (Fig. 4.27), así como para estimar las acciones que hay que llevar a cabo en la recuperación de los edificios afectados (Fig. 4.28). En el primer caso hay que tener en cuenta, no sólo el nivel y extensión del daño del edificio, sino la posibilidad de ocurrencia de réplicas que pueden incrementar los daños que ya tiene la estructura. En el segundo, hay que tener en cuenta que, el incremento de los daños con la intensidad no es lineal, y que los edificios afectados por daños de grado 1 y 2 son recuperables, los de grado 3 se pueden recuperar dependiendo del tipo de intervención, mientras que los afectados por el grado 4 son difícilmente recuperables y solo en unos pocos casos y los de grado 5 no lo son.

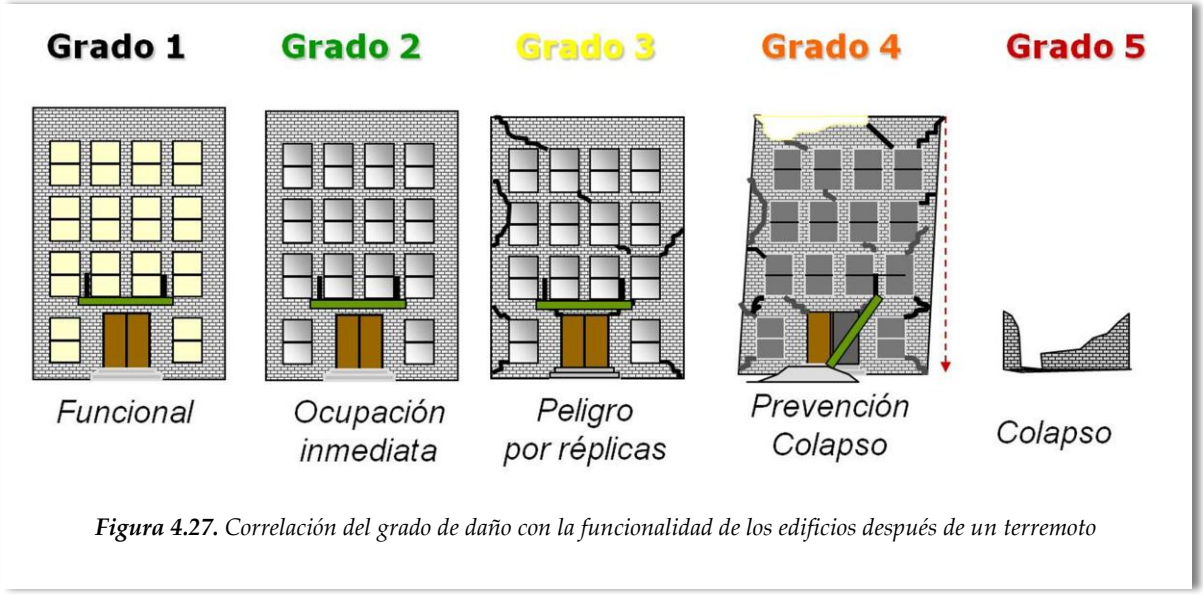


Figura 4.27. *Correlación del grado de daño con la funcionalidad de los edificios después de un terremoto*

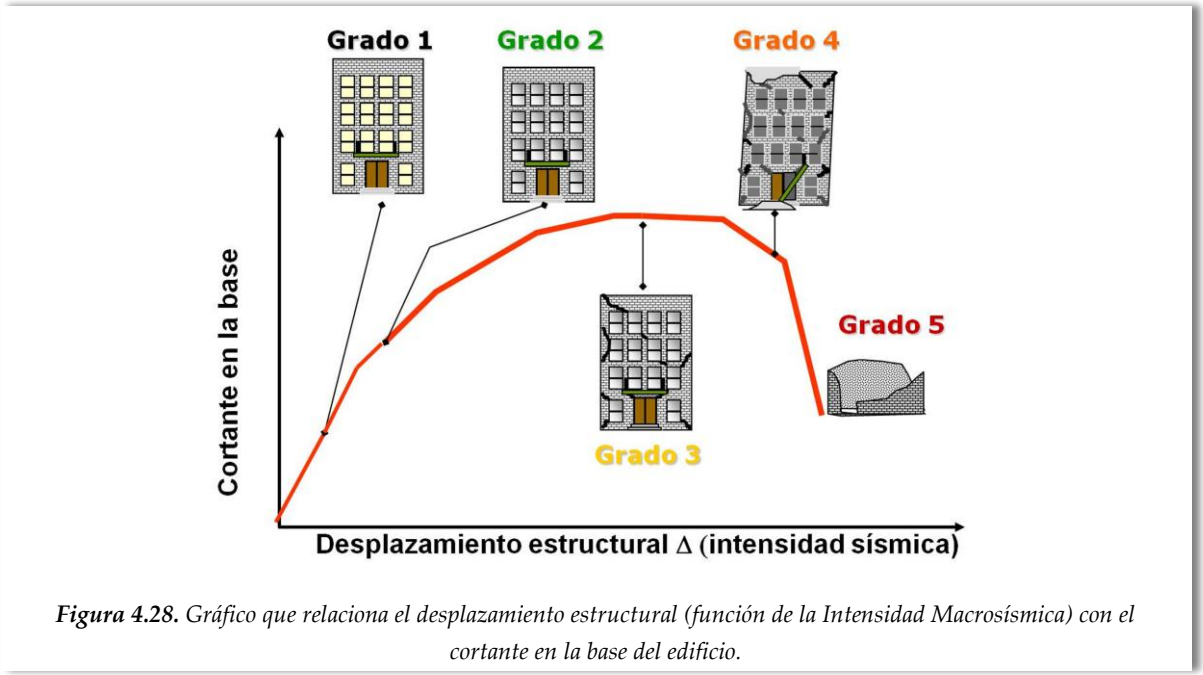


Figura 4.28. *Gráfico que relaciona el desplazamiento estructural (función de la Intensidad Macrosísmica) con el cortante en la base del edificio.*

La escala EMS-98 hace una descripción, tanto cualitativa como cuantitativa, del porcentaje de edificios que sufren un determinado grado de daño en la descripción de los daños esperados en los distintos grados de intensidad, procurando ajustar, en la medida de lo posible, la definición de los términos de cantidad (Fig. 4.29). Dichas cantidades (asignadas a los términos *algunos, muchos* y *la mayoría*) son difusas y aunque se puede asignar un valor central por ejemplo del 10% para *algunos*, del 35% para *muchos* y del 80% para *la mayoría*, la escala permite un margen de variabilidad que puede ir del 0 al 15% para el significado numérico del término *algunos*, del 15 al 55% para *muchos* y del 55 al 100% para *la mayoría*.

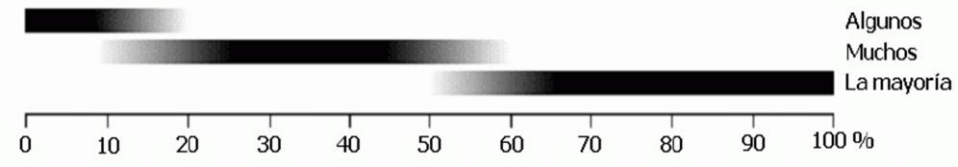


Figura 4.29: *Cuantificación de los términos de cantidad en la escala EMS-98 (Grüntal, 1998).*

Con todo ello, se deducen ***matrices de probabilidad de daño*** para cada una de las diferentes clases de vulnerabilidad, estableciendo que el daño sigue una distribución tipo binomial que depende del número de estados de daño no nulo (N) y de un parámetro d, que puede tomar valores entre 0 y 1. La distribución binomial define la probabilidad del estado de daño k, en función de un solo parámetro d mediante la siguiente ecuación:

$$P_k(N,d) = \frac{(N)!}{(N-k)!k!} d^k (1-d)^{N-k} \qquad k = 0,\ldots,N. \tag{4-1}$$

Teniendo en cuenta que existen 5 grados de daño (N=5), la ecuación (4-1) queda:

$$P_k(5,d) = \frac{5!}{(5-k)!k!} d^k (1-d)^{5-k} \qquad k = 0,\ldots,5. \tag{4-2}$$

donde d es llamado también parámetro de la distribución ya que la define totalmente. También se utiliza el parámetro $d^*=N\times d$, que, a diferencia de d, d^* es un índice o factor de daño que varía entre cero y el número de estados de daño no nulo (5 en la EMS-98). Así, $d=d^*=0$ representa una probabilidad 1 del estado de daño Nulo (0) y 0 para los otros estados. Un valor de $d=1$ indica un valor $d^*=5$ y una probabilidad de 1 para el estado de daño de Colapso (5) y una probabilidad nula para los otros estados de daño. Valores intermedios de d entre 0 y 1 ($0<d^*<5$) corresponden a diferentes distribuciones de probabilidad de los diferentes grados o estados de daño. En este caso, d^* es una especie

de grado de daño medio o grado de daño más probable que determina de forma única la distribución de las probabilidades de daño (Barbat y Pujades, 2004). Estos mismos autores utilizan la ecuación (4-2) y las cuantificaciones de los términos algunos, pocos, muchos, la mayoría, para completar la matriz de probabilidad de daños y ponen como ejemplo la definición del grado de intensidad VII la escala EMS-98 para la clase de vulnerabilidad A (Tabla 4.5): ***"Muchos edificios de la clase de vulnerabilidad A sufren daño de grado 3 y algunos incluso de grado 4".*** La Tabla 4.6 muestra la matriz completa correspondiente a la clase de vulnerabilidad A.

Finalmente la Figura 4.30 muestra las matrices de probabilidad de daño

Tabla 4.5: *Completando una matriz de probabilidad de daño (caso EMS-98).*

Edificios Tipo A		
Grado de daño	Intensidad	
	VII	VII
Nulo (0)		0.04
Ligero (1)		0.17
Moderado (2)		0.32
Grave (3)	**0.35**	**0.30**
Destrucción (4)	**0.10**	**0.15**
Colapso (5)		0.03
d=0.488105, d=2.44*		

Tabla 4.6: *Matriz de probabilidad de daño para la clase de vulnerabilidad A. Escala EMS-98.*

Grado de daño	Clase de vulnerabilidad A					
	Intensidad					
	V	VI	VII	VIII	IX	X
Nulo (0)	0.90	0.42	0.04	0.00	0.00	0.00
Ligero (1)	**0.10**	**0.40**	0.17	0.04	0.01	0.00
Moderado (2)	0.00	**0.15**	0.32	0.17	0.04	0.00
Grave (3)	0.00	0.03	**0.30**	0.33	0.19	0.03
Destrucción (4)	0.00	0.00	**0.15**	**0.32**	0.41	0.22
Colapso (5)	0.00	0.00	0.03	**0.13**	**0.35**	**0.75**
*d**	**0.11**	**0.80**	**2.44**	**3.31**	**4.05**	**4.72**

correspondientes a las clases extremas de vulnerabilidad A y F, donde se puede observar que la clase F es poco vulnerable (Barbat y Pujades, 2004).

Como se ha podido comprobar, la escala de intensidad EMS-98 no es precisa en

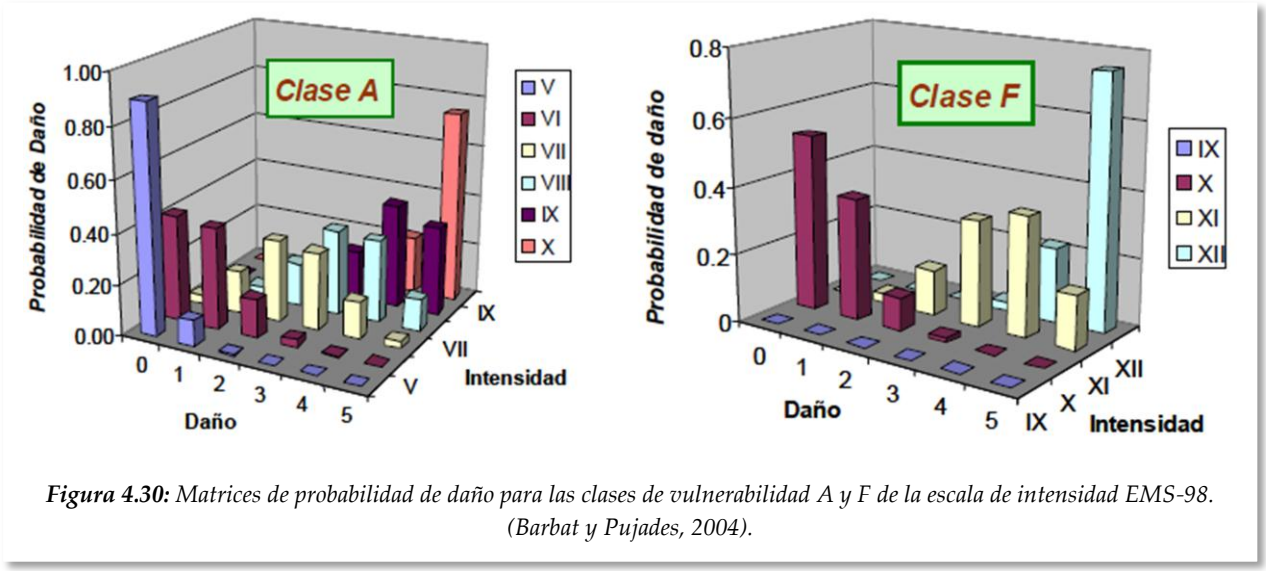


Figura 4.30: *Matrices de probabilidad de daño para las clases de vulnerabilidad A y F de la escala de intensidad EMS-98. (Barbat y Pujades, 2004).*

la asignación de los valores de cantidad, pero permite una amplia gama de matrices de probabilidad de daño que podrían obtenerse a partir de datos observados en diferentes países y regiones. Un ejemplo de ello lo tenemos en el trabajo de Chávez (1998), que obtuvo las matrices de daño utilizando la EMS-92 (precursora de la escala EMS-98 y que contempla las mismas clases de vulnerabilidad) con datos del terremoto de Irpinia (sur de Italia) del 23 de noviembre de 1980 (Mw=6.9). Chávez (1998) utilizó los datos de daño de 32.548 edificios de los 41 municipios más afectados, recopilados por el ***Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*** *(GNDT)*, para realizar un estudio del daño sísmico esperado en Cataluña.

Chávez (1998) calculó los valores de los parámetros *d y d** para intensidades entre VI y X, para las seis clases de vulnerabilidad de la escala EMS-98 (Tabla 4.7) a partir de los cuales obtuvo las matrices de probabilidad de daño para cada una de las clases de vulnerabilidad; en la Figura 4.31 podemos ver las matrices para las clases A, B, C y D. Estas matrices de probabilidad de daño se han utilizado en la Simulación de Escenarios Sísmicos en ciudades de España integrándolas en el programa SES-2002 de la Dirección General de Protección Civil de España.

Tabla 4.7: *Parámetros de las distribuciones de probabilidad de la escala EMS-98 basada en los daños observados en el terremoto de Irpinia y supuesta una distribución de probabilidad binomial (Chávez, 1998).*

Clase de vulnerabilidad											
A		B		C		D		E		F	
d	d*	d	d*	d	d*	d	d*	d	d*	d	d*
0.269	1.35	0.151	0.76	0.077	0.39	0.055	0.28	0.030	0.15	0.019	0.09
0.396	1.98	0.269	1.35	0.151	0.76	0.077	0.39	0.055	0.28	0.030	0.15
0.603	3.02	0.396	1.98	0.269	1.35	0.151	0.76	0.077	0.39	0.055	0.28
0.811	4.06	0.603	3.02	0.396	1.98	0.269	1.35	0.151	0.76	0.077	0.39
0.956	4.78	0.811	4.06	0.603	3.02	0.396	1.98	0.269	1.35	0.151	0.76

CLASE DE VULNERABILIDAD A

	GRADO DE DAÑO					
	D0	D1	D2	D3	D4	D5
5	0.441	0.392	0.140	0.025	0.002	0.000
5.5	0.325	0.388	0.212	0.065	0.011	0.001
6	0.209	0.384	0.283	0.104	0.019	0.001
6.5	0.145	0.324	0.314	0.165	0.047	0.005
7	0.080	0.263	0.346	0.227	0.074	0.010
7.5	0.045	0.169	0.287	0.286	0.168	0.045
8	0.010	0.075	0.227	0.346	0.262	0.080
8.5	0.005	0.040	0.136	0.268	0.336	0.215
9	0.000	0.005	0.044	0.191	0.409	0.351
9.5	0.000	0.003	0.023	0.103	0.296	0.575
10	0.000	0.000	0.001	0.017	0.184	0.798

CLASE DE VULNERABILIDAD B

	GRADO DE DAÑO					
	D0	D1	D2	D3	D4	D5
5	0.670	0.279	0.047	0.004	0.000	0.000
5.5	0.556	0.336	0.094	0.015	0.001	0.000
6	0.441	0.392	0.140	0.025	0.002	0.000
6.5	0.325	0.388	0.211	0.064	0.011	0.001
7	0.209	0.384	0.283	0.104	0.019	0.001
7.5	0.145	0.323	0.314	0.165	0.047	0.006
8	0.080	0.263	0.346	0.227	0.074	0.010
8.5	0.045	0.169	0.287	0.286	0.168	0.045
9	0.010	0.075	0.227	0.346	0.262	0.080
9.5	0.005	0.040	0.136	0.268	0.336	0.215
10	0.000	0.005	0.044	0.191	0.409	0.351

CLASE DE VULNERABILIDAD C

	GRADO DE DAÑO					
	D0	D1	D2	D3	D4	D5
5	0.755	0.218	0.025	0.001	0.000	0.000
5.5	0.713	0.249	0.036	0.003	0.000	0.000
6	0.670	0.279	0.047	0.004	0.000	0.000
6.5	0.556	0.336	0.093	0.014	0.001	0.000
7	0.441	0.392	0.140	0.025	0.002	0.000
7.5	0.325	0.388	0.211	0.064	0.011	0.001
8	0.209	0.384	0.283	0.104	0.019	0.001
8.5	0.144	0.324	0.314	0.165	0.047	0.006
9	0.080	0.263	0.346	0.227	0.074	0.010
9.5	0.045	0.169	0.287	0.286	0.168	0.045
10	0.010	0.075	0.227	0.346	0.262	0.080

CLASE DE VULNERABILIDAD D

	GRADO DE DAÑO					
	D0	D1	D2	D3	D4	D5
5	0.859	0.133	0.008	0.000	0.000	0.000
5.5	0.807	0.176	0.017	0.001	0.000	0.000
6	0.755	0.218	0.025	0.002	0.000	0.000
6.5	0.712	0.249	0.036	0.003	0.000	0.000
7	0.670	0.279	0.047	0.004	0.000	0.000
7.5	0.556	0.336	0.093	0.014	0.001	0.000
8	0.441	0.392	0.140	0.025	0.002	0.000
8.5	0.325	0.388	0.211	0.064	0.011	0.001
9	0.209	0.384	0.283	0.104	0.019	0.001
9.5	0.144	0.324	0.314	0.165	0.047	0.006
10	0.080	0.263	0.346	0.227	0.074	0.010

***Figura 4.31:**. Matrices de probabilidad de los diferentes grados de daño descritos en las Tablas 4.3 y 4.4 para las clases de Vulnerabilidad A (rojo), B (naranja), C (amarillo) y D (verde) utilizando el modelo Irpinia-Cataluña (Chávez, 1998)*

4.5.2 Metodología del ATC-13 y ATC-25.

El Consejo de Tecnología Aplicada (*Applied Technology Council* [2]) elaboró 2 informes, el ATC-13 (1985) y el ATC-25 (1991).

ATC-13: "*Earthquake Damage evaluation data for California*" forma parte de un proyecto para evaluar daños sísmicos causados por terremotos en California. El informe considera 7 estados de daño (incluido el nulo o sin daño) que se muestran y describen en la Tabla 4.8. En dicha Tabla se incluye un rango del índice de daño (%) definido por el Factor de Daño (cociente entre la pérdida económica y el valor de reposición).

El ATC-13 incluye un total de 78 matrices de probabilidad de daño correspondientes a diferentes tipos de instalaciones y servicios (*Facility Classes* FC), 40 de los cuales corresponden a edificios y las restantes 38 a otras estructuras o infraestructuras. Estas matrices de daño se han obtenido mediante el método de Delphi, que consiste en tratar estadísticamente la opinión de expertos sobre un problema determinado, incluyendo, en el tratamiento de la información, el nivel de conocimiento en el tema del experto, así como el nivel de confianza que éste deposita en la opinión manifestada. Para la elaboración de matrices de probabilidad de daño hace tres estimaciones del factor de daño esperado: la más baja, la más alta y la óptima. Los

2 Sociedad no lucrativa con sede en California que asesora y asiste a profesionales en el campo de la ingeniería civil y la arquitectura.

factores de daño más alto y más bajo determinan los límites del intervalo que contiene el 90% de la muestra, mientras que el óptimo se entiende que es el valor más probable. Estas dos condiciones permiten estimar la función densidad de probabilidad de forma unívoca. Posteriormente se hallan las probabilidades de cada uno de los diferentes estados de daño definidos en la Tabla 4.8, para lo que se utilizan esta función de densidad de probabilidad y los intervalos de definición de los estados de daño. La Tabla 4.9 muestra un ejemplo de matriz de probabilidad de daño así obtenida para edificios de mediana altura (4-7 plantas) de mampostería no reforzada.

Tabla 4.8: *Estados de daño según informe ATC-13. El Factor de Daño (DF) está representado por el valor central.*

Estado de Daño	Clasificación	Rango del *DF* (%)	Valor central del *DF*	Descripción del grado o estado de daño
1	Daño nulo (*None*)	0	0	No hay daños
2	Daño leve (*Slight*)	0-1	0.5	Daños mínimos y localizados. No requieren reparación para mantener la operatividad.
3	Daño ligero (*Light*)	1-10	5	Daños significativos localizados en algunos elementos que normalmente no necesitan reparación para mantener la operatividad.
4	Moderado (*Moderate*)	10-30	20	Daños significativos localizados en bastantes elementos y que es necesario reparar.
5	Severo (*Heavy*)	30-60	45	Daños generales. Es necesario efectuar reparaciones importantes.
6	Grave (*Major*)	60-99	80	Daños graves que pueden interrumpir la operatividad o la función del elemento. Hay que reparar, sustituir o derribar.
7	Colapso (*Destroyed*)	100	100	Destrucción del elemento e inutilidad total de la línea o elemento.

Tabla 4.9: *Ejemplo de matriz de probabilidad de daño (DPM) para edificios de altura media con estructura de mampostería no reforzada con muros de carga, según ATC-13.*

Estado de daño	Factor central	Intensidad MMI						
		VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Sin daño (1)	0.00	***	***	***	***	***	***	***
Insignificante (2)	0.50	4.7	1.5	***	***	***	***	***
Leve (3)	5.00	89.9	49. 5	3.7	***	***	***	***
Moderado (4)	20.00	5.4	46.4	53.3	7.6	0.9	***	***
Fuerte (5)	45.00	***	2.6	42.0	63.4	21.4	5.3	3.1
Grave (6)	80.00	***	***	1.0	29. 0	74. 7	80.0	43.0
Destrucción (7)	100.00	***	***	***	***	3.0	14.7	53.9

(***) indica una probabilidad muy pequeña.

En todos los casos se consideran estructuras regulares y condiciones estándar sin tener en cuenta la influencia del suelo, inundaciones o incendios en los daños. Sin embargo, ATC-13 proporciona pautas e instrucciones para tener en cuenta dichos efectos, bien incrementando la intensidad esperada, o bien modificando las matrices de probabilidad de daño. No contempla el concepto de vulnerabilidad.

ATC-25 (1991): "*Seismic Vulnerability and impact of disruption of lifelines in the conterminous United Sates*" analiza el daño y el impacto de la interrupción de las líneas vitales por causa de los terremotos. En este segundo informe se actualizan y generalizan las matrices y funciones que permiten estimar el daño en estructuras e infraestructuras vitales. Esta metodología dispone de herramientas que permiten evaluar, de forma rápida y eficiente, el daño esperado en la casi totalidad de infraestructuras. Es una extensión del ATC-13 a las líneas vitales que simplifica los estados de daño a los cuatro estados de daño no nulo que usarán los métodos posteriores basados en el espectro de capacidad: por un lado, funde los estados de daño insignificante y leve de la Tabla 4.9 en un solo estado de daño ligero, con un umbral del factor de daño del 10% y, por otro, une los estados de daño grave y destrucción (colapso) en un estado de daño entre generalizado y completo. Esta simplificación es fruto de la experiencia, pues considera que los edificios, instalaciones y servicios mantienen su plena operatividad por debajo del estado de daño moderado, y que la rehabilitación de una estructura o infraestructura es absurda a partir de costes de reparación superiores al 60% del coste de reposición.

Aunque las funciones del ATC-13 han sido obtenidas para la región californiana (acostumbrada a sufrir la actividad sísmica y, por lo tanto, con unos hábitos de protección sísmica que no se hallan en otras regiones de los Estados Unidos), la intención del ATC-25 es que sea aplicable a cualquier zona de Estados Unidos dando también recomendaciones para su aplicación y proponiendo penalizaciones. Estas penalizaciones incrementan la intensidad, generalmente, entre 0 y 1 grado pero, en algunos casos, hasta 3 grados. Por ello la aplicación de esta metodología a una zona distinta de Estados Unidos requiere un análisis cuidadoso y experto que permita su adaptación, cuantificando de forma adecuada las penalizaciones correspondientes.

4.5.3 El Método Italiano.

La vulnerabilidad de un edificio también se puede definir mediante un índice de vulnerabilidad numérico (Iv), tal y como se hace en el *Método Italiano* (Angeletti, 1984; Benedetti y Petrini, 1984; y Angeletti et al., 1988) o en el *Método del Índice de Vulnerabilidad* (Milutinovic y Trendafiloski, 2003).

El Método Italiano fue el primer método en utilizar el índice de vulnerabilidad para evaluar la vulnerabilidad de las edificaciones y se podría considerar como el precursor del método del índice de vulnerabilidad. Este *Iv* se obtiene a partir de la evaluación y ponderación de 11 parámetros diferentes (obtenidos de observaciones de campo en terremotos ocurridos) relacionados con componentes, estructurales y no estructurales, que tienen un papel importante en el comportamiento sísmico del edificio.

Estos parámetros se describen, valoran, ponderan y clasifican en la Tabla 4.10 para edificios de Hormigón armado. Cada parámetro se clasifica en categorías, similares a las clases de vulnerabilidad (pero a la inversa): de malas (D) a buenas (A); en el caso del hormigón armado sólo hay tres categorías A, B y C. El peso de los parámetros 5, 7 y 9 varía entre 0.5 y 1 dependiendo de algunos elementos, como por ejemplo el porcentaje de diafragmas rígidos bien conectados, la presencia de galerías o pasillos y el peso del tejado (Lantada, 2007). La expresión frecuentemente utilizada es:

$$I_V = \sum_{i=1}^{Npar} p_i w_i \qquad (4\text{-}3)$$

donde *Npar* es el número de parámetros considerado, *Pi* es el resultado de la evaluación del parámetro *i*, y *Wi* es un peso que tiene en cuenta la importancia relativa, en la vulnerabilidad global de la estructura o edificio, del parámetro *i* correspondiente. En general, las puntuaciones y los pesos asignados a cada parámetro se han determinado basándose en datos observados en las catástrofes sísmicas, pudiendo ajustarse también a partir de análisis dinámicos de las estructuras en las regiones de baja sismicidad. La opinión de expertos puede también incorporarse y así adaptar fácilmente la metodología a las características específicas de una ciudad concreta. Los valores máximo y mínimo del índice *Iv* pueden ser arbitrarios, incluso pueden tomar valores negativos, lo que permite recalcular el rango de variabilidad entre 0 y 100. Un índice de vulnerabilidad nulo representa edificios diseñados y construidos de acuerdo a la normativa sísmica, mientras que un índice de 100 corresponde a edificios altamente vulnerables. Así, para la estimación de escenarios de daño sísmico basta con asignar a los edificios su índice de vulnerabilidad y utilizar funciones que relacionen la intensidad o aceleración sísmica con el índice de daño, como p.e. las de Guagenti y Petrini (1989). Esta aproximación puede realizarse edificio por edificio, pero también de forma estadística, agrupando el parque edificado en grupos de vulnerabilidad.

Este método ha sido aplicado por numerosos autores en estudios previos de riesgo sísmico como p.e. en Barcelona (Caicedo, 1993; Barbat et al., 1996; Yépez, 1996; Pujades et al., 2000; Mena, 2002) y fue revisado y adoptado en el proyecto europeo SERGISAI (Cella et al., 1998) o en Mérida, Venezuela (Castillo (2005).

***Tabla 4.10:** Parámetros que contribuyen al índice de vulnerabilidad Iv de los edificios de hormigón armado (Benedetti y Petrini, 1984).*

I	Descripción del parámetro *i*	Valor K_i según categoría			W_i
		A	B	C	
1	Organización del sistema resistente	0	1	2	4.0
2	Calidad del sistema resistente	0	1	2	1.0
3	Resistencia convencional	-1	0	1	1.0
4	Posición del edificio y cimentación	0	1	2	1.0
5	Diafragmas horizontales	0	1	2	1.0
6	Configuración en planta	0	1	2	1.0
7	Configuración en elevación	0	1	3	2.0
8	Separación máxima entre muros	0	1	2	1.0
9	Tipo de cubierta	0	1	2	1.0
10	Elementos no estructurales	0	1	2	1.0
11	Estado de conservación	0	1	2	1.0

4.5.4 El Método del Índice de Vulnerabilidad (MIV).

Al igual que el Método Italiano, el MIV evalúa la vulnerabilidad de un edificio mediante un índice de vulnerabilidad, pero en este caso, dicho índice define la pertenencia de un determinado edificio a una clase específica de vulnerabilidad de la EMS-98 (Figura 4.5). Los valores de este índice son arbitrarios y representan, únicamente, puntuaciones que cuantifican o valoran el comportamiento sísmico del edificio. Este método, desarrollado en la Universidad de Génova por el profesor Lagomarsino y colaboradores, véase por ejemplo Giovinazzi (2005), fue adoptado por el proyecto Risk-UE para la simulación y análisis de escenarios sísmicos, y ha sido el método adaptado y aplicado en este trabajo de Tesis. Se trata de una metodología simplificada, resultado de la combinación del método del índice de vulnerabilidad y de la EMS-98 (de matrices de probabilidad de daño, basadas en las escalas de intensidad y tipologías de edificios o clases de vulnerabilidad). Además, es un método versátil, robusto y sencillo de aplicar, cuya principal ventaja reside en la facilidad para describir la vulnerabilidad de los edificios, con un gran nivel de detalle, y que permite captar, además de sus calidades estructurales, aquellas que se derivan de su geometría en planta, en altura y de su posición. El principal inconveniente reside en su calibración. La aplicación a zonas de sismicidad moderada o baja se fundamenta en funciones de daño calibradas en zonas de

alta frecuencia de catástrofes sísmicas (Lantada, 2007). En esta metodología, el Índice de Vulnerabilidad I_V (ó Vulnerability Index, V_I) varía de 0 a 1, siendo los valores más próximos a 0 los correspondientes a edificaciones menos vulnerables y los cercanos a la unidad los más vulnerables.

El manual técnico de Risk-UE propone índices de vulnerabilidad específicos para los edificios de su matriz de tipologías considerando, para cada tipo de edificio, hasta 4 índices con funciones de pertenencia χ definidas mediante los siguientes rangos: el más probable (χ=1), el posible o plausible (χ=0.6) y el menos probable (χ=0.2). Para cada tipo de edificio se dispone de una serie de valores para el índice de vulnerabilidad obtenidos a partir de las funciones de pertenencia (Figura 4.30 y Tabla 4.11):

- $\mathbf{I_v^*}$ es el valor más probable o característico del índice de vulnerabilidad;
- $\mathbf{[I_v^-\ ,\ I_v^+]}$ define el intervalo plausible del índice de vulnerabilidad (suelen ser los valores en los que la función de pertenencia toma el valor 0.6);
- $\mathbf{[I_v^{min}\ ,\ I_v^{máx}]}$ son los límites inferior y superior de los índices de vulnerabilidad que se consideran posibles, pero menos probables.

La Figura 4.32 muestra los valores que puede tomar el índice de vulnerabilidad para las diferentes clases de vulnerabilidad de la EMS-98 teniendo en cuenta las funciones de pertenencia (a cada clase de vulnerabilidad) anteriormente mencionadas.

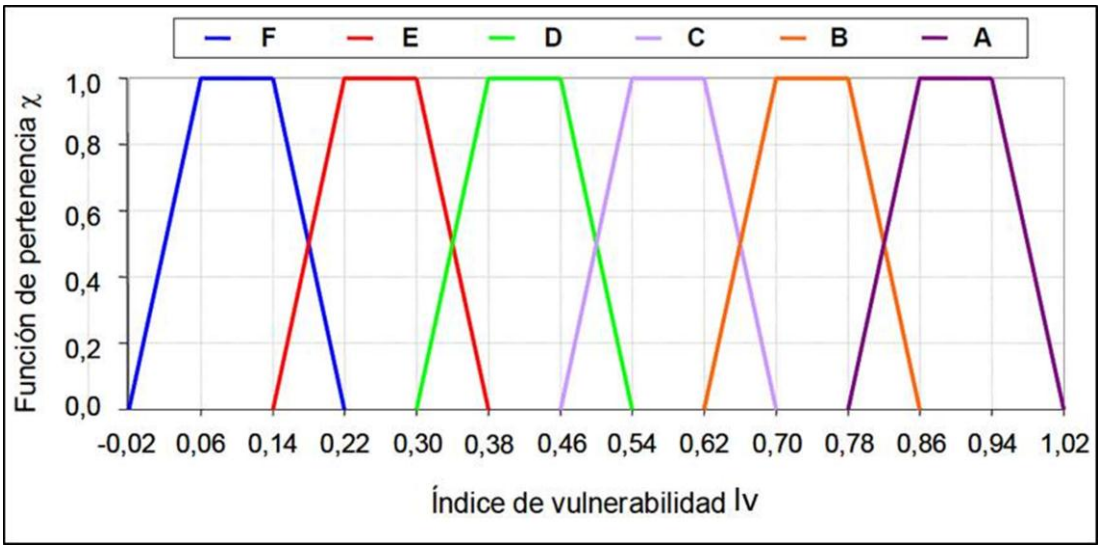


Figura 4.32: *Funciones de pertenencia de un edificio a las clases de vulnerabilidad de la EMS-98 y valores del índice de vulnerabilidad para dichas funciones de pertenencia.*

La matriz de clasificación de edificios (MTE), o *Building Typology Matrix* (BTM), trata de sintetizar las características constructivas de los edificios construidos en los países europeos participantes en el proyecto RISK-UE: Bulgaria, Grecia, Francia, Italia,

Antigua República Yugoslava de Macedonia (en inglés *former Yugoslav Republic of Macedonia* ó FYROM), Rumania y España, (Lungu et al., 2001). El objetivo de esta matriz (Tabla 4.11) es agrupar en una serie de tipologías constructivas los edificios con unas características estructurales y comportamiento similares.

Tabla 4.11: *Matriz de tipologías constructivas definidas por Milutinovic y Trendafiloski (2003) contempladas en el proyecto Risk-UE (2003)*

Tipo	Descripción	Índices de vulnerabilidad				
		I_v^{min}	I_v −	I_v *	I_v +	I_v^{max}
M1.1	Muros de carga con mampostería de piedra y cascotes (Rubble stone, fieldstone masonry bearing walls)	0.620	0.810	0.873	0.980	1.020
M1.2	Muros de carga con mampostería de piedra tallada *(Simple stone masonry bearing walls)*	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
M1.3	Muros de carga con mampostería de Sillería *(Massive stone masonry bearing walls*)	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
M2	Adobe *(Adobe)*	0.620	0.687	0.840	0.980	1.020
M3.1	Muros de carga de fábrica y forjados de madera *(Unreinforced masonry bearing walls wooden slabs)*	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
M3.2	Muros de carga: fábrica no reforzada con bóvedas de ladr. *(Unreinforced masonry bearing walls with masonry vault*)	0.460	0.650	0.776	0.953	1.020
M3.3	Muros de carga de mampostería no reforzada con forjados mixtos de acero y mampostería. *(Unreinforced masonry bearing walls with composite steel and masonry slabs)*	0.460	0.527	0.704	0.830	1.020
M3.4	Muros de carga de mampostería no reforzada con forjados de losas de hormigón armado. *(Unreinforced masonry bearing walls with reinforced concrete slabs)*	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
M4	Muros decarga de mampostería confinados o reforzados *(Reinforced or confined masonry bearing walls)*	0.140	0.330	0.451	0.633	0.70
M5	Edificios de mampostería totalmente reforzada *(Overall strengthened masonry buildings)*	0.300	0.490	0.694	0.953	1.020
RC1	Estructuras de Hormigón resistentes al momento *(Concrete Moment Frames)*	-0.020	0.047	0.442	0.800	1.020
RC2	Muros de cortante de hormigón *(Concrete shear walls)*	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
RC3.1	Estructuras de Hormigón con tabiquería regular *(C-frames with regular unreinforced masonry infill walls*)	-0.020	0.007	0.402	0.760	0.980
RC3.2	Estructuras de HA irregulares tabicadas *(Irregular C-frames with unreinforced masonry infill walls*)	0.060	0.127	0.522	0.880	1.020
RC4	Sistemas duales de muros y pórticos de hormigón armado *(RC Dual systems - RC frame and walls)*	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
RC5	Muros de Hormigón prefabricado *(Precast Concrete Tilt-Up Walls)*	0.140	0.207	0.384	0.510	0.70
RC6	Hormigón prefabricado con muros de contante de homigón *(Precast Concrete frames with concrete shear walls)*	0.300	0.367	0.544	0.670	0.860
S1	Estructuras metálicas resistentes a momento *(Steel Moment Frames)*	-0.020	0.467	0.363	0.640	0.860
S2	Estructuras metálicas *arriostradas (Steel braced Frames)*	-0.020	0.467	0.287	0.480	0.700
S3	Metálicas con muros de relleno de fábrica *(Steel frame with unreinforced masonry infill walls)*	0.140	0.330	0.484	0.640	0.860
S4	Metálicas con muros de cortante de HA *(Steel frame and cast-in-place shear walls)*	-0.020	0.047	0.224	0.350	0.540
S5	Sistemas compuestos de Acero y H.A *(Steel and RC composite system)*	-0.020	0.257	0.402	0.720	1.020
W	Estructuras de madera *(Wood structures)*	0.140	0.207	0.447	0.640	0.860

En el caso de que no se disponga de suficiente información para identificar directamente la tipología de un edificio dentro de las tipificadas en esta Tabla, se pueden definir categorías más generales, siempre que dentro de éstas se conozca la distribución de cada tipología, basándose en la experiencia y el conocimiento del sistema constructivo de la zona estudiada. Es decir, se trata de asignar una vulnerabilidad tras la comparación de la tipología a analizar con las estándar de la MTE. En ese caso, para cada categoría Ci, los valores del índice de vulnerabilidad se evalúan según la expresión (4-4), conociendo el porcentaje pt de edificios de cada tipología t de la MTE que se consideran incluidos en la categoría analizada.

$$I^*_{V-Ci} = \sum_{t=1} p_t \ . I^*_{V-t^i} \tag{4-4}$$

Una vez definida la MTE se pueden desarrollar modelos de estimación de daño y pérdidas para cada tipología. La clasificación de dichas tipologías se realizó en base a una serie de parámetros del edificio que intervienen en el grado de daño y pérdidas (Lantada, 2007): características relacionadas con el diseño (que afectan a la respuesta del edificio), nivel de código sísmico, sistema estructural (materiales y estructura), altura del edificio y elementos no estructurales que afectan al daño.

La MTE del proyecto Risk-UE, define 23 clases de edificios (10 de mampostería, 7 de hormigón armado, 5 de estructura metálica y 1 de estructura de madera), agrupadas en función de su tipología estructural y materiales de construcción.

Milutinovic y Trendafiloski (2003) proporcionan una serie de directrices para la modificación de los índices de vulnerabilidad de cada edificio mediante la suma de valores de penalización o de mejora, basados en las propuestas ATC-21 y la *National Group for Defense from Earthquake* (GNDT) atendiendo, tanto a la calidad y cantidad de la información disponible, como a las características específicas de los edificios analizados. Teniendo en cuenta todo lo anterior, el índice de vulnerabilidad característico de cada edificio en particular, $V_{I-edificio}$, se evalúa según la siguiente ecuación:

$$\overline{I}_{V-edificio} = I^*_{V-clase} + \Delta M_R + \sum_{j=1}^{n} Mc_j \tag{4-5}$$

donde se modifica el índice de vulnerabilidad básico de la clase a la que pertenece el edificio ($I^*_{V-clase}$, cuyos valores se representan en la Tabla 4.11) sumando un ***modificador regional,*** ΔM_R, y una serie de ***modificadores por comportamiento*** Mc_j.

Mediante el ***MODIFICADOR REGIONAL*** **(ΔM_R)** se adaptan los índices de cada clase de edificio a las características propias de los edificios de la zona de estudio, pudiendo ser fijado mediante criterio de expertos.

El ***MODIFICADOR POR COMPORTAMIENTO*** (***Mc,*** ecuación 4-5) es la suma de modificadores parciales M_{cj}, relacionados con el comportamiento del edificio ante una sacudida sísmica, que pueden ser diferentes para cada tipología; estos modificadores permiten tener en cuenta factores tan interesantes como la ubicación del edificio en aislado, manzana o agregado, o el nivel de diseño sismorresistente del mismo. Todos estos factores se muestran en las Tablas 4.12 y 4.13 así como los modificadores por comportamiento asociados a los mismos sugeridos, tanto para edificios de mampostería no reforzada como para edificios de hormigón armado.

Tabla 4.12: *Modificadores de comportamiento del índice de vulnerabilidad Iv, para edificios de mampostería no reforzada (Milutinovic y Trendafiloski, 2003)*

Factores de comportamiento	Parámetros	Valores de Mc
Estado de conservación	Buen mantenimiento	-0.04
	Mal mantenimiento	+0.04
Altura o número de plantas	Bajo (1 o 2)	-0.02
	Medio (3, 4 o 5)	+0.02
	Alto (6 o más)	+0.06
Sistema estructural	Grosor de los muros	-0.04, +0.04
	Distancia entre muros	
	Atado de muros: tirantes, abrazaderas...	
	Conexión forjado-muros	
Piso blando (Soft-story)	Planta diáfana / cambio rigidez	+0.04
Irregularidad en planta	...	+0.04
Irregularidad vertical	...	+0.02
Plantas superpuestas	añadidos	+0.04
Cubierta	Peso y empuje de la cubierta	+0.04
	Conexiones con la cubierta	
Intervenciones	reparaciones	-0.08 , +0.08
Elementos antisísmicos	Barbacanas, arbotantes, contrafuertes	
Edificio en agregado: posición en planta	Intermedio	-0.04
	Esquina	+0.04
	Terminal	+0.06
Edificio en agregado: posición en elevación	Plantas escalonadas	+0.02
	Edificios adyacentes de diferente altura	-0.04 , +0.04
Longitud de fachada	L (m)	
Cimientos	Cimientos a diferentes niveles	+0.04
Morfología del terreno	Pendiente	+0.02
	Precipicio o acantilado	+0.04

Tabla **4.13.** *Modificadores de comportamiento del índice de vulnerabilidad Iv, para edificios de hormigón armado (Milutinovic y Trendafiloski, 2003).*

FACTORES DE COMPORTAMIENTO		Puntuaciones MCj según nivel de diseño		
		Sismorresistente		
		Código de nivel bajo (Pre or Low Code)	Código de nivel medio (Medium Code)	Código de nivel alto (High Code)
Nivel de Código		+0.16	0	-0.16
Mantenimiento deficiente		+0.04	+0.02	0
Altura o número de plantas	Bajo (1 o 2)	-0.04	-0.04	-0.04
	Medio (3, 4 o 5)	0	0	0
	Alto (6 o más)	+0.08	+0.06	+0.04
Irregularidad en planta	Forma	+0.04	+0.02	0
	Torsión	+0.02	+0.01	0
Irregularidad Vertical		+0.04	+0.02	0
Columna corta		+0.02	+0.01	0
Ventanas en arco (bow Windows)		+0.04	+0.02	0
Edificios en agregado (con juntas asísmicas insuficientes)		+0.04	0	0
Cimientos	Zunchos	-0.04	0	0
	Zapatas corridas	0	0	0
	Zapatas aisladas	+0.04	0	0
Morfología del terreno	Pendiente	+0.02	+0.02	+0.02
	Precipicio o acantilado	+0.04	+0.04	+0.04

El método del índice de vulnerabilidad también estima el daño definiendo funciones de vulnerabilidad semi-empíricas (Fig. 4.32) que correlacionan el grado de daño medio μ_D, la intensidad macrosísmica I y el índice de vulnerabilidad I_V mediante la ecuación (4.6). Esta ecuación fue propuesta por Sandi y Floricel (1995) y usada por Giovinazzi y Lagomarsino (2002) para la evaluación estadística de daños a edificios ordinarios. Estas funciones se han determinado de forma que ajustan las relaciones entre los índices de vulnerabilidad de la Tabla 4.12 y los correspondientes grados de daño medio μ_D de la Figuras 4.33 y 4.34.

$$\mu_D = 2.5\left[1 + \tanh\left(\frac{I + 6.25\bar{I}_v - 13.1}{2.3}\right)\right] \quad (4\text{-}6)$$

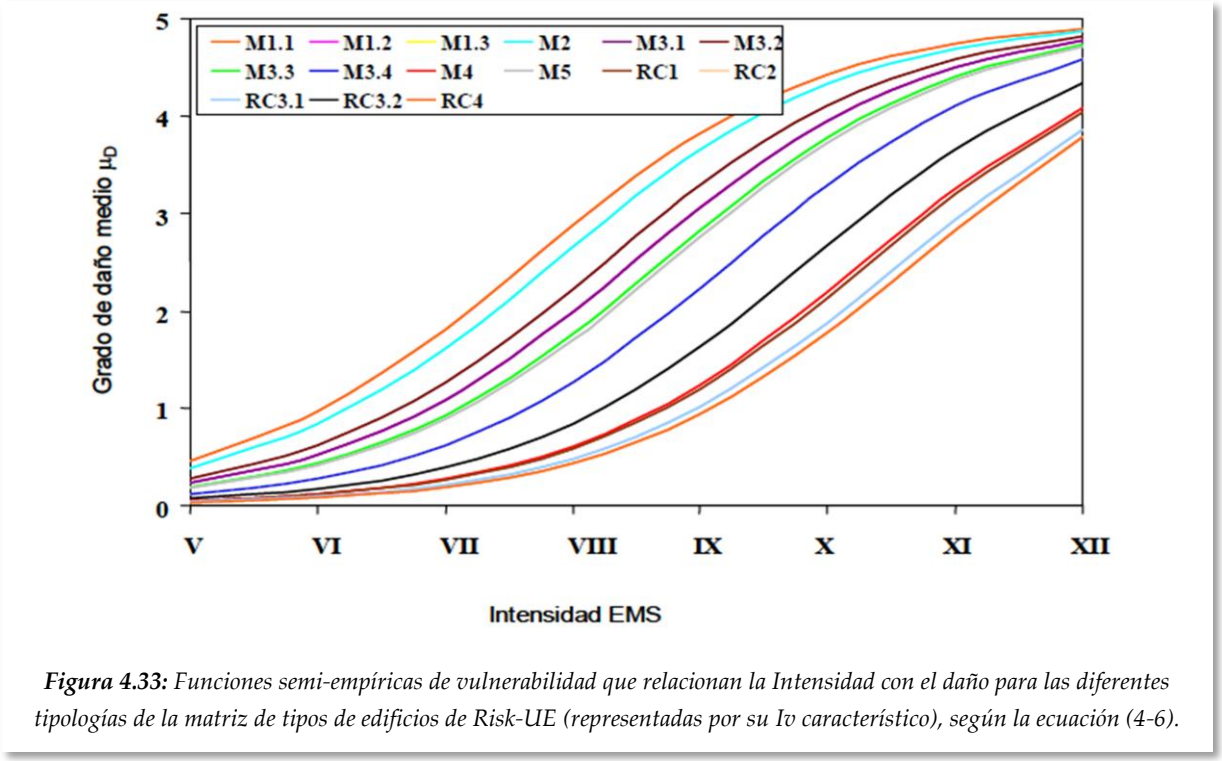


Figura 4.33: *Funciones semi-empíricas de vulnerabilidad que relacionan la Intensidad con el daño para las diferentes tipologías de la matriz de tipos de edificios de Risk-UE (representadas por su Iv característico), según la ecuación (4-6).*

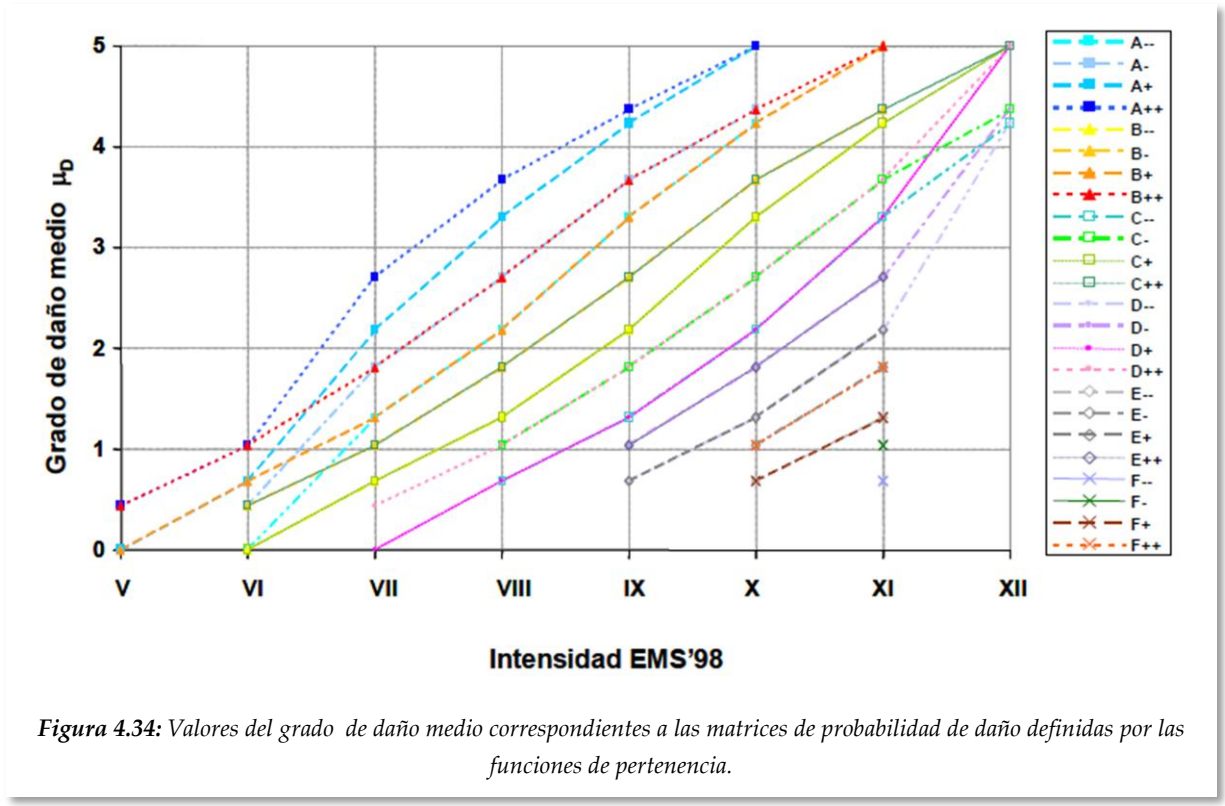


Figura 4.34: *Valores del grado de daño medio correspondientes a las matrices de probabilidad de daño definidas por las funciones de pertenencia.*

Capítulo 5:Aplicación del Método del Índice de Vulnerabilidad a la ciudad de Granada

Escenarios de Daños Sísmicos en Granada
Mercedes Feriche Fernández-Castanys

Capítulo 5: Aplicación del Método del Índice de Vulnerabilidad a la ciudad de Granada

5.1 Evolución de la construcción en Granada

Para aplicar el método del Índice de Vulnerabilidad a la ciudad de Granada, es necesario estudiar las tipologías existentes en la ciudad, asociándolas a períodos constructivos concretos y, a su vez, a las descripciones propuestas por Milutinovic y Trendafiloski (2003) de la Tabla 4.11.

La ciudad de Granada posee un parque inmobiliario muy heterogéneo en el que se pueden encontrar, desde edificios antiguos y/o patrimoniales elaborados con técnicas constructivas antiguas fácilmente visibles en el casco histórico de la ciudad, hasta edificaciones modernas elaboradas con sofisticadas técnicas constructivas vanguardistas en las zonas de desarrollo de la ciudad. En la figura 5.1 (Valverde, 2010) se pueden distinguir las distintas zonas correspondientes de crecimiento de la ciudad de Granada, todas ellas relacionadas con la evolución de los materiales de construcción y de las tipologías constructivas en la ciudad, y distinguir los diferentes períodos constructivos o épocas arquitectónicas correspondientes a cada una de estas zonas.

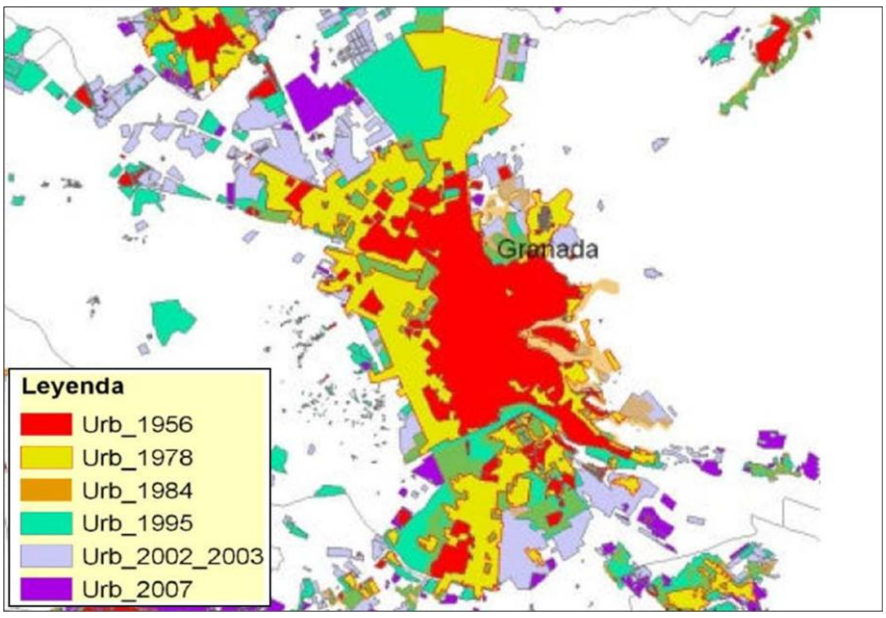


Figura 5.1: *Mapa de crecimiento urbano en Granada y Área Metropolitana período 1956-2007 (Valverde, 2010)*

Las tipologías de construcción en Andalucía han ido evolucionando en el tiempo en función de los materiales empleados, cuyo uso estaba condicionado en gran medida por los materiales existentes en cada zona en cuestión.

La tipología más antigua, utilizada como vivienda, que aún se conserva en la ciudad está realizada con materiales autóctonos, como la del ***tapial***, muy empleado en la época medieval. Estas construcciones son fáciles de reconocer por los agujeros o *mechinales* dejados por las agujas que perforaban el muro y sujetaban los tableros de confinamiento durante su construcción, salvo en las que han quedado ocultos por un revestimiento de cal, normalmente pintado imitando sillares (Torres Balbás, 1985). Por esta razón, en el barrio del Albaicín nos encontramos con una ciudad de tierra enmascarada, donde sólo los muros de la Alhambra o las murallas árabes de la ciudad nos enseñan el material, ya que las casas árabes, las moriscas y gran parte de las construcciones cristianas que fueron construidas con esta técnica (muros de carga de tapial con forjados y cubiertas de madera: figura 5.2), posteriormente se revistieron con cal (Fuentes, 2010). Esta técnica fue evolucionando con el tiempo y, probablemente con el azote de los terremotos, dio lugar a estructuras murarías más resistentes a base de machones de fábrica de ladrillo (encargados de repartir las cargas) rellenos de tapial (figura 5.2).



Figura 5.2: *Edificaciones de tapial en el Albaicín, empleando diferentes técnicas (Fuentes, 2010)*

El desarrollo de nuevas técnicas de construcción, va dejando a un lado la técnica del tapial y generaliza el uso del ***ladrillo*** y la ***piedra*** para elaborar muros más resistentes y de menores dimensiones. Esta tipología, caracterizada por ***muros de carga de fábrica de***

ladrillo o de piedra, utilizaba forjados de madera que podían ir desde los más sofisticados artesonados hasta los simples forjados de rollizos y tablazón o los de tabique y revoltón, con viguetas de madera y bóvedas de ladrillo, más frecuentes en las edificaciones residenciales (figura 5.3).



Figura 5.3: *Ejemplos de muros de fábrica en el Albaicín (arriba, a y b). Detalles y gráficos correspondientes de los dos tipos de dos forjados utilizados: c) viguetas de madera con revoltones de ladrillo cerámico; d) rollizos de madera y tablazón.*

Esta tipología constructiva ha estado generalizada hasta principios del siglo XX. Es en esta época cuando se asienta el concepto de ***Hormigón Armado*** (HA) en el mundo de la construcción, asociado a la evolución del arco al pórtico y, entendiéndose por HA la combinación de cemento artificial (tipo Portland), árido y agua con una armadura metálica. Dicha armadura debe ser corrugada para garantizar la unión perfecta entre ambos materiales pues, mientras que el hormigón es resistente a los esfuerzos de compresión, la armadura metálica es resistente a los esfuerzos de tracción, lo que hace del HA un material muy bueno para la elaboración de elementos estructurales, siempre y

cuando estén bien diseñados, bien ejecutados y se garantice la calidad de los materiales empleados.

El concepto de Hormigón armado está íntimamente asociado al concepto de pórtico de viga y pilares como resultado de la evolución del arco de ladrillo, permitiendo realizar edificios más ligeros y altos.

Poco a poco el HA va sustituyendo a los muros de carga en edificios administrativos y, no es hasta los años 30 aproximadamente, cuando se comienza a utilizar en edificios de uso residencial. Esto da lugar a la aparición de ciertas tipologías "de transición" reacias a dejar de lado el uso de muros de carga, como la de muros de carga de fábrica de ladrillo con forjados de viguetas metálicas con "revoltón" de ladrillo cerámico y capa de compresión de hormigón pobre y cuyo ejemplo lo tenemos en el antiguo Barrio de Santa Adela (años 40); o la que combina el uso de pórticos de fundición ó de hormigón de armado ligero con muros de carga perimetrales de fábrica de ladrillo y forjados de viguetas metálicas con "revoltones" de ladrillo cerámico y capa de compresión de hormigón pobre, empleados en edificios de Gran Vía y Calvo Sotelo, principalmente (figura 5.4), o del tipo de muros de carga de fábrica de ladrillo con forjados de HA (figura 5.5).

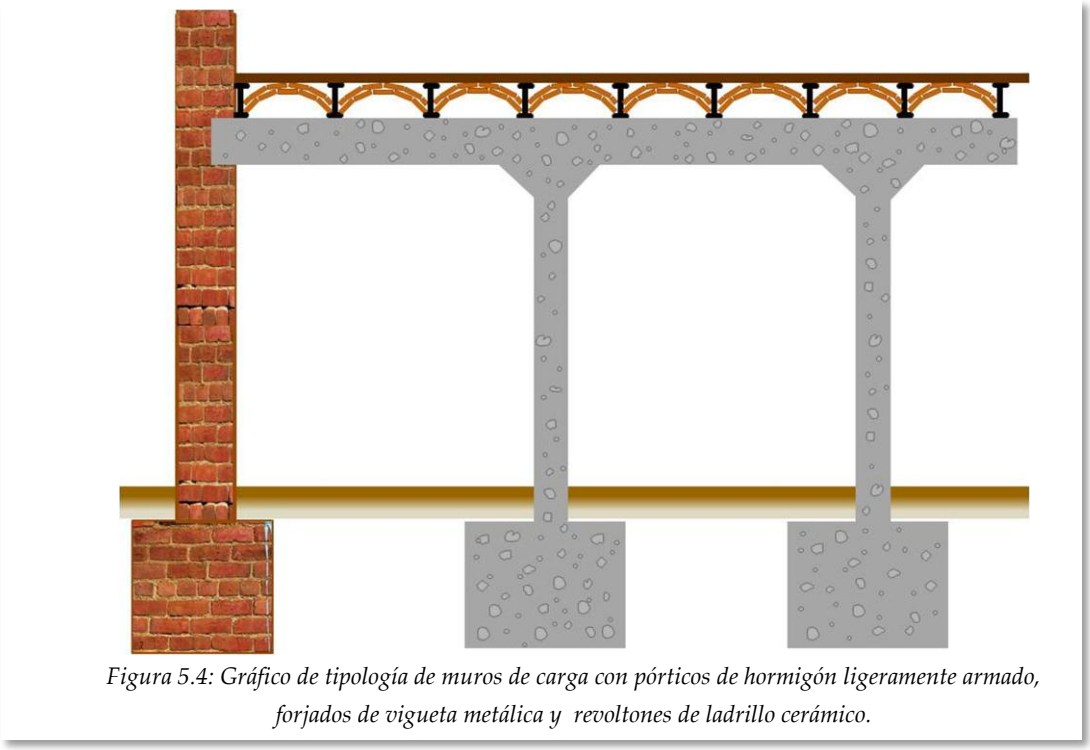


Figura 5.4: Gráfico de tipología de muros de carga con pórticos de hormigón ligeramente armado, forjados de vigueta metálica y revoltones de ladrillo cerámico.

Estas tipologías "de transición" se emplean hasta los años 50-60, época en la que se generaliza el uso de estructuras de HA para edificios de uso residencial y que coincide

con la aparición de la primera norma de construcción sismorresistente española (MV-101 1962), de aplicación a edificaciones de normal importancia en Granada. Las construcciones realizadas durante la década de los 60 solían ser esbeltas (6-12 plantas), regulares en planta y con distribuciones simétricas que aprovechan los ejes de los pórticos de vigas de gran canto (descolgadas y semidescolgadas) en los que se usa mucho hormigón y poco acero para armarlos (barriadas del Camino de Ronda, Zaidín, Chana, Cartuja, entonces zonas de expansión de la ciudad - Fig. 5.1 y 5.14).

En este período también se utiliza el muro de fábrica de ladrillo (figura 5.5) y, esporádicamente, de bloque de hormigón (armado y confinado) como elemento estructural con forjados de hormigón armado, como es el caso de Casería de Montijo, para cuya edificación se construyó una fábrica específica que elaboraba los bloques enriquecidos con resina para dicha barriada (años 70). Desde el año 1970 ya estaba en vigor la segunda norma de construcción sismorresistente española (PGS-1 1968), también aplicada a las edificaciones de normal importancia en Granada), pero su vigencia dura poco, pues en 1974 se edita la PDS-1, de obligado cumplimiento en Granada para todas las edificaciones de HA y metálicas construidas a partir de 1977 y que prohíbe la construcción de estructuras de fábrica y de mampostería (SISMOSAN, 2007).

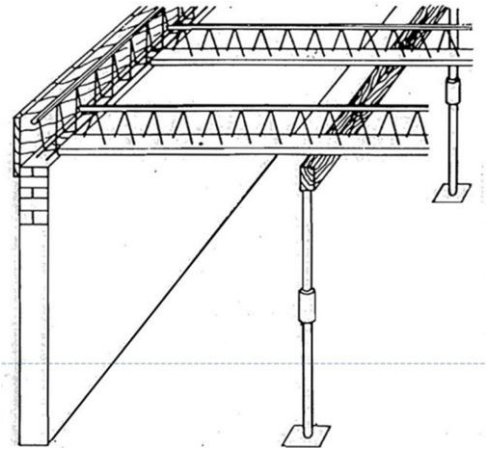


Figura 5.5: *Gráfico de tipología de muros de carga de fábrica de ladrillo con forjados de hormigón armado.*

Durante la década de los 70 se desarrollan, paralelamente, tanto las Cooperativas dedicadas a la fabricación de estructuras metálicas (lo que se ve reflejado en un número importante de edificios de esta década, de hasta 6-7 plantas), como el empleo de un hormigón armado más flexible (menos hormigón y más acero que el anterior) con estructuras esbeltas constituidas a base de pórticos con pilares esbeltos (que disminuyen su sección varios centímetros cada dos plantas) y vigas planas embutidas en los forjados o losas reticulares reforzadas en las zonas de encuentro con los pilares también llamadas capiteles (Figura 5.6). En este tipo de construcción domina la asimetría en planta y altura

y se extiende, principalmente, por los barrios de Vergeles, Ronda-Arabial y Chana. A partir de los 90 se empiezan a introducir muros de hormigón armado en edificios institucionales y, además, se publica la NCSE-94 que estaría en vigor desde el año 1997 hasta el 2004, que es cuando sería sustituida por la NCSE-02 (actualmente en vigor).



Figura 5.6: *Gráfico de tipología estructura de hormigón armado con forjado reticular (Drcha). Fotografía de una estructura de hormigón armado con forjado de vigas planas (Izq.).*

En la década de los 90 tiene lugar un cambio importante en relación con las estructuras de muros de carga: se generalizan los ***proyectos de rehabilitación*** de edificios del casco antiguo de la ciudad. Estas rehabilitaciones introducen una nueva estructura metálica añadida a los muros de carga y forjados de madera existentes en aquellos casos en los que sea necesario, pues la mayoría de los muros de fábrica de los edificios del casco antiguo de la ciudad se encuentran en buenas condiciones; en estos casos basta con poner barras tensoras a nivel de cubierta si no dispone de ellas y se mantienen vigas, viguetas y tablazón (salvo cuando los forjados están en mal estado); se abren rozas para recibir una capa de 10cm de hormigón armado con mallazo, que se coloca sobre la tablazón y se une con varillas a viguetas y tablazón cada medio metro haciendo de todos estos elementos un buen diafragma, tal y como se muestra en la figura 5.7 (Plan Urban y Programa Elvira-Gomérez del Servicio de Rehabilitación de la Gerencia de Urbanismo de Granada).

En determinados casos, se llevan a cabo reconstrucciones parciales o completas de estos edificios, en cuyo caso se han utilizado indistintamente estructuras de HA, metálicas (Fig. 5.8), mixtas, etc. en las que, casi siempre, se conservan algunos muros y crujías debidamente reparados o con sustitución de las piezas o fragmentos más deteriorados. Estas actuaciones no conllevan la aplicación literal de las distintas normas de construcción sismorresistente, ya que sería muy complicado y en algunos casos hasta imposible, principalmente por los diferentes tipos de soluciones estructurales adoptadas.



Figura 5.7: *Refuerzo de forjados de madera (izq.) y rehabilitación de edificio de muros de fábrica y forjados de madera. Archivo fotográfico Programa Elvira-Gomérez (Gerencia de Urbanismo de Granada).*



Figura 5.8: *Reconstrucción de edificio en C/ Horno de la Merced cutilizando estructura metálica. En este caso se ha conservado una de las fachadas (Drcha). Archivo fotográfico Programa Elvira-Gomérez (Gerencia de Urbanismo).*

Según el proyecto SISMOSAN (2007), en Andalucía los edificios anteriores a 1900 presentan estado ruinoso en su mayoría, salvo en ciudades patrimoniales como Granada, donde el 48% están bien y el resto es de clase A. El 97.5% de los edificios construidos en la década de los 80 está en buen estado y, para los edificios construidos a partir de 1990 no existe el estado ruinoso.

5.2 Aplicación del método del Índice de vulnerabilidad a la ciudad de Granada

Debido a la complejidad que la diversidad inmobiliaria de Granada aporta a este estudio, se ha realizado una clasificación de las tipologías constructivas, acotándolas en el tiempo y por el número de plantas sobre rasante, que se ha dejado plasmada en la Matriz de Tipologías de la Edificación o MTE (Tabla 5.1).

Tabla 5.1: *Matriz de Tipologías de Edificios (MTE) para Granada*

CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES DE USO RESIDENCIAL DE GRANADA (MTE)			
Época	**Nº plantas**	**% Edificios**	**Tipología constructiva**
Hasta 1925	Todas	75	Mampostería ó fábrica de ladrillo y forjados de madera. Pueden llevar sillería en zócalo o planta baja.
		25	Estructura de madera y/o tapial (con/sin machones de ladrillo)
1926-1945	≤5	40	Tapial y/o mampostería ó fábrica de ladrillol y forjados de madera.
		40	Fábrica de ladrillo y forjados de fundición.
	> 5	20	Muros perimetrales de fábrica de ladrillo con pórticos de fundición o de hormigón pobre. Forjados, bien de viguetas de fundición y bovedillas de ladrillo cerámico, bien de madera.
1946-1960	todas	100	Fábrica de ladrillo y forjados de hormigón armado (HA).
1961-1977	≤ 5	10	Fábrica confinada de bloques de hormigón y forjado de HA
		90	Pórticos de Hormigón armado con vigas descolgadas y semidescolgadas
	>5	100	Pórticos de Hormigón armado con vigas descolgadas y semidescolgadas
1977-1996	≤ 5	100	Forjado reticular.
	> 5	60	Pórticos de Hormigón armado con vigas planas
		40	Pórticos de Hormigón armado con vigas semidescolgadas
1997-2004	≤ 5	50	Pórticos de Hormigón armado con vigas planas
		50	Forjado reticular.
	> 5	50	Pórticos de Hormigón armado con vigas planas
		25	Forjado reticular.
		25	Estructura metálica
>2004	≤ 5	100	Estructuras mixtas*
	>5	50	Pórticos de Hormigón armado con vigas planas
		30	Forjado reticular
		20	Estructura metálica

(*) Fábrica, hormigón armado, acero, empresillados y encamisados metálicos....En ocasiones se conservan algunos muros de carga y/ó fachadas junto con la 1ª crujía.

La MTE ha sido el punto de partida para evaluar la vulnerabilidad del parque inmobiliario de la ciudad mediante el método del Índice de Vulnerabilidad y va a servir

de entrada a la Matriz de Tipologías Constructivas definidas por Milutinovic y Trendafiloski (2003) (Tabla 4.11).

Se ha evaluado la vulnerabilidad de los ***edificios residenciales***, dejando para trabajos posteriores las construcciones de ***especial importancia*** (NCSE-02), es decir, aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos (hospitales, instalaciones básicas de comunicaciones, radio, televisión, telefonía, centros de organización y coordinación emergencias, cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria y de ambulancias, instalaciones básicas de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas, las construcciones catalogadas como monumentos históricos o artísticos, las construcciones destinadas a espectáculos públicos y grandes superficies comerciales en las que se prevea una ocupación masiva de personas).

A la hora de establecer los períodos constructivos se han tenido en cuenta en primer lugar los períodos de vigencia de las diferentes normas sismorresistentes, porque es la que más relevancia tiene para este trabajo y, en segundo lugar, porque es tal el número y períodos de vigencia de las diferentes normativas, que no sería posible encontrar otra forma común de organizarlos. No obstante, y con el fin de conseguir un enfoque lo más realista posible para este trabajo, no se han tenido en cuenta los años de publicación de las diferentes normativas, sino los períodos de aplicación obligatoria de las mismas. A continuación se hace una breve reseña de dichos períodos y características de las normativas (SISMOSAN, 2007):

- **MV-101 1962:**
  - Mapa de peligrosidad sísmica: determinista, donde la sismicidad histórica tiene gran peso y que se podría considerar como la suma de $I_{máximas}$ observadas.
  - Ámbito de aplicación: $I_{(MM)}$>VI (>0,03g) en el mapa de peligrosidad sísmica para edificios de normal importancia. Casi toda la provincia de Granada estaba dentro del ámbito de aplicación.
  - Período de vigencia: 1964-1969

- **PGS-1 1968:**
  - Mapa de peligrosidad sísmica: se definen tres zonas básicas, denominadas de sismicidad Baja (I_{MSK}< VI), Media (I_{MSK} entre VI y VIII), y Acusada (I_{MSK}> VIII). Se incorpora una amplia zona del pirineo aragonés como de sismicidad acusada, y casi toda Andalucía, Baleares y Canarias como zona de sismicidad media.
  - Ámbito de aplicación: I_{MSK}> VI (>0,04g) en construcciones de normal importancia.

- Período de vigencia: 1970-1976.
- Prescripciones constructivas: en zonas de sismicidad media-acusada se prohíben tapial/adobe; se obliga a que las estructuras de fábrica (FL) tengan encadenados de hormigón (4Ø10).

- **PDS-1 1974:**
  - Mapa de peligrosidad sísmica: casi el mismo que el de 1968, salvo que las zonas sísmicas se llaman primera, segunda y tercera, para sismicidad baja, media y alta.
  - Ámbito aplicación: para FL I_{MSK}>VI (>0,04g), HA y metálicas I_{MSK}>VIII (>0,15g).
  - Período de vigencia: 1977-1996.
  - Prescripciones constructivas: las FL se reforzarán en I_{MSK}>VII (0.08g) y se proscriben en I_{MSK}>VIII.

- **NCSE-94:**
  - Mapa de peligrosidad sísmica: basado en métodos probabilistas. Se presenta por primera vez en valores de aceleración. Se introduce el coeficiente K que mide la contribución de los terremotos que ocurren en la zona de Cabo San Vicente. La peligrosidad de Granada se reduce de 0,30g a 0,24g (en roca).
  - Ámbito aplicación: En áreas de a_b >0,06g
  - Período de vigencia: 1997 - 2004
  - Prescripciones: Básicas en cuanto a diseño, con recomendaciones sobre simetrías, distribución de plantas, etc. En cuanto al cálculo, modal espectral con método simplificado equivalente para edificios más habituales. Aporta detalles constructivos generales. Se proscriben estructuras de mampostería para a > 0.08g.

- **NCSE-02:**
  - Mapa de peligrosidad sísmica: está basado en estudios probabilistas y es ligeramente diferente al de la NCSE-94. Se presenta en valores de aceleración. Se introduce el coeficiente de suelo "S". La peligrosidad de Granada es de 0,23g (en roca).
  - Ámbito aplicación: a_b ≥0,08g para estructuras a base de pórticos de hormigón, actualmente dominantes en el panorama constructivo español, y a_b ≥0,04g para edificaciones de fábrica.
  - Período de vigencia: desde 2004
  - Prescripciones: la principal novedad de la norma es la aportación extensa de información constructiva y de diseño conceptual de proyecto. Se aportan soluciones concretas para conseguir acoplamientos efectivos entre nudos y detalles con grados variables de ductilidad. La mampostería ordinaria de piedra está proscrita en todo el ámbito de aplicación de la norma.

5.2.1 Clasificación de las tipologías constructivas en función de la vulnerabilidad sísmica

Una vez realizada la MTE se ha buscado la relación entre cada una de las tipologías constructivas con las distintas clases definidas por Milutinovic y Trendafiloski (2003) en el manual técnico de Risk-UE (tabla 4.11), para quienes los valores de este índice son arbitrarios y representan sólo puntuaciones que cuantifican el comportamiento sísmico del edificio.

Tabla 5.2: *Tipologías constructivas de la MTE del proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski,2003) identificadas en Granada. Y los índices de vulnerabilidad (VI) asociados: VI* es el valor más probable,[VI- y VI+] definen el intervalo plausible y [VImin y VImax] son los límites inferior y superior.*

Tipo	Descripción	Índices de vulnerabilidad representativos				
		V_I min	V_I −	V_I *	V_I +	V_I max
M1.1	Muros de carga con mampostería de piedra y cascotes (*Rubble stone, fieldstone masonry bearing walls)*	0.620	0.810	0.873	0.980	1.020
M2	Adobe (*Adobe*)	0.620	0.687	0.840	0.980	1.020
M3.1	Muros de carga de fábrica y forjados de madera (*Unreinforced masonry bearing walls wooden slabs*)	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
M3.3	Muros de carga de mampostería no reforzada con forjados mixtos de acero y cerámicos. (*Unreinforced masonry bearing walls with composite steel and masonry slabs*)	0.460	0.527	0.704	0.830	1.020
M3.4	Muros de carga de mampostería no reforzada con forjados de losas de hormigón armado. (*Unreinforced masonry bearing walls with reinforced concrete slabs)*	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
M4	Muros decarga de mampostería confinados o reforzados (Reinforced or confined masonry bearing walls)	0.140	0.330	0.451	0.633	0.70
M5	Edificios de mampostería totalmente reforzada (Overall strengthened masonry buildings)	0.300	0.490	0.694	0.953	1.020
RC1	Estructuras de Hormigón resistentes al momento (*Concrete –C-Moment Frames*)	-0.020	0.047	0.442	0.800	1.020
RC3.1	Estructuras de Hormigón con tabiquería regular (*C-frames with regular unreinforced masonry infill walls*)	-0.020	0.007	0.402	0.760	0.980
RC3.2	Estructuras de HA irregulares tabicadas (*Irregular C-frames with unreinforced masonry infill walls*)	0.060	0.127	0.522	0.880	1.020
RC4	Sistemas duales de muros y pórticos de hormigón armado (RC Dual systems - RC frame and walls)	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
S2	Estructuras metálicas arriostradas (*Steel braced Frames*)	-0.020	0.467	0.287	0.480	0.700
S3	Metálicas con muros de relleno de fábrica (*Steel frame with unreinforced masonry infill walls*)	0.140	0.330	0.484	0.640	0.860
S5	Sistemas compuestos de Acero y H.A (Steel and RC composite system)	-0.020	0.257	0.402	0.720	1.020
W	Estructuras de madera *(Wood structures)*	0.140	0.207	0.447	0.640	0.860

Según este criterio, la vulnerabilidad de los edificios oscila entre 0 y 1, siendo los valores cercanos a 1 los correspondientes a los edificios más vulnerables y los cercanos a

0 a los menos vulnerables. Las tipologías de la MTE que se han podido identificar se muestran en la tabla 5.2 y su descripción puede consultarse en el Anexo II.

5.2.2 Elaboración del Sistema de Información Geográfica (SIG)

La elaboración de escenarios de daños sísmicos requiere un sistema de información geográfica (SIG) que tenga como base la cartografía catastral de la ciudad. Este tipo de programas (SIG) son capaces de gestionar grandes cantidades de información en forma de bases de datos georreferenciadas y representar gráficamente los resultados o diferentes aspectos de la información almacenada (Proyecto Medacthu, 2007). Para la elaboración de este trabajo se ha empleado el software de @ESRI conocido por *ArcGis*, pero se podía haber utilizado cualquier otro software de características similares, como el *GvSig*.

Una vez identificadas las tipologías en la tabla 5.2, es necesario representarlas en un mapa o plano, para lo que se ha utilizado la cartografía catastral descargada de la Sede Electrónica del Catastro (http://www.sedecatastro.gob.es/). Esta cartografía, está constituida por un conjunto de capas y de tablas en formato shapefile @ESRI (es el que distribuye la Dirección General del Catastro -DGC-) y está compuesto por diferentes tipos de ficheros, (http://www.catastro.meh.es/ayuda/manual_descriptivo_shapefile.pdf):

- **El fichero .shp** almacena la información geométrica de los objetos. Puede contener puntos, líneas o polígonos y cada vértice lleva implícitas sus coordenadas en un sistema de referencia concreto, que se establece en el fichero .prj.
- **El fichero .shx** contiene los índices de los elementos geométricos del fichero .shp.
- **El fichero .dbf** es una tabla de datos estructurados en formato dBase3 en la que se registran los atributos asociados a cada elemento geométrico del archivo .shp.
- **El fichero .prj** es un archivo de texto (ASCII, se puede consultar con un editor de texto) que almacena información sobre el sistema de referencia en que están las coordenadas del fichero .shp. Mediante este archivo podemos situar cada elemento en su posición sobre el terreno.

El parcelario catastral urbano se representa mediante 3 tablas: MASA (Agrupaciones de parcelas en manzanas de urbana), PARCELA (Parcelas catastrales), y CONSTRU (Subparcelas urbanas que representan los volúmenes edificados dentro de una parcela). El resto de tablas son auxiliares o contienen otros elementos cartográficos, como: mobiliario urbano, límites administrativos, rótulos con los nombres de las calles, etc. Mediante el programa ArcGis de ESRI y, a partir de las tablas PARCELA y CONSTRU, se ha elaborado una tabla de trabajo bajo el nombre de EDIFICIOS en la que

poder trabajar con los datos que nos interesan de cada una de estas tablas, principalmente los campos de "Año de construcción" (asociado a PARCELA) y "Nº de alturas sobre rasante" (asociado a CONSTRU). Este último campo es el resultado de la conversión del campo "Constru" (Atributos de las construcciones) de tipo texto a tipo numérico, seleccionando los volúmenes sobre rasante (representados por un número romano precedido del signo +) con la herramienta "Selección por atributos" y asignándoles un valor numérico con la herramienta "Calculadora" (ambas de ArcGis) en el nuevo campo "Alturas" (Nº de alturas sobre rasante). A continuación, utilizando el campo "referencia" (va a ser el campo común entre las dos tablas), se han seleccionado los valores máximos de altura para cada parcela mediante la operación "sumarize", que crea una nueva tabla con dichos valores. Esta nueva tabla es la que se va a anexar a PARCELA mediante la operación "join" utilizando el campo común "referencia" de parcela. El resultado de todas estas operaciones está en la nueva tabla EDIFICIOS (fig. 5.9), en la que se van creando los campos necesarios para el desarrollo de este trabajo y que se describen más adelante. De las 20192 parcelas que aparecen registradas en la base de datos del Catastro, 18426 están edificadas, es decir, que tienen información acerca del año de construcción y número de plantas construidas sobre rasante (tabla 5.3) y suponen un 91.2% del total.

Attributes of EDIFICIOS

FID	Shape *	MAPA	DELEGACIO	MUNICIPIO	MASA	PARCELA	HOJA	TIPO	COORX	COORY	VIA	NUMERO	AREA	REFERENCIA	AÑO	ALTURAS
21	Polygon	81	18	900	76545	07	VG4175D	U	447608	4115380.02	377	18	80	7654507	2000	2
22	Polygon	81	18	900	76545	08	VG4175D	U	447613.27	4115377.94	377	20	67	7654508	1910	3
23	Polygon	81	18	900	71482	10	VG4174G	U	447136.94	4114846.21	137	6	104	7148210	1910	5
24	Polygon	81	18	900	71482	07	VG4174G	U	447132.12	4114836.18	728	8	63	7148207	2005	4
25	Polygon	81	18	900	71481	05	VG4174G	U	447119.75	4114805.95	630	59	73	7148105	1910	7
26	Polygon	81	18	900	71481	04	VG4174G	U	447123.87	4114811.42	630	61	187	7148104	1909	7
27	Polygon	81	18	900	71481	03	VG4174G	U	447117.75	4114822.3	729	3	193	7148103	1973	5
28	Polygon	81	18	900	88261	01	VG4182F	U	448748.37	4112673.84	2875	0	165	8826101	2003	3
29	Polygon	81	18	900	88261	02	VG4182F	U	448759.54	4112666.89	2875	0	148	8826102	2003	3
30	Polygon	81	18	900	88261	03	VG4182F	U	448770.13	4112660.63	2875	0	148	8826103	2003	3
31	Polygon	81	18	900	88261	04	VG4182F	U	448780.72	4112654.38	2875	0	148	8826104	2003	3
32	Polygon	81	18	900	88261	05	VG4182F	U	448791.31	4112648.12	2875	0	148	8826105	2003	3
33	Polygon	81	18	900	88261	06	VG4182F	U	448801.9	4112641.86	2875	0	148	8826106	2003	3
34	Polygon	81	18	900	88261	07	VG4182F	U	448812.49	4112635.61	2875	0	148	8826107	2003	3
35	Polygon	81	18	900	88261	08	VG4182F	U	448823.08	4112629.35	2875	0	148	8826108	2003	3
36	Polygon	81	18	900	88261	09	VG4182F	U	448833.67	4112623.09	2875	0	148	8826109	2003	3
37	Polygon	81	18	900	88261	10	VG4182F	U	448844.26	4112616.83	2875	0	148	8826110	2003	3
38	Polygon	81	18	900	88261	11	VG4182F	U	448854.78	4112610.61	2875	0	146	8826111	2003	3
39	Polygon	81	18	900	64582	01	VG4165G	U	446428.23	4115842.41	2990	2	685	6458201	2005	9
40	Polygon	81	18	900	10320	15	VG5113B	U	451006.41	4113205.3	2533	64	482	1032015	2004	3
41	Polygon	81	18	900	70492	01	VG4174G	U	447055.67	4114948.44	183	14	215	7049201	1920	6
42	Polygon	81	18	900	71512	13	VG4175A	U	447144.12	4115109.52	1881	2	1251	7151213	0	0
43	Polygon	81	18	900	52585	02	VG4155G	U	445174.54	4115768.96	2987	10	2901	5258502	2005	9
44	Polygon	81	18	900	69570	07	VG4165F	U	446897.27	4115683.55	10	12	264	6957007	2004	4
45	Polygon	81	18	900	69442	01	VG4164D	U	446918.7	4114462.76	612	2	1011	6944201	1958	5
46	Polygon	81	18	900	71513	01	VG4175A	U	447151.16	4115069.63	1881	1	763	7151301	1900	4
47	Polygon	81	18	900	71513	02	VG4175A	U	447139.69	4115089.07	1876	3	384	7151302	0	0
48	Polygon	81	18	900	71513	03	VG4175A	U	447125.35	4115081.27	28	4	359	7151303	0	0
49	Polygon	81	18	900	72531	01	VG4175C	U	447254.53	4115339.94	706	19	4521	7253101	2001	0
50	Polygon	81	18	900	79352	A6	VG4173F	U	448143.13	4113407.63	719	0	542	79352A6	2005	3
51	Polygon	81	18	900	79352	11	VG4173F	U	448013.55	4113447.44	227	27	17709	7935211	1950	3
52	Polygon	81	18	900	75464	06	VG4174F	U	447495.38	4114546.02	298	8	282	7546406	1940	3
53	Polygon	81	18	900	61350	01	VG4163E	U	446089.52	4113492.59	2193	19	2234	6135001	1996	7
54	Polygon	81	18	900	79352	C4	VG4173F	U	448075.5	4113398.54	2161	40	403	79352C4	0	0
55	Polygon	81	18	900	45767	19	VG4147F	U	444441.44	4117620.8	1215	0	159	4576719	0	0
56	Polygon	81	18	900	45767	08	VG4147F	U	444455.07	4117629.64	1738	5	165	4576708	1997	2
57	Polygon	81	18	900	45767	27	VG4147F	U	444459.21	4117622.93	1738	5	90	4576727	2002	2
58	Polygon	81	18	900	45767	28	VG4147F	U	444462.22	4117618.39	1738	5	87	4576728	2002	2
59	Polygon	81	18	900	45767	09	VG4147F	U	444465.04	4117613.79	1738	5	89	4576709	2002	2
60	Polygon	81	18	900	45767	26	VG4147F	U	444445.51	4117614.17	1215	5	94	4576726	2002	2
61	Polygon	81	18	900	45767	25	VG4147F	U	444448.52	4117609.64	1215	5	83	4576725	2002	2
62	Polygon	81	18	900	45767	24	VG4147F	U	444451.29	4117605.14	1215	5	89	4576724	2002	2
63	Polygon	81	18	900	68465	08	VG4164F	U	446797.22	4114543.41	818	6	629	6846508	1974	7
64	Polygon	81	18	900	68465	10	VG4164F	U	446790.58	4114561.64	730	5	160	6846510	1830	4
65	Polygon	81	18	900	68465	09	VG4164F	U	446781.22	4114555.81	818	8	147	6846509	1935	5
66	Polygon	81	18	900	69437	01	VG4164D	U	446966.53	4114337.63	612	0	3860	6943701	1992	0

Record: 0 Show: All Selected Records (0 out of 20192 Selected) Options

Figura 5.9: *Fragmento de la tabla EDIFICIOS donde se pueden visualizar los principales campos que la componen (ver texto)*

5.2.3 Asignación de las tipologías constructivas

Para poder asignar las tipologías constructivas (según la Tabla 5.2), y su *Iv* medio correspondiente, a cada una de las parcelas, se han utilizado los valores de los campos ALTURAS y AÑO de construcción. Estos campos no son decisivos en la determinación de la tipología pero sí orientativos, teniendo en cuenta el volumen de datos manejado en este trabajo. No obstante, para evitar una asignación de la tipología puramente estadística, se han llevado a cabo tres acciones complementarias:

1.- Revisión del dato de las alturas de 3 y 6 plantas. Estas alturas son los límites del modificador del mismo nombre que intervienen en el índice de vulnerabilidad final de la edificación.

2.- Muestreo de las tipologías constructivas de los diferentes barrios de la ciudad. Comparación de éstas con la asignación estadística de la tipología. Para ello se ha utilizado una ficha en la que se han recogido todos los datos necesarios, tanto para la asignación de la tipología constructiva como para caracterizar su vulnerabilidad. La ficha completa se puede consultar en el Anexo III.

3.- Revisión de las edificaciones rehabilitadas por la Gerencia de Urbanismo del Ayuntamiento de Granada que forman parte de los proyectos URBAN (Fig. 5.10), y ELVIRA-GOMÉREZ (Fig. 5.11), el ***Programa de Transformación de Infravivienda*** y las intervenciones del ***Área de Rehabilitación Concertada del Albaicín***.

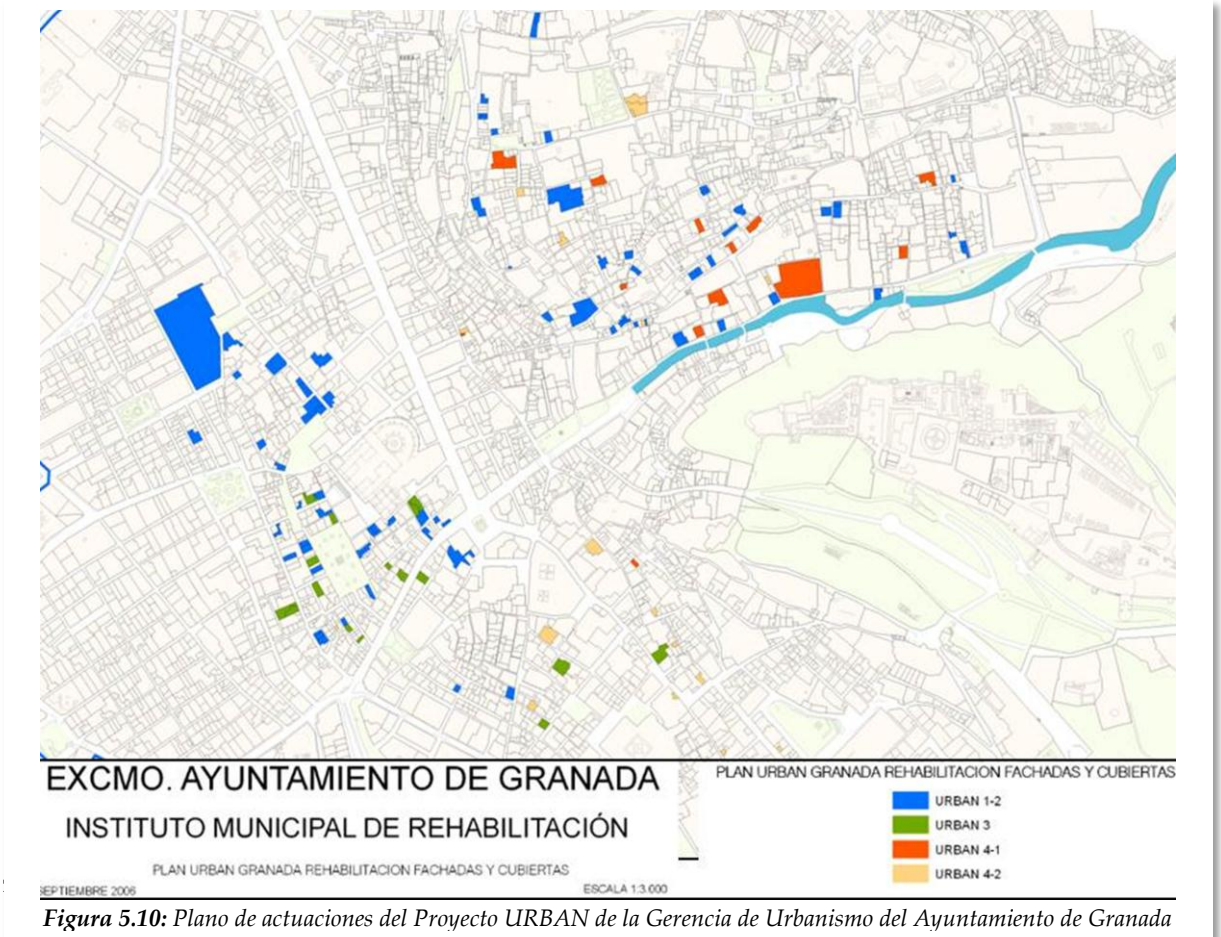


Figura 5.10: *Plano de actuaciones del Proyecto URBAN de la Gerencia de Urbanismo del Ayuntamiento de Granada*

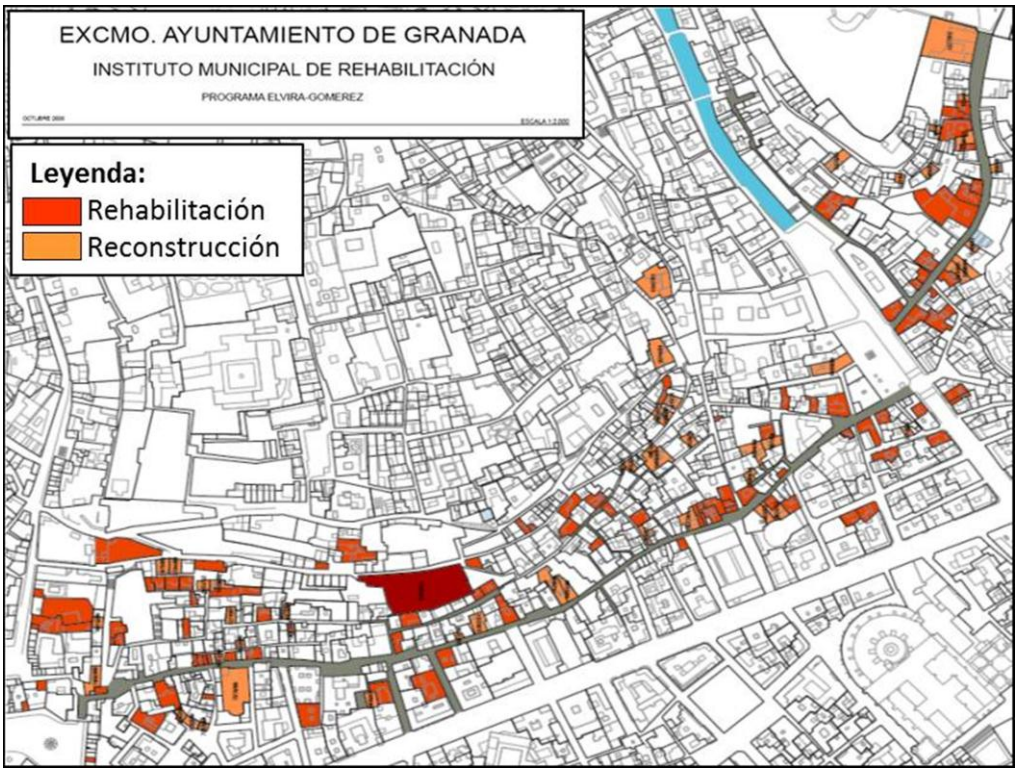


Figura 5.11: *Actuaciones del Proyecto Elvira-Gomérez de la Gerencia de Urbanismo del Ayuntamiento de Granada*

La asignación de la tipología constructiva en edificios rehabilitados ha sido muy complicada debido a la mezcla de soluciones constructivas de diversa índole en un mismo inmueble, ya que es común encontrar que se conserve la fachada y se reconstruya parcial o totalmente la estructura del edificio. Existen casos en los que coexisten varios sistemas estructurales, p.e. muros de carga, una crujía de madera reforzada con perfiles metálicos (A) y el resto de la estructura de hormigón armado (HA). Después de consultar con los técnicos integrantes de los proyectos citados y con otros expertos en la materia, se ha decidido asignar a los edificios rehabilitados las siguientes tipologías:

M4: para el caso de rehabilitaciones agresivas con partes de la estructura reconstruidas con materiales similares o diferentes a los originales (HA y A).

M5: para casos de rehabilitaciones con refuerzo estructural ligero.

Para almacenar y procesar los datos de los puntos 2 y 3 se ha elaborado una base de datos en ACCESS (Microsoft Office) cuyo formulario se estructura en 3 partes (Fig. 5.12):

- La primera parte de la información se almacena en la ficha de DATOS. En ella se recopilan los datos catastrales de la finca y el resultado de la evaluación de la vulnerabilidad de la edificación una vez procesados los datos.

- La segunda parte denominada CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN recopila datos sobre la tipología estructural, actuaciones realizadas en el edificio, etc.
- La ficha MODIFICADORES es una hoja de cálculo del índice de vulnerabilidad total a partir del índice vulnerabilidad medio y de los modificadores de comportamiento, regionales y de código de diseño antisísmico. Al posicionar el cursor en cada uno de los campos, aparecen al pie de la página el rango de valores del mismo.

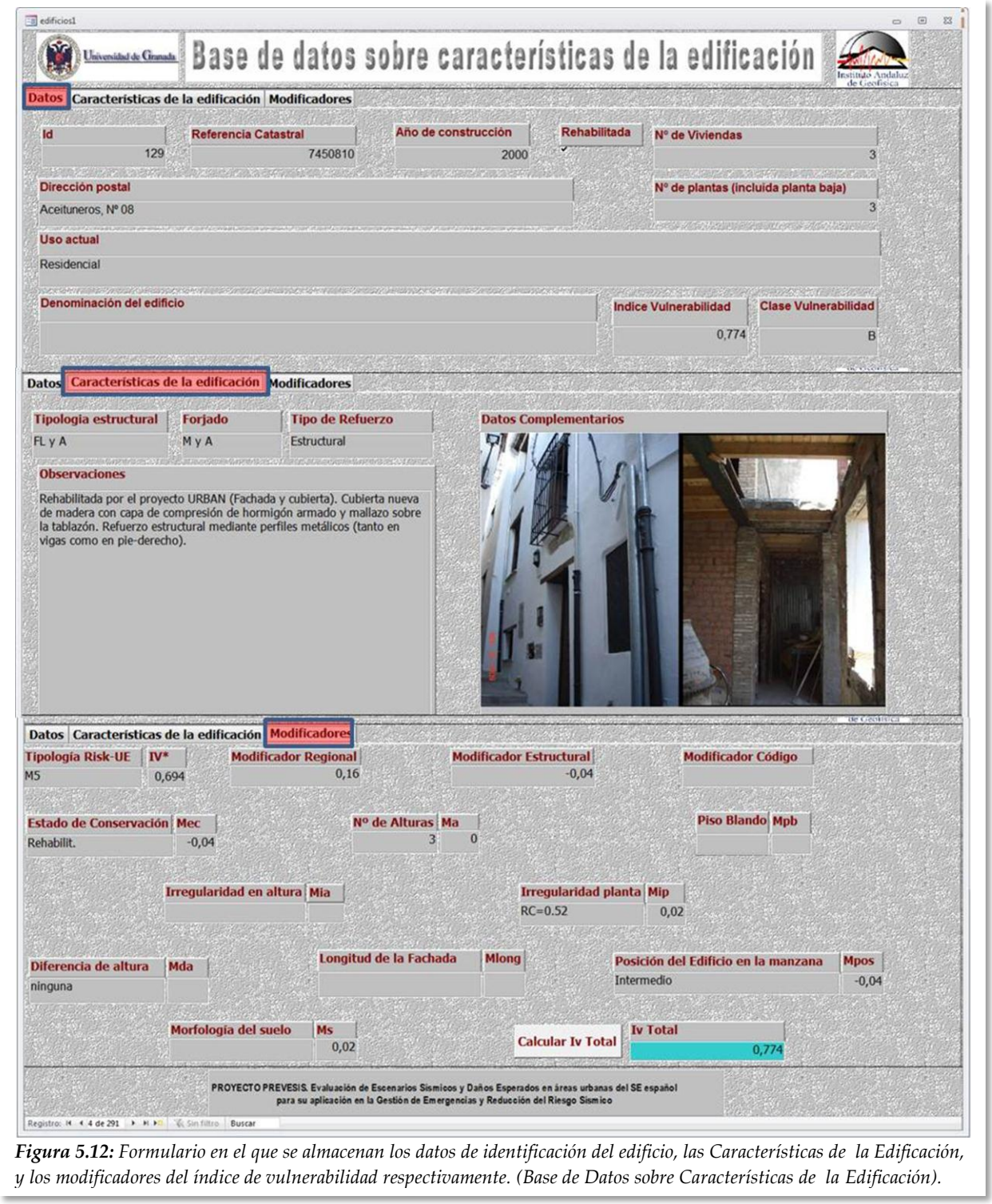


Figura 5.12: *Formulario en el que se almacenan los datos de identificación del edificio, las Características de la Edificación, y los modificadores del índice de vulnerabilidad respectivamente. (Base de Datos sobre Características de la Edificación).*

Una vez finalizado el muestreo y comparados los resultados con los datos estadísticos, se extrae una tabla con los datos referentes a la vulnerabilidad que anexaremos a la tabla EDIFICIOS del SIG mediante el campo "Referencia" de parcela.

5.2.4 Evaluación de los Modificadores del Índice de Vulnerabilidad

El método del Índice de Vulnerabilidad de Milutinovic y Trendafiloski (2003) empleado en Risk-UE asigna varios Índices de Vulnerabilidad (Iv) a cada una de las tipologías (Tabla 4.6), siendo:

- I_V^* es el valor más probable del índice de vulnerabilidad.
- $[I_V^-, I_v^+]$ definen el intervalo plausible del índice de vulnerabilidad.
- $[I_{Vmin}, I_{Vmax}]$ son los límites inferior y superior de los valores posibles de I_V.

Los valores del Índice de vulnerabilidad Iv representan una cuantificación del comportamiento sísmico del edificio de 0 (menos vulnerable) a 1 (más vulnerable). Para obtener el I_v final de cada edificio es necesario, además de identificar la tipología estructural dentro de la BTM de Risk-UE y asignarle su valor más probable (I_v^*), añadir una serie de modificadores del Iv (Giovinazzi, 2005):

$$\bar{I}_v = I_v^* + \Delta M_R + \Delta M_C \qquad (5\text{-}1)$$

El modificador regional ΔM_R (Tabla 5.4) valora la calidad particular de determinadas tipologías de edificios según la región donde se encuentran y se asigna en función del juicio experto y/o de la vulnerabilidad observada (Lantada, 2007). Para evaluar este modificador aquí se ha tenido en cuenta, principalmente, el año de construcción que está asociado al nivel de exigencias o requerimientos reflejados en los códigos de edificación y, por tanto, a la ejecución. La Tabla 5.14 muestra los resultados obtenidos de esta evaluación, donde los valores altos corresponden a edificios antiguos (anteriores a 1960), y los más bajos a los más modernos (posteriores a 2005). Para seleccionar los intervalos de tiempo que delimitarían los valores de este marcador, y dada la naturaleza de este trabajo, se han utilizado los períodos de aplicación de la normativa sísmica en vigor, salvo en el caso de las edificaciones rehabilitadas (M4 y M5), en el que se emplea un mismo factor independientemente de la época de construcción, puesto que las intervenciones a nivel estructural han sido muy importantes y no sabemos nada acerca de su comportamiento.

Tabla 5.4: *Valores asignados al modificador regional para las edificaciones de Granada*

Período construcción	Normativas Sísmicas Españolas aplicables	Calidad de la Práctica constructiva	Nivel de diseño sísmico	Modificador Regional Granada		
				Mampostería / Fábrica de Ladrillo		Hormigón Armado
				M3.x	Rehabilitadas/ M4 y M5	RC
≤1925	-----	¿?	No	+0.14	0.08	--
1926-1945	-----	Deficiente	No	+0.12	0.08	--
1946-1960	-----	Deficiente	No	+0.10	0.08	+0.14
1961-1969	MV-101 (1964-1969)	Deficiente		+0.08	0.08	+0.12
1970-1976	PGS-1 (1970-1976)	Aceptable	Bajo	--	0.08	+0.10
1977-1996	PDS-1, 1974 (1977-1996)	Aceptable	Bajo	--	0.08	+0.10
1997-2004	NCSE-94 (1997-2004)	Aceptable	Moderado	--	0.08	+0.08
>2004	NCSE-02 (>2004)	Aceptable	Moderado	--	0.08	0

A pesar de que lo que se evalúa con este modificador es la calidad de la técnica de construcción, se han tenido en cuenta los períodos de vigencia de las diferentes normas sismorresistentes, debido a la imposibilidad de estructurarlos por otras normativas, pues existe un gran número de estas últimas y distintos períodos de vigencia para cada una de ellas. Este procedimiento sólo se ha aplicado a las dos tipologías predominantes (mampostería y hormigón armado). En el caso de edificios de mampostería rehabilitados (M4 y M5) se ha decidido por el mínimo valor del modificador de mampostería (0.08), puesto que si se conservan muros de carga de mampostería o fábrica, es porque son de calidad y están en buen estado. El resto de valores se han determinado considerando los valores asignados por Lantada (2007) para Barcelona así como las características constructivas observadas en los edificios dañados por el terremoto de Lorca de 2011 (Feriche et al, 2012).

Los modificadores por comportamiento ***ΔMc*** valoran las características particulares de cada edificio y tienen en cuenta los efectos debidos a diferentes factores: nº de plantas, estado de conservación, morfología del suelo, irregularidades en planta o en altura, posición en agregado, etc. Se aplican a las dos las dos tipologías predominantes: mampostería (Tabla 5.5) y hormigón armado (Tabla 5.6).

Tabla 5.5: Comparativa de los Modificadores de comportamiento del índice de vulnerabilidad V_I, para edificios de mampostería no reforzada (Milutinovic y Trendafiloski, 2003), Granada (Feriche et al, 2012) y Barcelona (Lantada, 2007).

Factores de comportamiento	Parámetros	Valores de Mc	Mc Granada	Mc BCN
Estado de conservación	Buen mantenimiento	-0.04	-0.04	-0.04
	Mal mantenimiento	+0.04	+0.04 +0.06 (ruina)	+0.04
Altura o número de plantas	Bajo (1 o 2)	-0.02	-0.02 (≤1925) -0.04 (>1925)	-0.02 (≤1940) -0.04 (>1940)
	Medio (3, 4 o 5)	+0.02	+0.02 (≤1925) 0 (>1925/rehab)	+0.02 (≤1940) 0 (>1940)
	Alto (6 o más)	+0.06	+0.06 (≤1925) +0.04 (>1925)	+0.06 (≤1940) +0.04 (>1940)
Sistema estructural	Grosor de los muros	-0.04, +0.04	+0.04 (≤1925) 0 (>1925) -0.04 (rehabilit)	
	Distancia entre muros			
	Atado de muros: tirantes, atado esquinas (tie-rod, angle bracket).			
	Conexión forjado-muros			
Piso blando (Soft-story)	Planta diáfana / cambio rigidez	+0.04	+0.04	
Irregularidad en planta	...	+0.04	RC<0.5 (+0.04) 0.5>RC<0.7 (+0.02)	RC<0.5 (+0.04) 0.5>RC<0.7 (+0.02)
Irregularidad vertical	...	+0.02	0.02	
Plantas superpuestas	añadidos	+0.04		
Cubierta	Peso y empuje de la cubierta	+0.04		
	Conexiones con la cubierta			
Intervenciones	reparaciones	-0.08, +0.08		
Elementos antisísmicos	Barbacanas, arbotantes (foil arches), contrafuertes (buttresses)			
Edificio en agregado: posición en planta	Intermedio	-0.04	-0.04	-0.04
	Esquina	+0.04	+0.04	+0.04
	Terminal (Header)	+0.06	+0.06	+0.06
Edificio en agregado: posición en elevación	Plantas escalonadas	+0.02		
	Edificios adyacentes de diferente altura	-0.04, +0.04	-0.04 , +0.04	-0.04 , +0.04
Longitud de fachada	L (m)		+0.04 (L=30) +0.013 (L=20)	+0.04 (L=30) +0.013 (L=20)
Cimientos	Cimientos a diferentes niveles	+0.04		
Morfología del terreno	Pendiente	+0.02	+0.04	
	Precipicio o acantilado	+0.04	+ 0.04	

Tabla 5.6: *Modificadores de comportamiento del índice de vulnerabilidad V_I, y Feriche et al (2012)* ***(negrita).***

FACTORES DE COMPORTAMIENTO		Puntuaciones M_{Cj} según nivel de diseño		
		Sismorresistente		
		Nivel de Código Bajo (*Pre or Low code*)	Nivel de Código Medio (*Medium Code*)	Nivel de Código Alto (*High Code*)
Nivel de Código		+0.16	0	-0.16
Mantenimiento deficiente		+0.04	+0.02	0
Altura o número de plantas	Bajo (1 o 2)	-0.04	-0.04	-0.04
	Medio (3, 4 o 5)	0	0	0
	Alto (6 o más)	+0.08	+0.06	+0.04
Irregularidad en planta	Forma	+0.04	+0.02	0
	Torsión	+0.02	+0.01	0
Irregularidad Vertical		+0.04 / **+0.06**	+0.02 / **+0.06**	0
Columna corta		+0.02 / **+0.08**	+0.01 / **+0.08**	0
Ventanas en arco (bow windows)		+0.04	+0.02	0
Edificios en agregado (con juntas asísmicas insuficientes)		+0.04	0	0
Cimientos	Vigas (beams)	-0.04	0	0
	Vigas conectadas (connected beams)	0	0	0
	Apoyo aislado (isolated footing)	+0.04	0	0
Morfología del terreno	Pendiente	+0.02 / **+0.04**	+0.02 / **+0.04**	+0.02/**+0.04**
	Precipicio o acantilado	+0.04	+0.04	+0.04

5.2.4.1 Descripción de los modificadores por comportamiento

A) Modificador por estado de conservación o degradación (Md)

Es muy común observar la pérdida de la verticalidad o desplomes de muros de carga debido al empuje que ejerce la cubierta por su propio peso, asentamientos diferenciales, o incluso pérdidas de la sección de los pilares o las vigas de hormigón armado por oxidación (y posterior incremento de volumen) de la armadura, etc. Este modificador penaliza la presencia de patologías en la estructura como consecuencia del paso del tiempo. Las directrices del proyecto Risk-UE (Giovinazzi y Lagomarsino, 2002) proponen cuantificar este modificador en función de la edad del edificio sobre la base de que los edificios se deterioran con el tiempo y por tanto sufren una progresiva pérdida de su capacidad de resistencia.

Este modificador se ha aplicado, casi exclusivamente, a las construcciones de mampostería. Para ello, se han tenido en cuenta, tanto los datos aportados por la Gerencia de Urbanismo del Ayuntamiento de Granada sobre edificios rehabilitados incluidos en el muestreo, como los aportados por el Servicio de Protección de la Edificación, del mismo Ayuntamiento, acerca de la Inspección Técnica de Edificios (ITE) desfavorable o edificación deficiente, aplicando a todos aquellos edificios que tenían abierto un expediente de ruina un modificador ligeramente superior al estimado por Milutinovic y Trendafiloski (2003) para edificios de mantenimiento deficiente (Tabla 5.17). El valor asignado a edificios de mampostería bien conservados (-0.04) también se ha aplicado a edificaciones que han sido sometidas a intervenciones a nivel estructural, como es el caso de edificios rehabilitados, restaurados o parcialmente reconstruidos, muchos de los cuales mantienen como año de construcción el año original de levantamiento, en lugar del año de la intervención. La Tabla 5.7 muestra los valores de dichos modificadores.

Tabla 5.7: *Modificador en función del estado de conservación o degradación del edificio teniendo en cuenta el año de construcción y los datos del ayuntamiento de Granada (edificios rehabilitados e ITE).*

Modificador Md	**Tipología**	
	Mampostería	**Hormigón Armado**
Buen mantenimiento	-0.04 (rehabilitadas) 0 (>1925)	0
Mal mantenimiento	+0.04 (≤1925)	+0.02 (> 1996)
	+0.06 (ruina)	+0.04 (≤ 1996)

Los valores de este modificador para edificaciones de hormigón armado se han aplicado sólo a los edificios de más de 50 años (construidos con anterioridad a 2012).

B) Modificador por Número de plantas (Mh):

Los modificadores de comportamiento en función del número de plantas del edificio, Mh, se han aplicado con criterios diferentes para las dos tipologías dominantes: Mampostería y Hormigón Armado (Tabla 5.8). Así, para cuantificar el modificador de edificios de mampostería se han tenido en cuenta, además del número de plantas del edificio, su año de construcción (edificios construidos antes y después de 1925) y las intervenciones a nivel estructural (refuerzos / rehabilitaciones). Puesto que este

modificador está concebido para mampostería no reforzada, no se ha aplicado para penalizar a las rehabilitadas o reforzadas (Mh= 0).

Para las construcciones de hormigón armado, además del número de plantas, se ha tenido en cuenta el nivel de diseño sismorresistente (bajo para los ≤1996 y medio para los posteriores). Siguiendo el criterio de Lantada (2007), a los edificios con estructura metálica y de madera se les han aplicado, respectivamente, los modificadores correspondientes a los edificios de hormigón y mampostería.

Tabla 5.8. *Modificador en función de la altura del edificio para cada tipología.*

Tipología	Nº de Plantas	Modificador Mh	
		Edificios ≤ 1925	Edificios > 1925
Mampostería	1-2	-0.02	-0.04
	3-5	0 / rehabilitadas	0 /rehabilitadas
	≥6	+0.06	+0.04
Hormigón Armado (Nivel de diseño bajo / medio)	1-2	-0.04	
	3-5	0	
	≥6	+0.08 (≤1996) / +0.06 (>1996)	

C) Modificador por Sistema Estructural (Me)

Las estructuras de mampostería o fábrica de ladrillo/piedra no reforzadas difieren unas de otras en función del grosor de sus muros, de la calidad de la fábrica, de las conexiones entre elementos portantes, etc. Estos factores condicionan el comportamiento dinámico del edificio ante una sacudida sísmica por lo que han de tenerse en cuenta en la evaluación de la vulnerabilidad de las edificaciones. Para la realización de este estudio, este modificador sólo se ha aplicado a las edificaciones cuya rehabilitación ha controlado el Ayuntamiento de Granada a través del Área de rehabilitación de la Gerencia de Urbanismo, debido a que han sido inspeccionadas y dirigidas por técnicos cualificados y, en las que se han conservado todos aquellos muros de carga que estuvieran en buenas condiciones **(Me= -0,04)**. Respecto al resto de las edificaciones de mampostería o fábrica, es prácticamente imposible su aplicación en función de la edad o la tipología del edificio, por lo que se ha optado no penalizarlas con este modificador.

D) Modificador por Irregularidad en altura (Mih)

La irregularidad en altura ha sido claramente identificada como causa de incremento del daño en caso de terremotos, sobre todo los problemas de pilar corto y de piso débil, piso blando (*soft story*) o planta diáfana. El estudio de los daños provocados por los terremotos de Lorca (Murcia) en mayo de 2011 no sólo ratifica la importancia de ambos problemas sino que los resalta, puesto que la mayoría de los edificios con alguno de estos problemas ha sufrido algún tipo de daño (Feriche et al, 2012), siendo los edificios con pilares cortos los mas gravemente afectados. Por esta razón, y porque resultaría demasiado gravoso analizar la geometría vertical de cada edificio, con este modificador se han pretendido evaluar estos dos problemas en función de la tipología constructiva y del número de plantas. Se ha considerado que la mayoría de las edificaciones de tipología de HA de más de tres plantas tienen piso blando y que las de HA con semisótano especificado por el catastro tienen pilar corto. No se han considerado los semisótanos en edificaciones de mamposterías, puesto que no se trata de pilares, sino de muros de carga. La Tabla 5.9 muestra los diferentes valores de este modificador.

Tabla 5.9. *Modificador que penaliza la irregularidad en altura del edificio*

Irregularidad Vertical	MODIFICADOR Mih
Torreones (mampostería)	+0.02
Planta diáfana o piso débil	+0.06
Pilares cortos (HA)	+0.08

E) Modificador por Irregularidad en planta (Mip)

La forma y disposición en planta de los edificios son determinantes en su comportamiento ante excitaciones sísmicas. Los edificios de planta regular presentan un comportamiento sísmico mejor que los que tienen una planta de geometría irregular (Bolt, 1981). Con este modificador se pretende penalizar a aquellos edificios que presentan desproporciones en sus dimensiones de la planta, debido a que podrían dar lugar a la aparición de fenómenos tales como la torsión o como las concentraciones de esfuerzos en las esquinas y en los elementos más alejados de los centros de gravedad y de rigidez.

Según Lantada (2007), la forma poligonal de un objeto geográfico se puede definir por medio de la relación de la posición y distancia de los puntos de su perímetro respecto a un centro que puede ser por ejemplo el centro de masas o respecto a otros puntos típicos. De los diferentes métodos existentes para evaluar la geometría en planta del edificio, así como de los numerosos índices que intentan dar una medida precisa y cuantitativa del nivel de regularidad de una línea poligonal, Lantada (2007) utilizó para evaluar este modificador el denominado Razón de Compacidad/Circularidad (*Compacness Ratio, RC)* definido por la ecuación (5-2) (Udwin, 1981) y cuyos valores se recogen en la Tabla 5.20.

$$RC = \sqrt{\frac{A}{A_C}} \tag{5-2}$$

Siendo A el área del polígono estudiado, y A_C la del círculo que tiene el mismo perímetro que el polígono. El índice de compacidad vale 1 cuando el polígono es un círculo, y toma valores entre 1 y 0 para cualquier otra forma. Cuanto más diferente de un círculo sea el polígono estudiado, más se acercará a 0 el valor de RC. Este índice se fundamenta en la comparación de las formas de los objetos problemáticos con las de figuras geométricas regulares. Los valores de este modificador están en la Tabla 5.10.

Debido a la complejidad de aplicar este modificador a cada uno de los edificios del estudio, sólo se ha aplicado a los edificios del muestreo mediante la hoja de cálculo de la base de datos creada para este fin.

Tabla 5.10. *Modificador en función de la regularidad en planta del edificio*

PARÁMETRO RC	MODIFICADOR Mip
RC < 0.5	+0.04
0.5 ≥ RC < 0.7	+0.02

F) Modificador por Longitud de la Fachada (Mf)

En el casco histórico de Granada existen numerosos edificios que podrían carecer de conexión entre los muros de la fachada y el resto de los elementos estructurales, bien porque siempre han carecido de ella, bien porque puede tratarse de un paño tan grande que los puntos de anclaje resultarían insuficientes. Castelló y Mañà (2004), a partir de una serie de estudios realizados en edificios de mampostería del barrio del Eixample en Barcelona, llegaron a la conclusión de que una fachada libre de 20 metros de longitud

puede colapsar al sufrir una aceleración tan baja como 0.04g, mientras que en otra de 15 metros el colapso no se produce hasta los 0.1g. Basándonos en este trabajo y teniendo en cuenta que la aceleración sísmica básica para la ciudad es de 0.23g, se ha considerado un modificador por longitud de fachada resultante de la fórmula de Castelló y Mañà (2004):

$$M_f = \frac{0.04}{15} * Longitud_{fachada} - 0.04 \qquad \text{Para } Longitud_{fachada} > 15\ m \qquad (5\text{-}3)$$

Así, para una fachada de 30 metros la corrección en el índice de vulnerabilidad es de 0.04 y para una fachada de 20 m la corrección es de 0.013.

Debido a la complejidad de aplicar este modificador a cada uno de los edificios del estudio, sólo se ha aplicado a los edificios del muestreo mediante la hoja de cálculo de la base de datos creada para este fin.

G) Modificador por diferencia de altura con los colindantes (Mph)

Los edificios contiguos pueden presentar numerosas diferencias entre ellos: tipología constructiva, año de construcción, altura de los forjados, etc. Es bien sabido que estas discontinuidades en los materiales y en la geometría de los edificios contiguos así como la posición relativa de un edificio particular dentro de un agregado de edificios suelen ser causa de daño sísmico adicional, aspecto que Lantada (2007) analizó y cuantificó en función de las diferencias entre el número de plantas de un edificio y el de los dos edificios adyacentes. La figura 5.13 esquematiza los casos considerados y cuantifica estos modificadores que sólo se aplicarán en el caso de que la diferencia de plantas sea ≥ 2 y sólo a los edificios del muestreo.

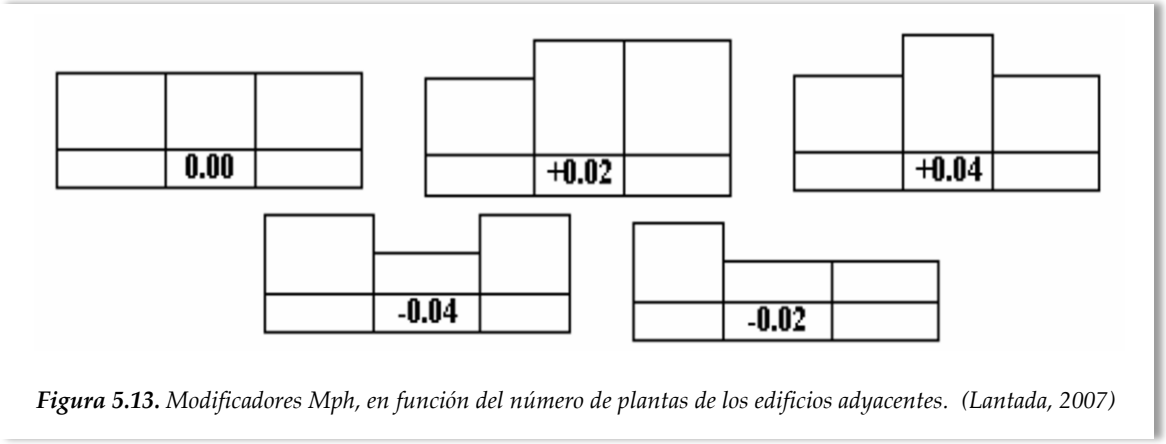


Figura 5.13. *Modificadores Mph, en función del número de plantas de los edificios adyacentes. (Lantada, 2007)*

H) Modificador de posición del edificio en la manzana (Mpm)

La localización de un edificio con respecto a otros edificios vecinos puede afectar su comportamiento durante un terremoto (Giovinazzi y Lagomarsino, 2002). En el caso de un conjunto de viviendas en hilera en una manzana urbana, son las viviendas situadas en los extremos de la fila o las situadas en las esquinas las que se ven más afectadas generalmente. Por uno de sus laterales está limitada por la vivienda vecina, mientras que por el otro no lo está, generando una irregularidad en la rigidez general de la estructura que provoca un daño mayor (EMS-98, Gruntal 1998). En este apartado se aplica el modificador recomendado por Milutinovic y Trendafiloski (2003) para cuantificar estos efectos. Para ello se han considerado tres tipos de edificios en función de su posición dentro de una manzana o agregado de edificios (Lantada, 2007):

- **Edificio en esquina:** cuando su fachada forma parte de un cruce de calles o chaflán.
- **Edificio terminal**: cuando se halla en contacto con el resto de la manzana tan sólo por uno de sus lados.
- **Edificio intermedio:** cuando tiene edificaciones adyacentes a ambos lados.

Puesto que el modificador de posición para edificios intermedios (-0.04) de la Tabla 5.11 se anula con el de Edificios en agregado con juntas asísmicas insuficientes (+0.04) de la Tabla 5.6, se ha optado por no aplicar ninguno de ellos. Debido a la complejidad de aplicar los otros dos modificadores a cada uno de los edificios del estudio, sólo se ha aplicado a los edificios del muestreo.

Tabla 5.11: *Modificadores en función de la posición dentro de la manzana.*

POSICIÓN	MODIFICADOR Mpm
Terminal	+0.06
Esquina	+0.04
Intermedio	-0.04

I) Modificador en función de la pendiente del terreno (Mp)

Granada es una ciudad con barriadas a diferente cota de altitud, tal y como se puede apreciar en los perfiles de las Figuras 3.39 y 3.40 del Capítulo 3 de este trabajo. El análisis de los daños en las edificaciones provocados por terremotos como los de Molisse (2002) y Lorca (2012) han puesto de manifiesto la influencia de la pendiente del terreno sobre el que se ubica el edificio en los daños sufridos por éste. En el caso de estructuras

de HA, este comportamiento está condicionado, principalmente, por la existencia de pilares de distinta longitud cimentados a distinto nivel, mientras que en el caso de las edificaciones de muros de carga lo condicionan, tanto la diferencia en la resistencia a cortante de los distintos muros portantes, como el empuje de los forjados y las cubiertas sobre estos elementos de diferentes dimensiones (Figs. 4.8 y 4.9).

Por todo lo anteriormente expuesto, se ha incrementado el valor de este modificador propuesto por Milutinovic y Trendafiloski (2003) de +0,02 a +0,04, lo que se ha resaltado en negrita en las Tablas 5.15 y 5.16. Esta penalización ha sido aplicada a los barrios del Albaicín, Genil (Bola de Oro-Cervantes), Beiro (Cartuja-Doctores) y Centro (San Matías-Realejo) (Fig. 5.14).

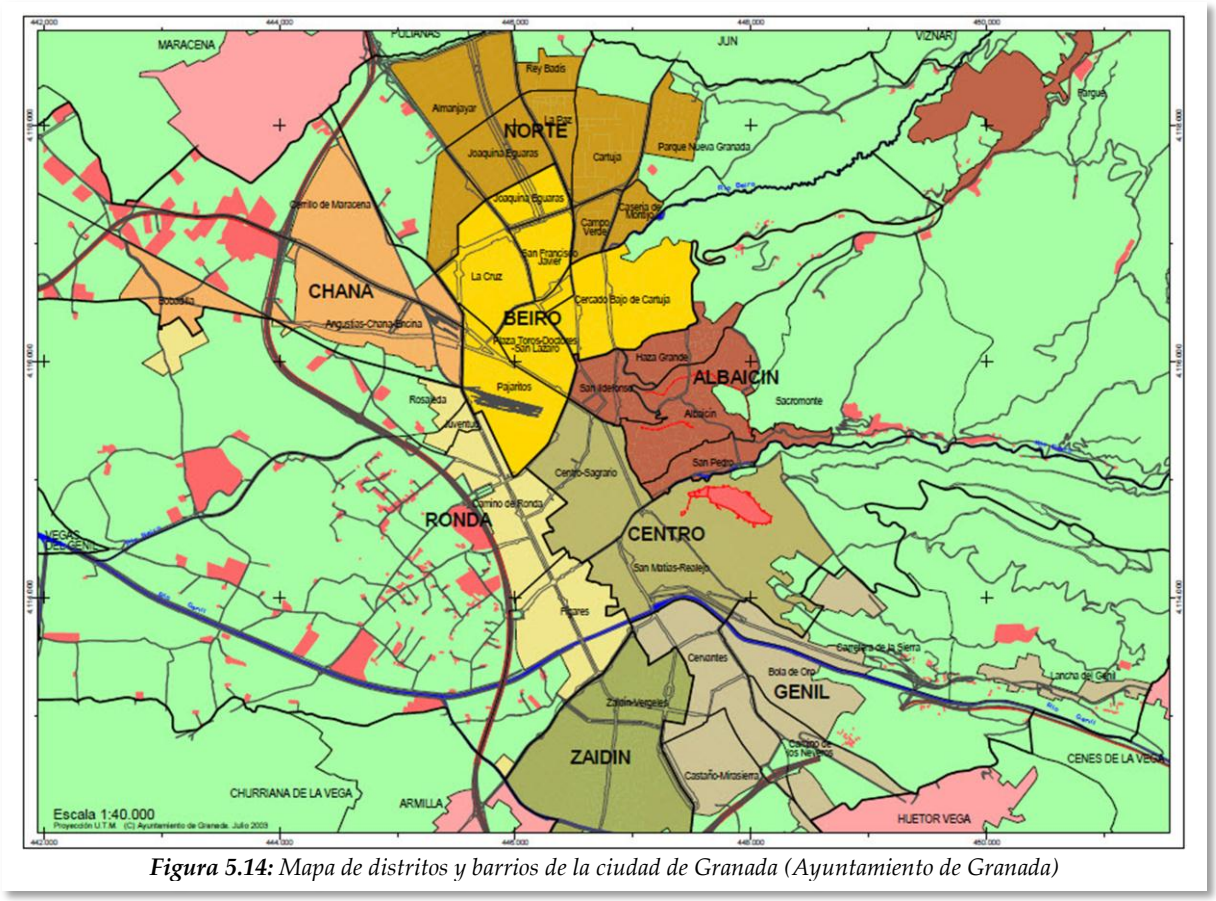


Figura 5.14: *Mapa de distritos y barrios de la ciudad de Granada (Ayuntamiento de Granada)*

5.2.5 Resultados de la Evaluación del Índice de Vulnerabilidad

Después de aplicar todos los modificadores mencionados anteriormente, se ha obtenido el índice de vulnerabilidad total para cada edificio de la ciudad de Granada. Este I_V total se ha corregido en los 475 edificios analizados en el muestreo y se ha podido comprobar que:

- El 76% (361) de los edificios de la muestra son de mampostería, una cifra muy similar (78% y 371) a la de los analizados estadísticamente. Sin embargo, estos últimos no consideran los refuerzos estructurales (tipologías M4 y M5), que suponen 181 de los 361 edificios de mampostería muestreados, es decir, que la mitad de éstos están reforzados en mayor o menor grado.
- El 20% (95) de los edificios de la muestra son de hormigón armado, frente a los 21% (101) de los analizados estadísticamente.
- El 4% (19) de los edificios muestreados tienen estructura metálica, tipología muy difícil de determinar mediante año de construcción y número de plantas del edificio.

De un total de 20195 parcelas analizadas, 18426 están edificadas. Para los 7442 edificios de mampostería (Fig. 5.15) el índice *Iv* medio es de 0,838, con valores mínimos de 0,536 (0,351 para M4 y M5) hasta valores máximos de 1,04. Para los 10964 edificios considerados de hormigón armado se han obtenido unos índices de vulnerabilidad menores, en el rango entre 0,302 y 1,072 y un índice *Iv* medio de 0,622. Para los edificios de estructura metálica, el *Iv* oscila entre 0,224 y 0,604, siendo el valor medio del *Iv* 0,49.

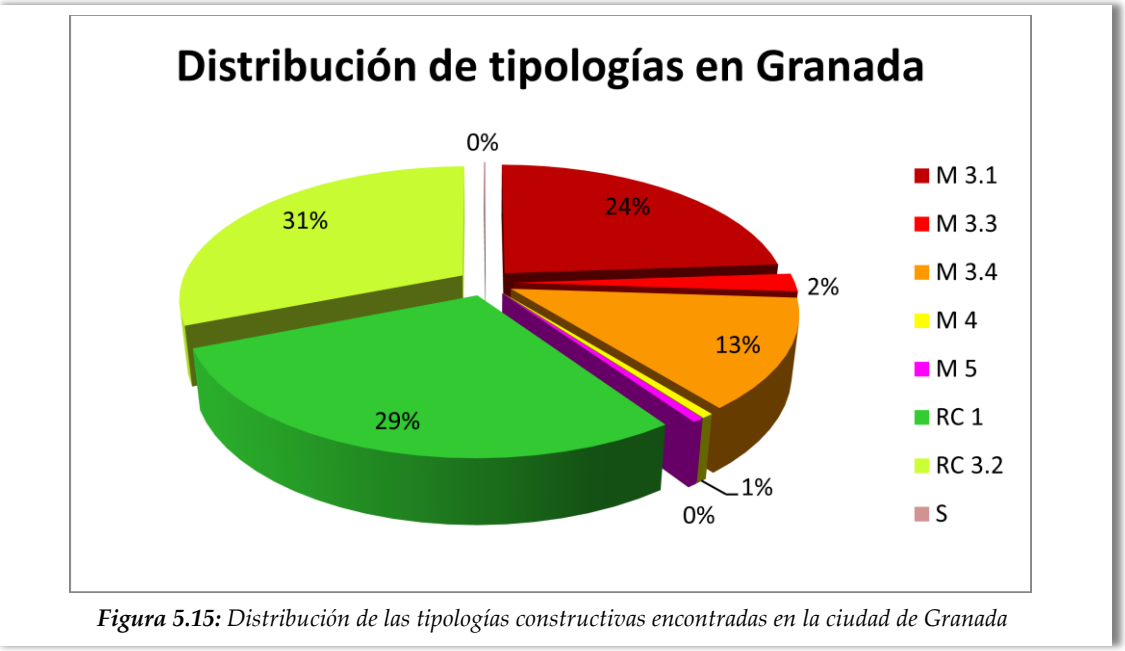


Figura 5.15: *Distribución de las tipologías constructivas encontradas en la ciudad de Granada*

Lagomarsino et al (2003) establecieron para el método RISK-UE la correlación de las clases de vulnerabilidad de la EMS-98 con los valores del *Iv* normalizado entre 0 y 1. Dicha correlación establece los rangos plausibles y probables de valores de *Iv* para las diferentes clases de vulnerabilidad, de la *A* a la *F*. Los rangos de *Iv* correspondientes a las clases de vulnerabilidad encontradas en Granada (A-E) se muestran en la Tabla 5.12.

Tabla 5.12: *Relación entre las clases de vulnerabilidad de la EMS-98 y los índices de vulnerabilidad (Risk-UE, 2003)*

Clases de Vulnerabilidad	Límite del Índice de Vulnerabilidad I_V			
	I_V^{--}	I_V^{-}	I_V^{+}	I_V^{++}
A	*0.78*	*0.86*	*0.94*	*1.02*
B	*0.62*	*0.70*	*0.78*	*0.86*
C	*0.46*	*0.54*	*0.62*	*0.70*
D	*0.30*	*0.38*	*0.46*	*0.54*
E	*0.14*	*0.22*	*0.30*	*0.38*

Debido a que los límites de los rangos plausibles son bastante amplios, se ha establecido el valor intermedio de dichos rangos para delimitar los valores de I_V correspondientes a cada clase de vulnerabilidad EMS-98 encontrada en la ciudad de Granada:

Clase A: $I_V > 0{,}82$

Clase B: $0{,}66 < I_V \leq 0{,}82$

Clase C: $0{,}50 < I_V \leq 0{,}66$

Clase D: $0{,}34 < I_V \leq 0{,}50$

Clase E: $I_V \leq 0{,}34$

Si realizamos un análisis del número de edificios y su respectivo índice de vulnerabilidad, podemos comprobar que, tanto en la muestra realizada como en el análisis estadístico, la clase de vulnerabilidad que predomina es la clase B (Fig. 5.16). Esto es debido, en primer lugar, a que la mayoría de los edificios del muestreo son de mampostería y, en segundo lugar, a que existe un gran número de edificios de hormigón armado (9224) construidos antes de los períodos de obligado cumplimiento de la NCSE.

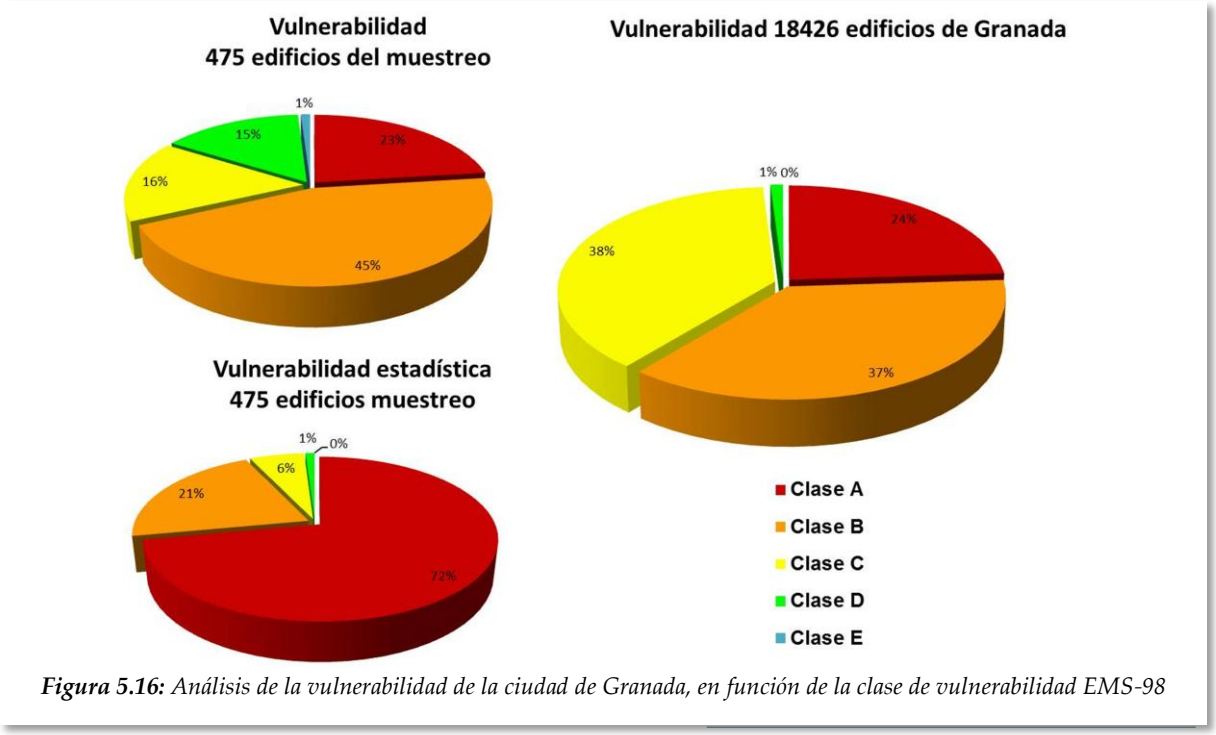


Figura 5.16: *Análisis de la vulnerabilidad de la ciudad de Granada, en función de la clase de vulnerabilidad EMS-98*

Por último, se ha representado en un mapa el índice de vulnerabilidad total corregido y la clase de vulnerabilidad EMS-98 (Fig. 5.17) de las 475 edificaciones de la muestra y la vulnerabilidad estimada del resto.

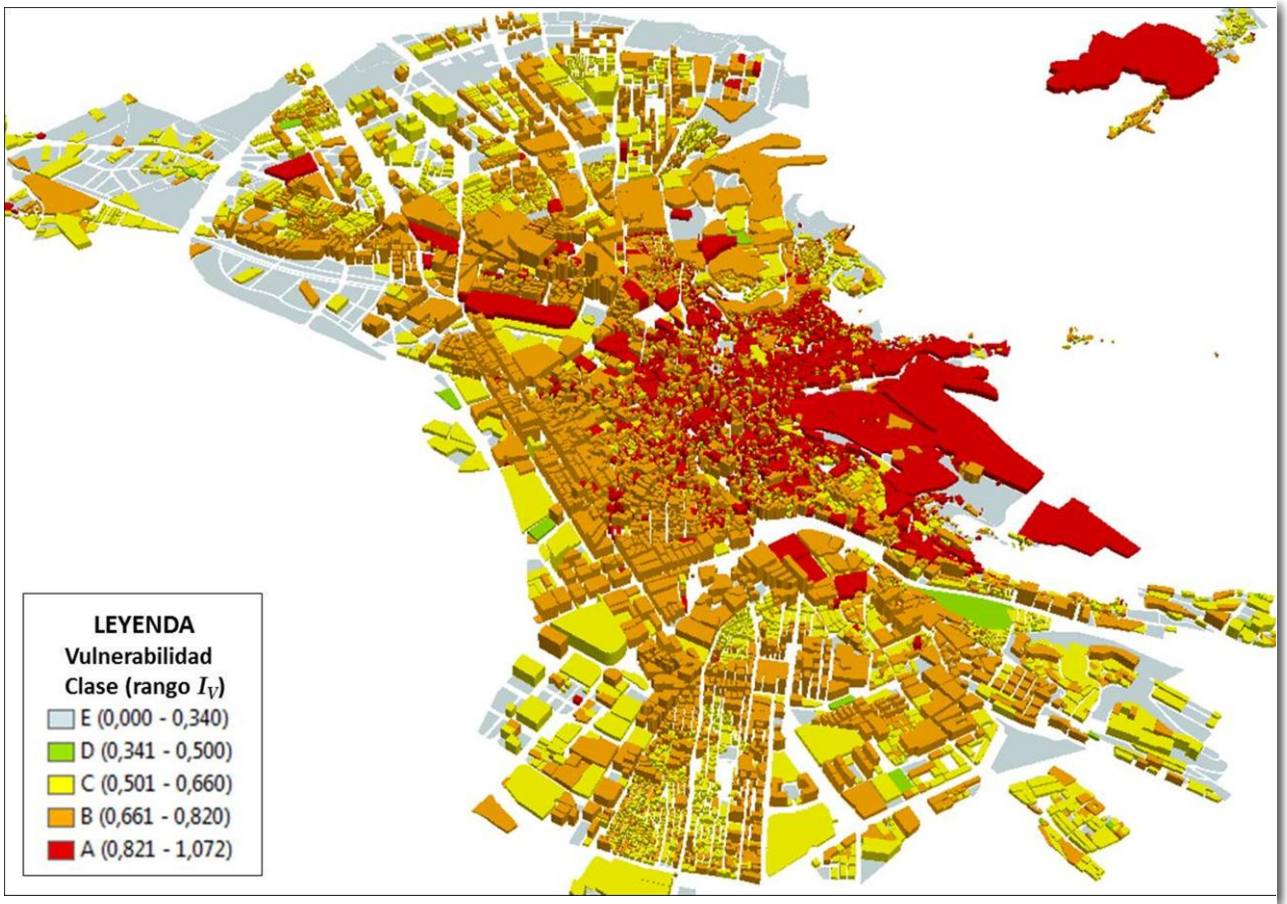


Figura 5.17: *Mapa de vulnerabilidad de la ciudad de Granada, en función del Índice de Vulnerabilidad total y de la clase de vulnerabilidad de la EMS-98*

5.3 Estudio del fenómeno de resonancia en Granada

Las edificaciones con períodos similares a los del terreno en el que se asientan, pueden acoplarse con el terreno e incrementar significativamente los daños. Este efecto también llamado de resonancia o de acoplamiento, descrito en el capítulo 4, se ha observado en numerosos terremotos moderados (Navarro et al., 2000, 2005, 2007) y destructores, siendo el de México de 1985 el ejemplo más significativo. Por este motivo resulta interesante la realización de un estudio del comportamiento dinámico de los edificios de Granada ante una sacudida sísmica.

Para el estudio de este fenómeno se han utilizado los datos de períodos dominantes del terreno estimados por Cheddadi (2001), cuyo procedimiento se describe

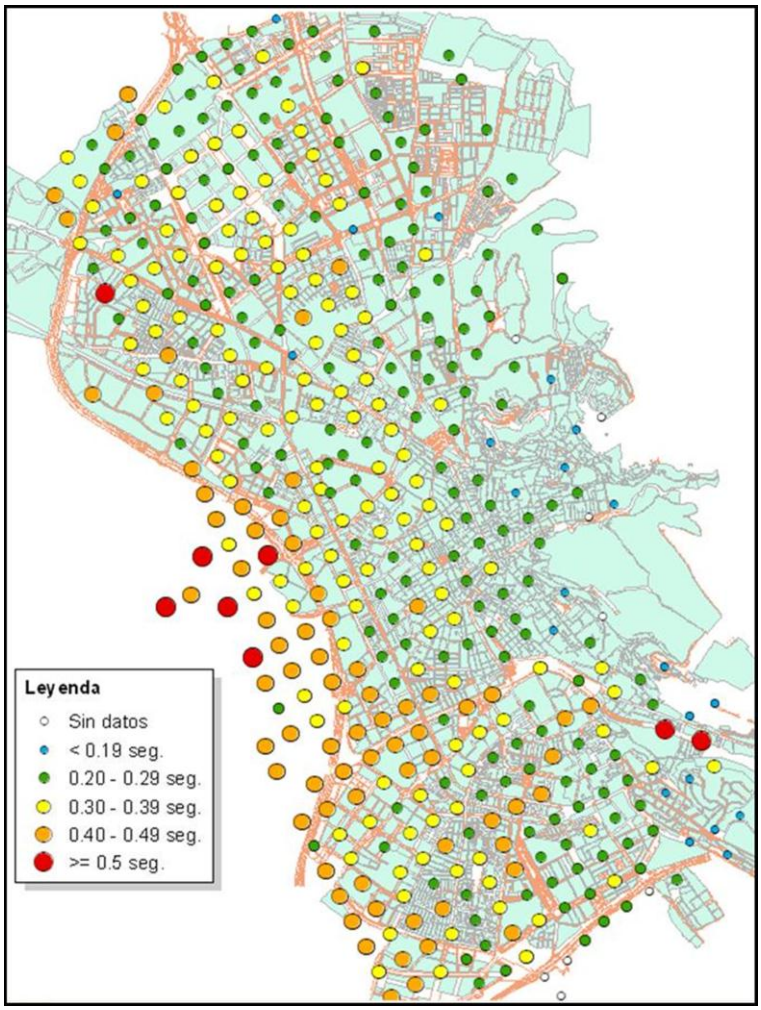


Figura 5.18: *Mapa de períodos dominantes del terreno elaborado a partir de los datos de Cheddadi (2001)*

en el capítulo 3. Estos datos se han integrado en el SIG en una capa de puntos mediante las coordenadas y los valores de los períodos en cada uno de los puntos, obteniendo un mapa de períodos dominantes del terreno de la ciudad (Fig. 5.18). Aquí se puede apreciar cómo se incrementan los períodos hacia la vega.

Para obtener los períodos naturales de vibración de los edificios de hormigón armado de Granada se ha utilizado la expresión (5-5) obtenida por Navarro et al. (2002 y 2004), a partir de los registros de ruido ambiental tomados en un centenar de edificios de la ciudad:

$$Tn = 0.049 * N \qquad (5\text{-}5)$$

donde Tn es el período natural de vibración del edificio y N el número de plantas del mismo sobre rasante.

Una vez obtenidos los *Tn* para los edificios de hormigón armado del SIG, se han comparado con los períodos dominantes del terreno obtenidos por Cheddadi (2001) representados en la Figura 5.18, coloreando los edificios de HA con períodos que están en el mismo rango que los anteriores y son susceptibles de acoplarse con el terreno en caso de verse sometidos a una sacudida sísmica moderada–alta (Fig. 5.19).

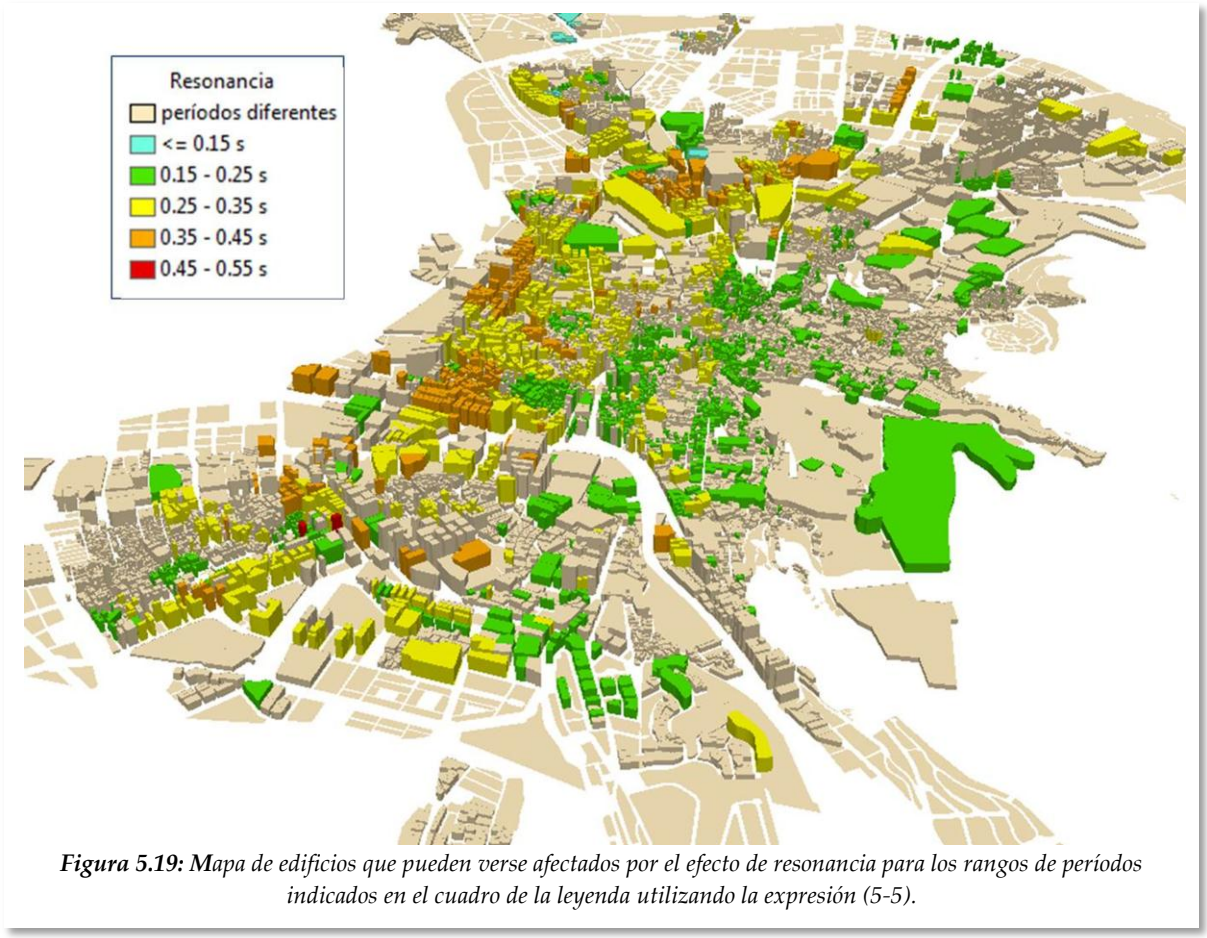


***Figura 5.19:** Mapa de edificios que pueden verse afectados por el efecto de resonancia para los rangos de períodos indicados en el cuadro de la leyenda utilizando la expresión (5-5).*

La NCSE-02 considera que, a falta de determinaciones más precisas como la expuesta anteriormente, el período fundamental de los edificios *(T_F)* en segundos, puede estimarse de forma aproximada mediante la expresión:

$$T_F = 0.09 * N \qquad (5\text{-}6)$$

La fórmula (5-6) se aplica a edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras. Teniendo en cuenta esta expresión, se puede obtener una visión aproximada de la respuesta de las estructuras en caso de sacudidas fuertes. Considerando las construcciones de la tipología referida y teniendo en cuenta

que los cerramientos y la tabiquería son los primeros que rompen, en la Figura 5.20 se estarían representando los edificios que, tras la pérdida de rigidización por los elementos no estructurales, podrían verse afectados por el fenómeno de resonancia.

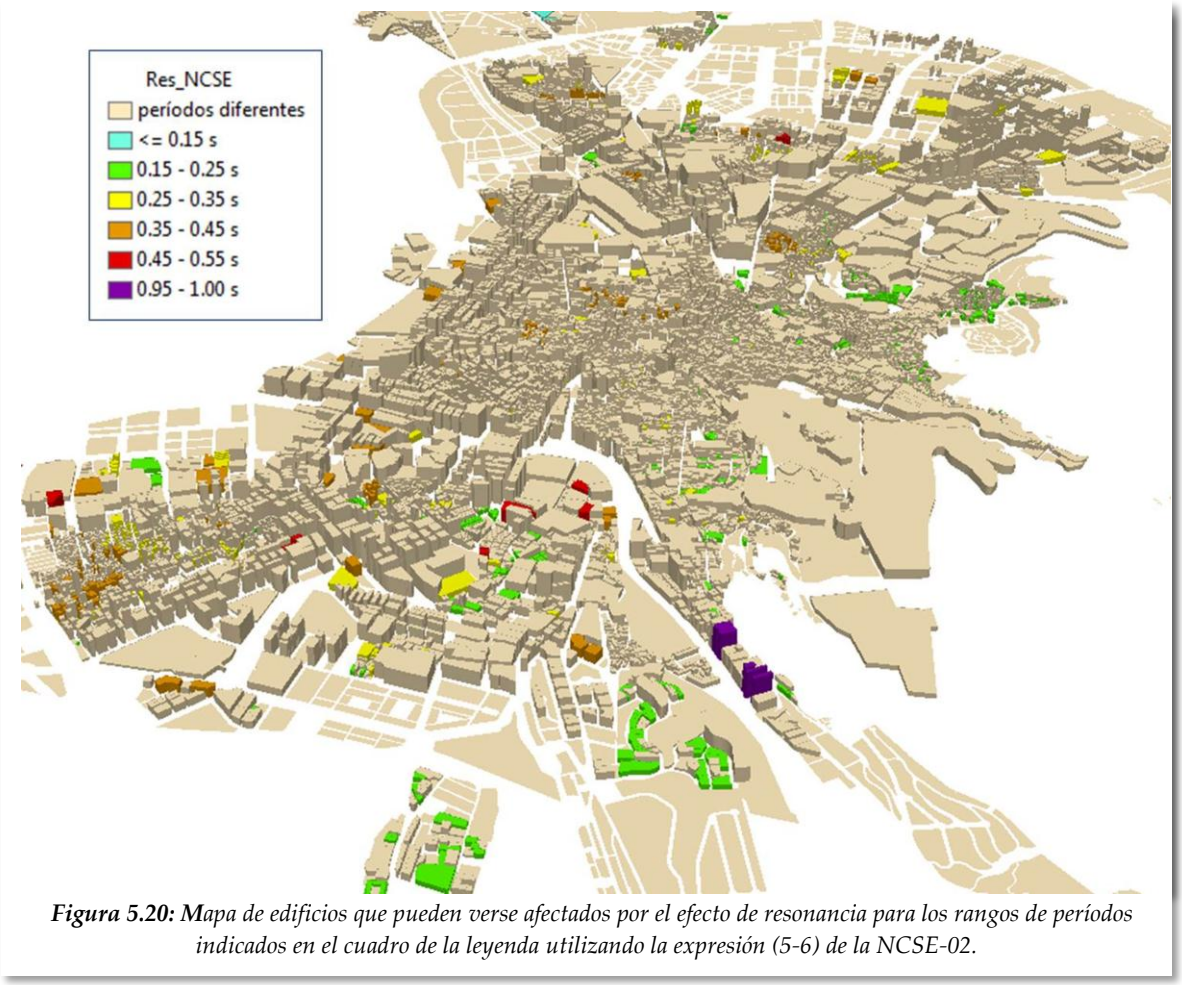


Figura 5.20: *Mapa de edificios que pueden verse afectados por el efecto de resonancia para los rangos de períodos indicados en el cuadro de la leyenda utilizando la expresión (5-6) de la NCSE-02.*

A pesar de que este fenómeno influye en los daños símicos y se han identificado las edificaciones susceptibles de sufrirlo en este trabajo, no ha podido aplicarse como modificador del I_V debido a que no está contemplado en la metodología utilizada y su valor necesita cuantificarse analítica y empíricamente.

Capítulo 6: Escenarios de daños sísmicos de la ciudad de Granada

Escenarios de Daños Sísmicos en Granada
Mercedes Feriche Fernández-Castanys

Capítulo 6: Escenarios de daños sísmicos de la ciudad de Granada.

6.1 Escenarios de daños sísmicos.

Los terremotos no matan, lo hacen las estructuras e infraestructuras que el hombre ha levantado a su alrededor para mejorar su calidad de vida pero subestimando el poder de la naturaleza. Ella misma se encarga de recordárnoslo de vez en cuando, como ha ocurrido recientemente con los terremotos de L'Aquila de 2009, el de Haití y el de Chile de 2010 o el de Japón del 11 de enero de 2011, sin olvidar el de Turquía o el de Lorca (Murcia) de ese mismo año.

Existen numerosas formas de evaluar los escenarios de daño sísmico, bien mediante el grado de daño sufrido por las edificaciones; por el número de edificios que han quedado inhabitables, por el número de víctimas; por las pérdidas económicas ocasionadas estimadas en coste de reposición; etc. En este capítulo nos vamos a centrar, principalmente, en el daño sufrido por las edificaciones sin dejar de lado las demás.

Los escenarios de daños son una herramienta extraordinaria para profundizar en el conocimiento del riesgo sísmico, pues permiten tener una evaluación de la distribución de los daños, víctimas, pérdidas económicas, escombros a retirar, servicios interrumpidos, etc., obtenida con anterioridad a la ocurrencia de un terremoto destructor. Pero también tienen sus limitaciones, puesto que los resultados de los modelos predictivos heredan las incertidumbres de la definición de la acción sísmica y de la vulnerabilidad de los edificios, así como la de la distribución de la población en el momento del terremoto. Respecto a la población afectada existe una notable variación de los resultados globales dependiendo de la hora del día, del día de la semana y del mes del año en que se produce el terremoto.

Además de la evaluación del riesgo sísmico, los escenarios de daños permiten a los profesionales que gestionan las emergencias, tener una visión preliminar de los efectos del terremoto para planificar, tanto la intervención inmediata de los grupos de rescate y sanitarios, los operativos relacionados con la evaluación de la habitabilidad de los edificios, la logística y el mantenimiento del orden, como otro tipo de intervenciones post-evento que han de realizarse a corto plazo relacionadas con el desescombro, reparación, demolición de edificios en mal estado, restablecimiento de los suministros

cortados durante el terremoto, realojamiento de las personas sin hogar o atención psicológica para éstas y los familiares de las víctimas.

6.2 Estimación del grado de daño.

6.2.1 Grado de daño medio

El Método del Índice de Vulnerabilidad (MIV) también estima el daño (tal y como se ha explicado en el apartado 4.5.4), a partir del índice de vulnerabilidad de un edificio y la intensidad sísmica esperada en su emplazamiento. La evaluación del ***daño probable*** se realiza a partir de un parámetro que define la función de distribución de probabilidad de los estados de daño para un edificio, en un determinado emplazamiento y para una intensidad esperada (Lantada, 2007). Esta metodología, propuesta por Giovinazzi y Lagomarsino (2002) y descrita por Milutinovic y Trendafiloski (2003) correlacionan el grado de daño medio μ_D, la intensidad macrosísmica I y el índice de vulnerabilidad Iv mediante la funciones de vulnerabilidad semi-empíricas definidas por la ecuación (4-6).

$$\mu_D = 2.5\left[1 + \tanh\left(\frac{\mathrm{I} + 6.25\bar{\mathrm{I}}_{\mathrm{v}} - 13.1}{2.3}\right)\right] \tag{4-6}$$

En esta expresión, la acción está definida mediante la intensidad macrosísmica (I) y el elemento expuesto (edificio) mediante un índice de vulnerabilidad *(Iv)*. Los grados de daño considerados por el MIV son los mismos que maneja la escala macrosísmica EMS-98 (de 1 a 5), a los que añade un grado más para abarcar los edificios que no han sufrido ningún tipo de daño. Por esta razón, los seis grados o estados de daño considerados por el MIV van desde cero (sin daño), a cinco (daño completo).

Otra manera de evaluar el grado de daño es mediante la estimación del ***estado o grado de daño medio***, *Dm*, basado en que la probabilidad de ocurrencia de cada estado de daño sigue una distribución Binomial o Beta equivalente para una determinada intensidad macrosísmica. Este tipo de distribuciones se caracteriza mediante un solo parámetro, el grado de daño medio, *Dm*, que suele definirse mediante la siguiente expresión:

$$D_m = \sum_{i=0}^{N} i\, P[D_i] \tag{6-1}$$

donde *N* es el número de estados de daño considerados, *i* es el número correspondiente al estado de daño *Di*, es decir, toma valores de *0* a *N* para cada estado de daño considerado en el análisis (de 0 a 5 en el MIV), *P[Di]* es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño *i* (de 0, para daño nulo, a 1 para daño total o colapso). El *Dm* es un parámetro representativo del daño más probable, puesto que aporta una visión del daño global, por lo que es muy útil a la hora de representar escenarios de daño sísmicos (Lantada, 2007). Este parámetro es similar a μ_D y, de hecho representan lo mismo, pero se han obtenido mediante operaciones diferentes, por lo que su valor no es exactamente el mismo pero sí muy similar.

6.2.2 Funciones de Vulnerabilidad y Matrices de Probabilidad de Daños

Existen diferentes variantes en la literatura especializada para establecer el daño esperado ante un cierto nivel de movimiento para cada tipología estructural. Pueden ser expresiones gráficas, matriciales o funciones matemáticas, pero en todos los casos representan relaciones entre tres conceptos: movimiento-vulnerabilidad-daño (SISMOSAN, 2007). Las propuestas de uso más generalizado son:

Matrices de Probabilidad de Daño (MPD): representan la probabilidad condicional de obtener un determinado grado de daño para cada tipo de estructura o clase de vulnerabilidad, ante una determinada acción sísmica. Existen diferentes propuestas de MPD: las derivadas de análisis, bien de datos de terremotos reales, bien de funciones semiempíricas u opiniones de expertos, entre las que p.e. destacamos las propuestas por la ATC (ATC-13, 1985), Braga et al. (1982, 1985) y Chávez (1998).

Funciones de Vulnerabilidad o Curvas de fragilidad: son funciones matemáticas o gráficas que expresan en forma continua la relación entre los grados de daño y la intensidad del movimiento sísmico, para cada clase de vulnerabilidad. Se obtienen mediante un ajuste numérico de observaciones de daños sobre distintas tipologías (vulnerabilidad observada), o mediante un proceso de simulación numérica (vulnerabilidad calculada).

Las diferentes funciones de vulnerabilidad semi-empíricas para la ciudad de Granada se han obtenido correlacionando, mediante la expresión (4-6) el grado de daño medio μ_D, la intensidad macrosísmica I y el índice de vulnerabilidad I_v. Estas funciones se muestran en la Figura 6.1 para los diferentes tipos de edificios considerados en este estudio y definidos en el proyecto Risk-UE (2003). Obsérvese cómo la tipología M1.1 corresponde al tipo de edificio más vulnerable y la S2 al menos vulnerable.

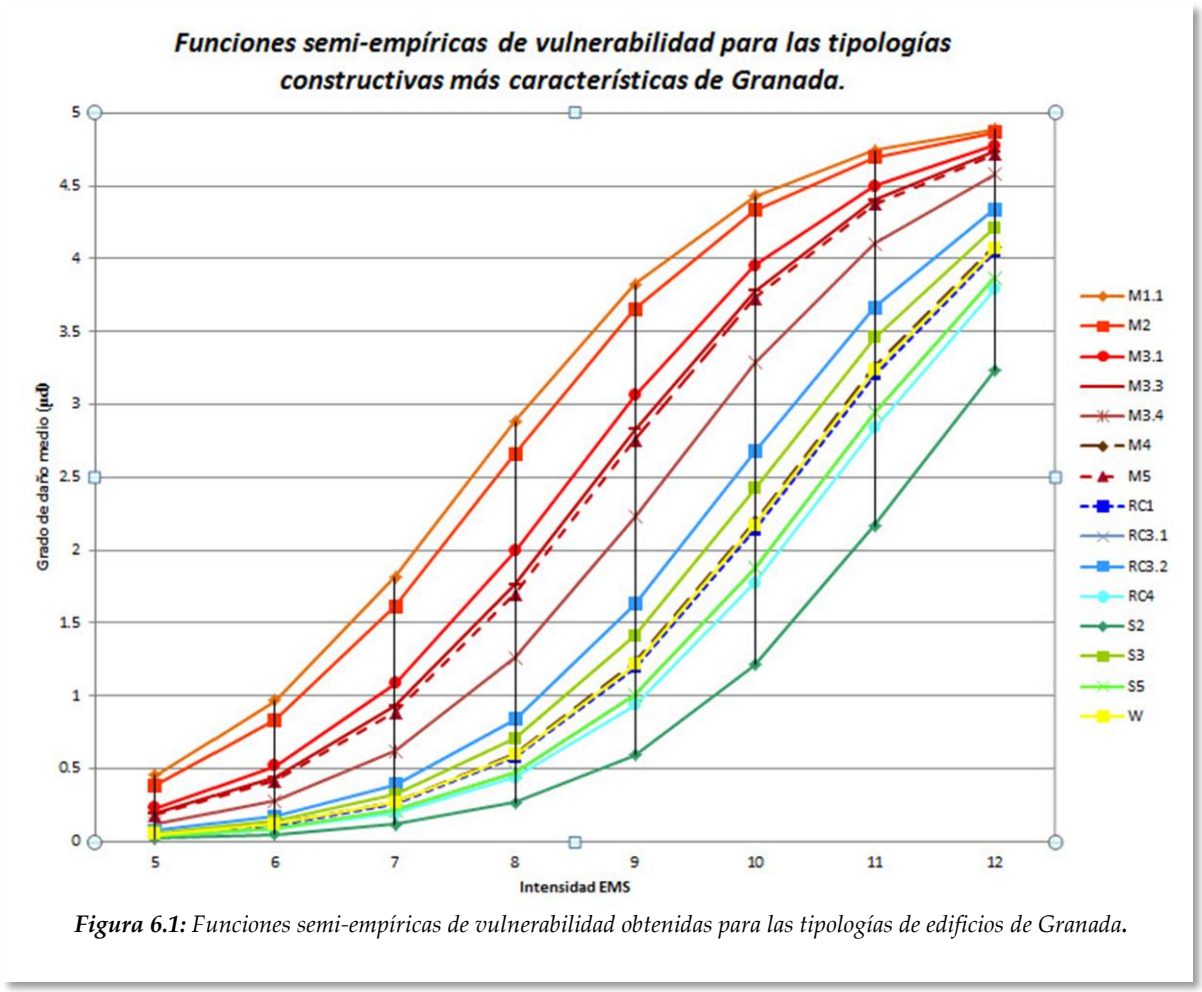


Figura 6.1: *Funciones semi-empíricas de vulnerabilidad obtenidas para las tipologías de edificios de Granada.*

Probabilidad de daño: o probabilidad de que una estructura sufra un determinado grado de daño *Dj* se define, como ya vimos en el capítulo 4, como:

$$P[D_j] = \sum_I P[Dj|I,V] \cdot P[V] \qquad (6\text{-}2)$$

donde:

- *P[V]*, es la probabilidad de que la edificación pertenezca a la clase de vulnerabilidad *V*, según la clasificación adoptada. En el caso de la escala EMS-98, V varía entre las clases A y F.

- *P[Dj|I,V]*, es la probabilidad condicionada a que se observe el nivel de daño j, dada una intensidad de movimiento I y una clase de vulnerabilidad V.

La estimación de *P[Dj]* requiere el uso de matrices de probabilidad de daño, funciones de vulnerabilidad o curvas de fragilidad que permitan interpretar el movimiento esperado como porcentajes de daño. Esto requiere disponer de datos locales, tanto de intensidad de movimiento del suelo como de daños causados en terremotos previos, de los que carecemos (salvo de sismos históricos), lo que nos obliga a utilizar curvas y matrices propuestas por diferentes autores, teniendo en cuenta la similitud entre las tipologías constructivas de Granada y las de la zona origen de los datos.

Lantada (2007) modeló la probabilidad *Pβ(x)* de que un edificio de una tipología determinada sufriera un cierto grado de daño, al ser afectado por un terremoto de una intensidad sísmica determinada *x*, mediante una función de distribución Beta o Binomial equivalente representada por la Ecuación 6-2:

$$p_\beta(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(r)\,\Gamma(t-r)} \frac{(\mathrm{x\text{-}a})^{r-1}(\mathrm{b\text{-}x})^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}} \qquad \mathrm{a} \le \mathrm{x} < \mathrm{b} \qquad (6\text{-}3)$$

Donde Γ es la función Gamma, a y b definen los valores extremos de la función de densidad de probabilidad de la distribución, y deben tomar valores que permitan hallar las probabilidades de ocurrencia o de excedencia de cada uno de los estados de daño considerados (son seis, a=0 y b=6). El parámetro *t* afecta a la dispersión de la distribución y su valor se fija en 8, para que la distribución Beta, en este caso, sea similar a la distribución Binomial (Giovinazzi y Lagomarsino, 2002). Después se ajusta el parámetro *r* de manera que la distribución Binomial del parámetro μ_D sea equivalente a la distribución Beta definida por la ecuación (6-3) mediante la relación (6-4) y que se define por un único parámetro, el grado de daño medio μ_D:

$$r = t(0.007\mu_D^3 - 0.052\mu_D^2 + 0.2875\mu_D) \qquad t=8 \qquad (6\text{-}4)$$

donde ($\boldsymbol{\mu_D}$) y *(r, t)* son, respectivamente, los parámetros de las distribuciones Binomial y Beta.

La función de Distribución Beta Acumulada (*Cumulative Distrtibute Function*, CDF) define la probabilidad de que el grado de daño se halle entre los valores *a* y *x* y viene dada por la integración de la función (6-5), tal y como se puede ver en la expresión:

$$P_\beta(x) = \int_a^x P_\beta(\varepsilon)d\varepsilon \qquad (6\text{-}5)$$

A partir de esta expresión se puede obtener la probabilidad de cada grado de daño k (desde 0 hasta 5) mediante la expresión:

$$P_k = P_\beta(k+1) - P_\beta(k) \quad (6\text{-}6)$$

Donde P_K define para una intensidad y un edificio dados, una celda de la matriz de probabilidad de daño correspondiente.

Todo el procedimiento descrito en los párrafos anteriores ha servido para obtener las matrices de probabilidad de daño correspondientes a los edificios y escenarios analizados de la ciudad de Granada. Como ejemplo, se muestran los resultados obtenidos (matrices de probabilidad de daño) para los edificios más vulnerables y menos vulnerables de cada una de las zonas resultantes de la microzonificación sísmica de la ciudad y para cada una de las intensidades de los escenarios obtenidos (Figuras 3.42 y 3.43). Los resultados obtenidos se representan en tablas, donde se han agrupado en función de los siguientes campos:

- μ_D ó daño más probable, estimado mediante la ecuación (4-6).
- Distribución de la probabilidad de ocurrencia para los 6 estados de daño: NULO, LEVE, MODERADO, SEVERO, EXTENSIVO y COLAPSO, o lo que es lo mismo 0, 1, 2, 3, 4 y 5, respectivamente, para cada índice de vulnerabilidad estimado.
- *Dm*, también llamado estado o grado de daño medio estimado a partir de la función (6-1) y de valor similar a μ_D.

Las Tablas 6.1 y 6.2 muestran un resumen de estos resultados para los dos grandes grupos de tipologías constructivas existentes en Granada, las de mampostería o muros de carga y las de hormigón armado respectivamente.

Tabla 6.1: *Matriz de probabilidad de daño en edificios de mampostería para valores extremos del Índice de Vulnerabilidad y cada uno de los escenarios (VII y VIII en roca)*

Escenario I(EMS)	Mín / Máx	Iv	μ_D	Probabilidades para el estado de daño						Dm
				0	1	2	3	4	5	
7,0	Mín	0,429	0,2433	0,8854	0,2585	0,0155	0,0017	0,0001	0,0000	0,1337
	Máx	1,02	2,7975	0,0059	0,0072	0,2559	0,3593	0,2487	0,0458	2,8979
7,2	Mín	0,351	0,1916	0,9167	0,2007	0,0105	0,001	0,0000	0,0000	0,096
	Máx	1,04	3,1378	0,002	0,0027	0,1799	0,3434	0,335	0,097	3,2578
7,4	Mín	0,391	0,2782	0,8626	0,2931	0,0196	0,0022	0,0001	0,0000	0,1617
	Máx	1,040	3,3361	0,0009	0,0014	0,1361	0,3132	0,3777	0,1457	3,4772
7,6	Mín	0,676	1,2406	0,2268	0,2024	0,2607	0,0902	0,0138	0,0004	1,2570
	Máx	0,980	3,1631	0,0018	0,0025	0,1742	0,3404	0,3410	0,1023	3,2854
8,0	Mín	0,429	0,5439	0,6638	0,2585	0,0664	0,0106	0,0007	0,0000	0,4258
	Máx	1,020	3,7594	0,0001	0,0072	0,0583	0,2064	0,408	0,3199	3,9746
8,2	Mín	0,351	0,434	0,7493	0,2007	0,0436	0,006	0,0004	0,0000	0,3074
	Máx	1,040	4,0040	0,0000	0,0027	0,0286	0,1331	0,362	0,4735	4,2749
8,4	Mín	0,391	0,6163	0,6076	0,2931	0,0837	0,0145	0,0011	0,0000	0,5085
	Máx	1,040	4,1355	0,0000	0,0014	0,0177	0,0961	0,3142	0,5705	4,4347
8,6	Mín	0,676	2,2025	0,0295	0,2024	0,3498	0,2931	0,1152	0,0102	2,2926
	Máx	0,980	4,0212	0,0000	0,0025	0,0270	0,1281	0,3567	0,4857	4,2961

Tabla 6.2: *Matriz de probabilidad de daño en edificios de Hormigón Armado para valores extremos del Índice de Vulnerabilidad y cada uno de los escenarios (VII y VIII en roca)*

Escenario I(EMS)	Mín / Máx	Iv	μ_D	Probabilidades para el estado de daño						Dm
				0	1	2	3	4	5	
7	Mín	0,302	0,1251	0,9520	0,1210	0,0055	0,0005	0,0000	0,0000	0,0545
	Máx	0,960	2,3914	0,0184	0,0205	0,3289	0,3244	0,1523	0,0169	2,4839
7,2	Mín	0,322	0,1646	0,9318	0,1685	0,0083	0,0008	0,0000	0,0000	0,0781
	Máx	1,072	3,3361	0,0009	0,0014	0,1361	0,3132	0,3777	0,1457	3,4772
7,4	Mín	0,322	0,1946	0,9150	0,2042	0,0107	0,0011	0,0000	0,0000	0,0980
	Máx	0,952	2,7707	0,0064	0,0078	0,2616	0,3587	0,2419	0,0430	2,8701
7,6	Mín	0,502	0,5681	0,6450	0,4112	0,0720	0,0118	0,0008	0,0000	0,4531
	Máx	0,975	3,1314	0,0020	0,0027	0,1814	0,3441	0,3335	0,0957	3,2509
8	Mín	0,302	0,2884	0,8557	0,1210	0,0208	0,0024	0,0001	0,0000	0,1702
	Máx	0,960	3,4312	0,0006	0,0205	0,1163	0,2936	0,3934	0,1756	3,5855
8,2	Mín	0,322	0,3755	0,7936	0,1685	0,0334	0,0043	0,0002	0,0000	0,2491
	Máx	1,072	4,1355	0,0000	0,0014	0,0177	0,0961	0,3142	0,5705	4,4347
8,4	Mín	0,322	0,4405	0,7443	0,2042	0,0448	0,0063	0,0004	0,0000	0,3141
	Máx	0,952	3,7390	0,0002	0,0078	0,0614	0,2124	0,4094	0,3089	3,9498
8,6	Mín	0,502	1,1710	0,2572	0,4112	0,2422	0,0780	0,0111	0,0003	1,1753
	Máx	0,975	3,9997	0,0000	0,0027	0,0291	0,1344	0,3633	0,4704	4,2696

También se han representado los valores extremos (máximo y mínimo) del I_V para cada uno de los valores de intensidad macrosísmica calculados en los dos escenarios de movimiento del suelo obtenidos en este trabajo (Figuras 3.42 y 3.43).

6.3 Escenarios de daños sísmicos para Granada

6.3.1 Estimación del daño con el SIG elaborado

Para obtener un escenario de daños es fundamental contar con una herramienta SIG[1] para poder elaborar, depurar, completar y calcular toda la información descrita en los capítulos anteriores para la ciudad de Granada. Además de permitirnos manejar varias bases de datos, correlacionarlas y georreferenciarlas, esta herramienta nos ha permitido caracterizar a cada edificio mediante su índice de vulnerabilidad, por un lado, y por otro la Intendidad EMS-98 correspondiente a su lugar de ubicación para cada escenario. Para esto último se ha tenido en cuenta el mapa de microzonación sísmica o de amplificación de la sacudida sísmica (Fig. 3.36), a partir del cual y tras determinar

[1] SIG: Sistemas de Información Geográfica tipo ArcGis o GVsig.

(mediante una revisión de la sismicidad histórica) la IEMS más probable y la más desfavorable, se han elaborado los dos escenarios deterministas de daño sísmico representados en las Figuras 3.42 y 3.43 (tal y como se describe en el capítulo 3). Con estos dos parámetros se ha obtenido el daño medio o más probable para cada edificio, así como la probabilidad de ocurrencia de cada estado o grado de daño (suponiendo una distribución Binomial o Beta equivalente). Por último, se han incorporado estos resultados al SIG, lo que nos ha permitido representarlos gráficamente en función de diferentes criterios.

Todo este proceso se ha intentado plasmar en el gráfico de la Figura 6.2. En la que se han representado con diferentes colores los diferentes procesos llevados a cabo en este trabajo:

- Color AZUL para el procesamiento de los datos de las edificaciones.
- Color TURQUESA para el muestreo de edificaciones.
- Color VERDE para el procesado de los datos del suelo.
- Color ROSA para la peligrosidad sísmica.
- Color MARRÓN para los resultados relacionados con el suelo.
- Color AMARILLO para los resultados relacionados con el daño en las edificaciones, ya sea grado de daño medio, o el daño más probable, probabilidad de sufrir un determinado grado de daño o edificios inhabitables.

La representación gráfica de los resultados puede realizarse en función, bien del μ_D, bien de cada una de las *probabilidades de ocurrencia de cada grado daño* (Nulo, Leve, Moderado, Severo, Extensivo y Colapso), o bien del *Dm*. Al final se ha optado por seguir el criterio establecido por Lantada (2007) para Barcelona, mediante el que relaciona cada grado de daño de la EMS-98 con los valores absolutos de *Dm*, tal y como se indica en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3: *correlación de cada grado de daño de la EMS98 con los valores de Dm obtenidos a partir de Lantada (2007).*

Color	Valores de *Dm*	Grado Daño	Valoración
	0 - 0.49	0	Nulo
	0.50 - 1.49	1	Leve
	1.50 - 2.49	2	Moderado
	2.50 - 3.49	3	Severo
	3.50 - 4.49	4	Extensivo
	≥ 4.50	5	Completo

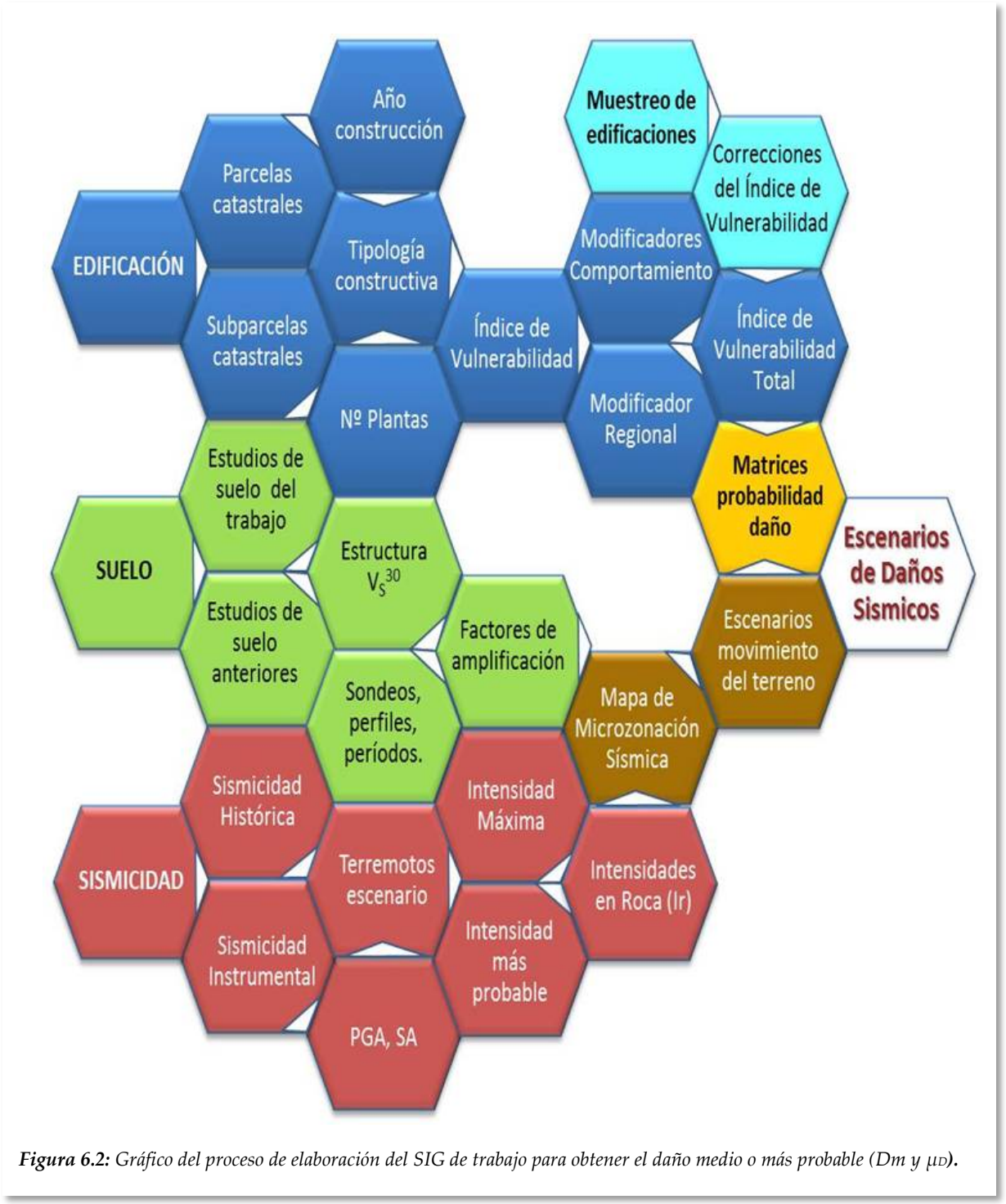


Figura 6.2: *Gráfico del proceso de elaboración del SIG de trabajo para obtener el daño medio o más probable (Dm y μ_D).*

6.3.2 Escenarios de daños obtenidos para Granada

Siguiendo el criterio de Lantada (2007), para el escenario I_{EMS} en roca Ir= VII habría 9327 edificios con daño leve, 4565 con daño moderado y 1119 con daño severo, mientras que para el escenario I_{EMS} en roca Ir = VIII habría 5.486 edificios con daño leve, 7.187 con daño moderado, 3.473 con daño severo y 2.256 con daño generalizado (Fig 6.3).

En el gráfico de la Figura 6.3 se puede apreciar que el grado de daño que predomina en el escenario de Ir= VII es el grado 1 o leve, mientras que en el escenario de Ir= VIII es el grado 2 o moderado, sin menospreciar el número de edificios afectados por el grado 3 (severo) y por el grado 4 (extensivo).

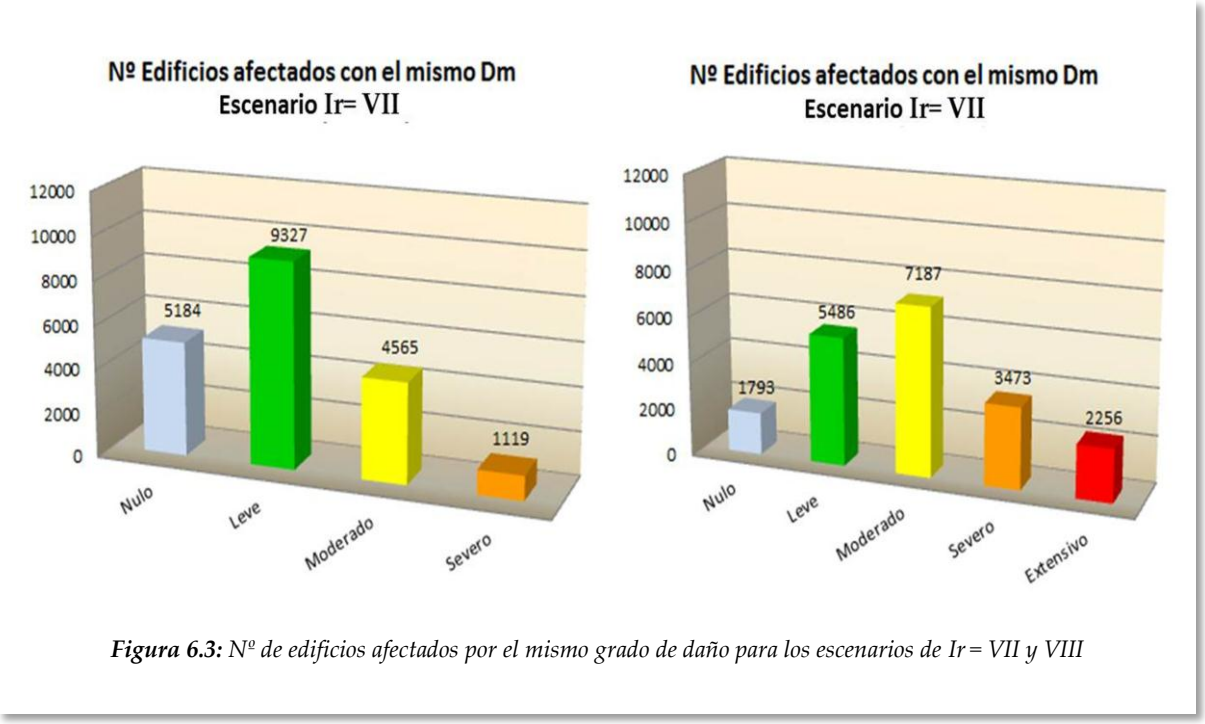


Figura 6.3: *Nº de edificios afectados por el mismo grado de daño para los escenarios de Ir = VII y VIII*

En las figuras 6.4 y 6.5 se representan los mapas de distribución de daños (*Dm)* para los escenarios deterministas obtenidos en el capítulo 3, con Intensidades EMS en roca (Ir) de VII y VIII respectivamente.

Comparando los dos escenarios de daños con el mapa de distribución de índices de vulnerabilidad (Fig. 5.17), se puede apreciar que los daños más significativos están relacionados con las edificaciones de mayor vulnerabilidad. Por esta razón, la zona más vulnerable, en este caso el casco histórico de la ciudad (con los edificios más antiguos), aparece como la más afectada en ambos escenarios. No obstante, en esta zona, existen edificios muy poco vulnerables, consecuencia de actuaciones de rehabilitación llevadas a cabo, bien por particulares, bien por el Área de Rehabilitación del Ayuntamiento de

Granada. De estas últimas, se ha recopilado en la base de datos del muestreo toda la información suministrada por los técnicos municipales, acerca de los diferentes métodos y grados de refuerzo utilizados en los distintos proyectos en los que han intervenido.

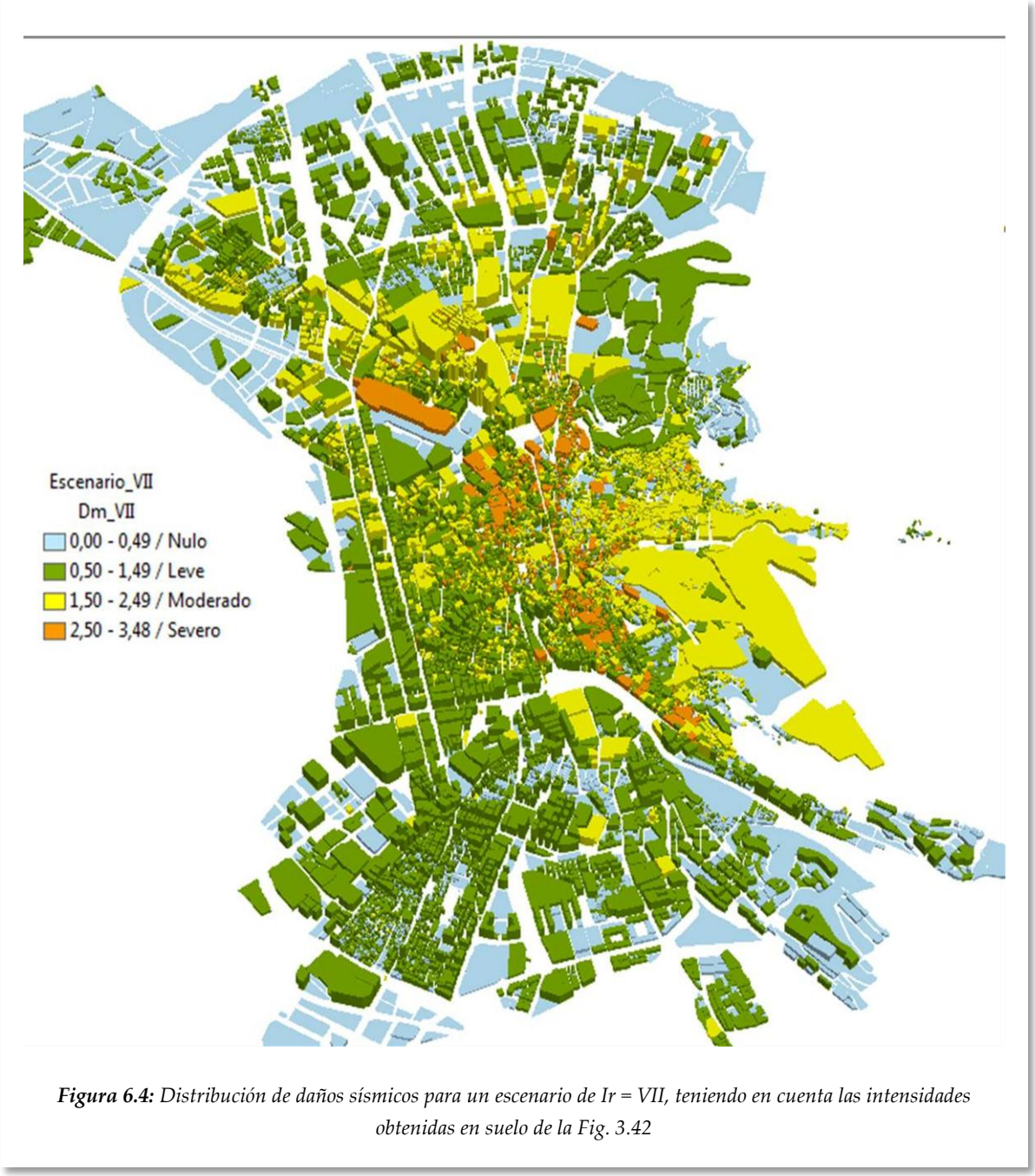


Figura 6.4: *Distribución de daños sísmicos para un escenario de Ir = VII, teniendo en cuenta las intensidades obtenidas en suelo de la Fig. 3.42*

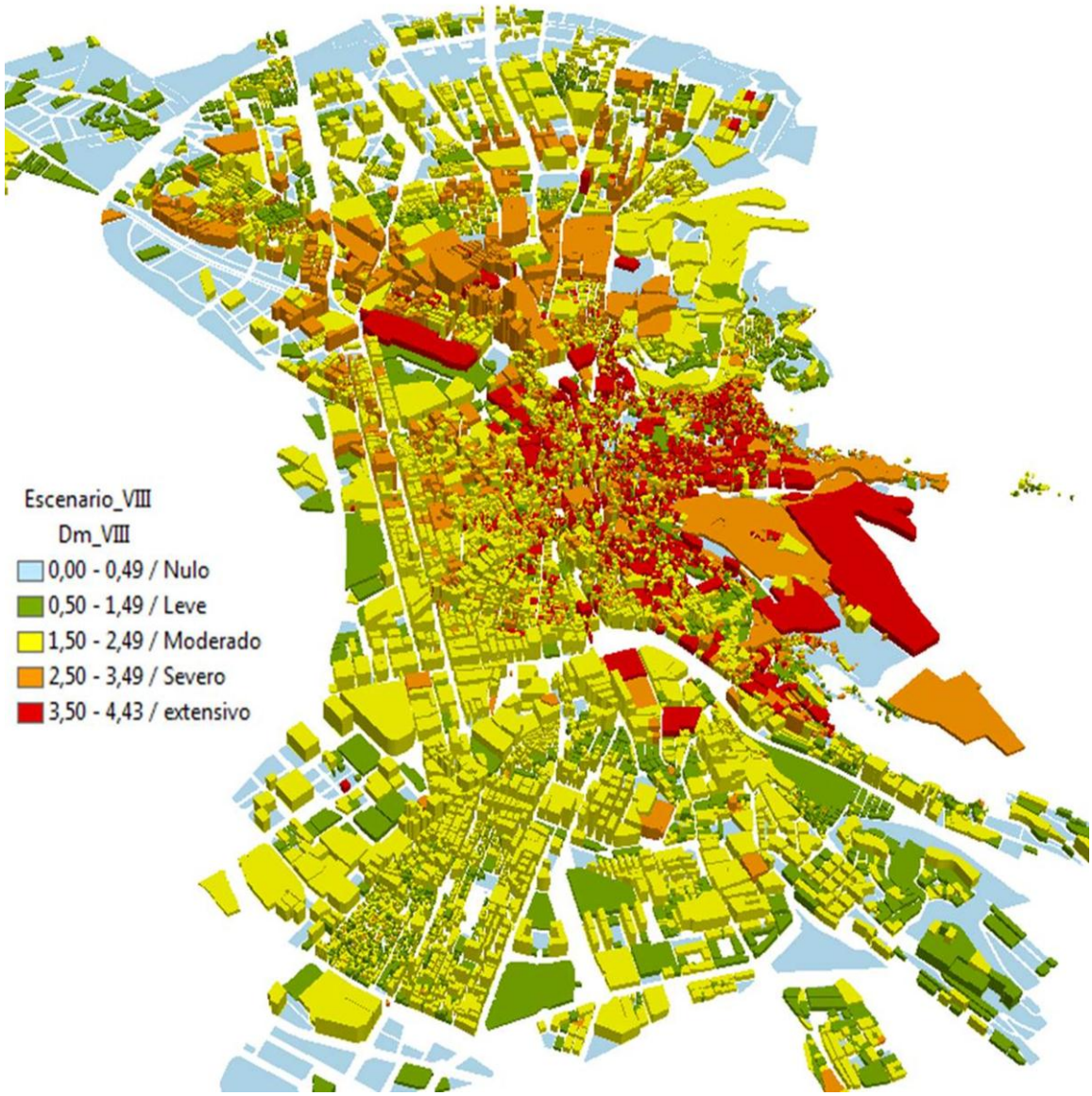


Figura 6.5: *Distribución de daños sísmicos para un escenario de Ir = VIII teniendo en cuenta las intensidades obtenidas en suelo de la Fig. 3.43*

También se puede apreciar cómo disminuye el daño hacia la periferia de la ciudad, relacionándose con las zonas de expansión y de crecimiento urbano más recientes y, por tanto, con una calidad de construcción mejor que en las zonas más antiguas (casco histórico y alrededores).

La gran similitud de cada uno de los escenarios con el mapa de vulnerabilidad de las edificaciones, también indica que la influencia del suelo es poco significativa, lo que se corresponde con los bajos factores de amplificación correspondientes a cada área del

mapa de microzonación sísmica (Fig. 3.36), donde la máxima amplificación se traduce en medio grado de intensidad EMS-98 para zonas de rellenos antrópicos.

Se han realizado análisis estadísticos para ver otras distribuciones de *Dm*, como p.e en función de la altura o número de plantas de los edificios (Fig. 6.6). En ella se puede apreciar que los daños severos o mayores se concentran en edificios de 2 a 7 plantas en el escenario de Ir= VII, y en los de 1 a 9 plantas para el escenario de Ir= VIII.

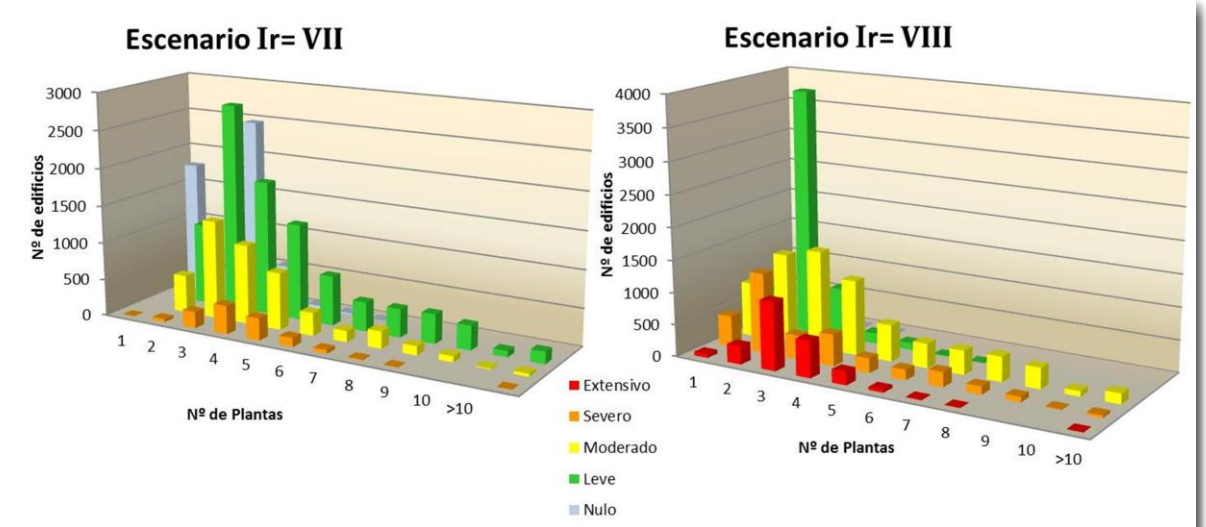


Figura 6.6: *Nº de edificios afectados con un grado de daño en función del número de plantas(o la altura) para los escenarios de Ir= VII y VIII*

No menos interesante resulta la comparación entre el Nº de edificios afectados por los distintos grados de daño agrupados en función del período constructivo y de vigencia de las diferentes normativas de construcción sismorresistente (Fig. 6.7).

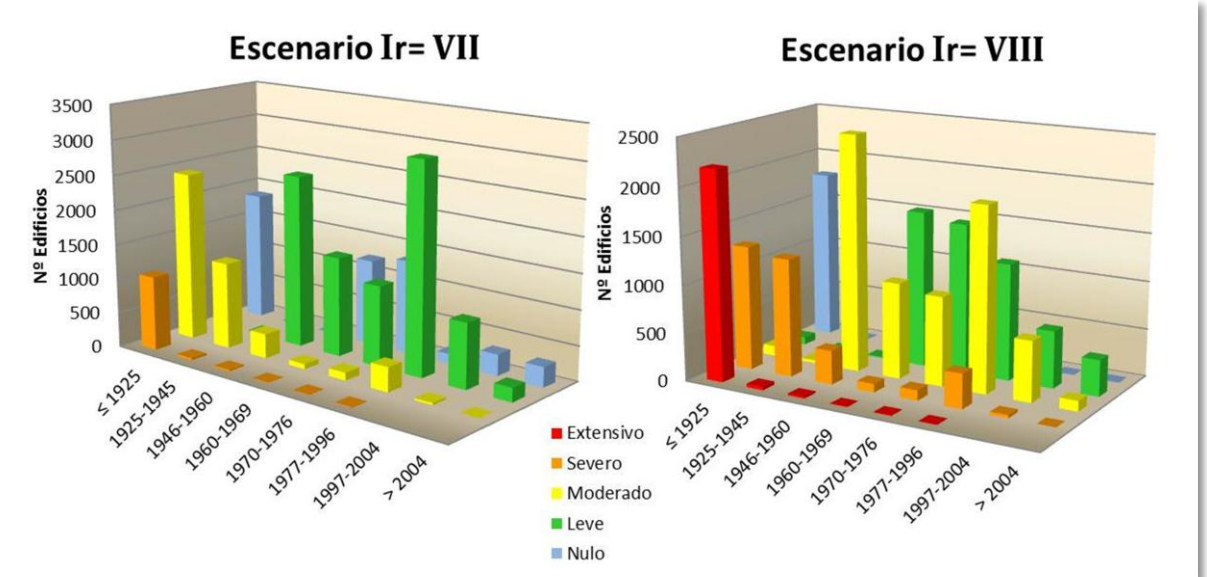


Figura 6.7: *Nº de edificios afectados con un grado de daño en función del período constructivo para los escenarios de Ir= VII y VIII*

Aquí se puede apreciar que para ambos escenarios, los daños más desfavorables afectan mayoritariamente, como era de esperar, a los edificios construidos con anterioridad a 1925, seguidos por los anteriores a 1945. Es curioso el incremento del daño moderado estimado en el caso del escenario Ir =VIII para edificios construidos en el período 1977-1996, justo antes de la implantación de la NCSE-94.

6.3.3 Edificios inhabitables en cada escenario

El grado de daño definido por la EMS98 no sólo sirve para evaluar el grado de afectación de un edificio, sino que se puede utilizar, entre otras cosas, para estimar el escenario sísmico en función del número de edificios inhabitables, o sea aquellos que por las características de los daños sufridos son considerados que su ocupación constituye un alto riesgo ante la posibilidad de nuevas réplicas. Existen varias metodologías que ayudan a estimar este parámetro a partir de las probabilidades de ocurrencia de los estados de daño severo (Grado 3 de la EMS) y extensivo-completo (Grados 4 y 5 de la EMS) entre las que destacamos las de Vacareanu et al (2004) y Coburn & Spence (1992):

- **Vacareanu et al. (2004)** estiman que el número de viviendas inhabitables es la suma del 90% de las viviendas que sufren el estado de daño extensivo (grado 3) y el 100% de las que sufren el estado de daño completo (grados 4 y 5).

-

$$N^{o}\ edif\ Inhabitables = N^{o}edif\ Grado4 + N^{o}edif\ Grado\ 5 + 0{,}9\ N^{o}edif\ Grado\ 3 \quad (6\text{-}7)$$

- **Coburn y Spence (1992)** consideran que el número de viviendas inhabitables se puede aproximar mediante la siguiente función:

$$N^{o}\ edif\ Inhabitables = N^{o}\ edif\ Grado4 + N^{o}\ edif\ Grado\ 5 + 0{,}5\ N^{o}edif\ Grado\ 3 \quad (6\text{-}8)$$

Lantada (2007) utilizó la metodología de Vacareanu et al (2004) en su estudio de riesgo sísmico para Barcelona, mientras que la de Coburn y Spence (1992) se aplicó en el Estudio de Riesgo Sísmico de Andalucía (SISMOSAN, 2007).

Los recientes terremotos acaecidos en Lorca en mayo de 2011 nos han dado una visión realista acerca de los escenarios de edificios inhabitables en nuestro país, más cercana a la estimación de Vacareanu et al (2004) que a la de Coburn y Spence (1992), por lo que ha sido esta primera la utilizada en este estudio. Los resultados obtenidos son de 1.007 y 5.382 edificios inhabitables para los escenarios de I_R= VII y VIII respectivamente. En la Figura 6.8 se muestra el número de edificios inhabitables para cada uno de los escenarios, así como la distribución del resto de edificios en función del Dm.

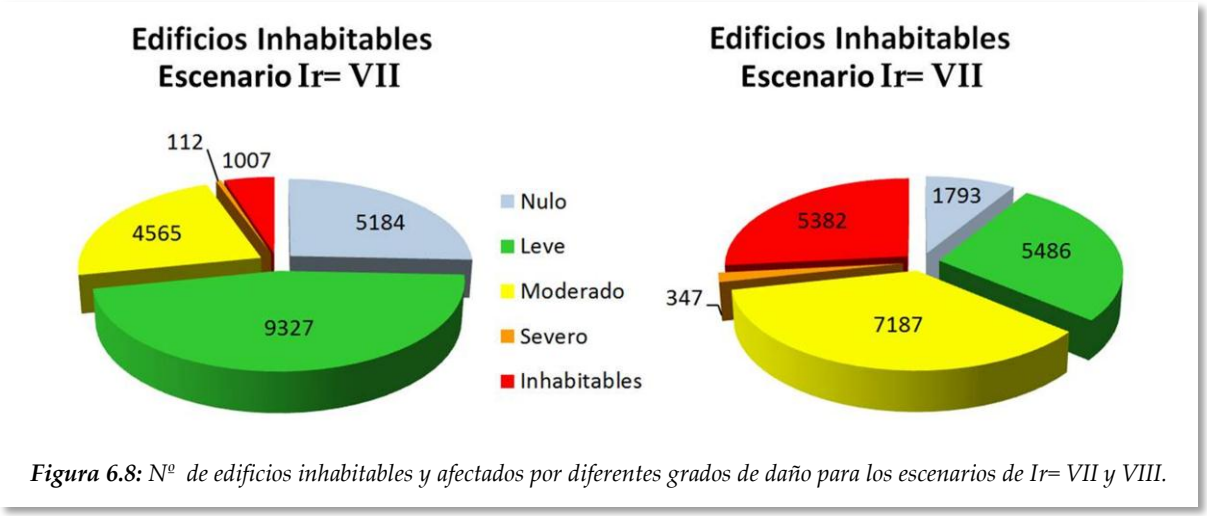


Figura 6.8: *Nº de edificios inhabitables y afectados por diferentes grados de daño para los escenarios de Ir= VII y VIII.*

La estimación del número de edificios inhabitables proporciona una información muy importante a la hora de planificar la emergencia sísmica pues, partiendo de este dato, se puede valorar el *número de personas que podrían quedar sin hogar* y tendrían que ser desalojados y poder así prever los recursos necesarios en esa situación. Para ello, Vacareanu et al (2004) utilizan la siguiente expresión:

$$N_{psh} = N_{pv} \,.\, N_{viv}\,(0{,}9P_{ds3} + 1{,}0P_{ds4,5}) \qquad (6\text{-}9)$$

donde N_{psh} es el número de personas sin hogar, P_{ds3} la probabilidad del estado de daño extensivo, $P_{ds4,5}$ la del estado de daño completo, N_{viv} es el número de viviendas y N_{pv} es el número de personas por vivienda. Teniendo en cuenta que, según el Instituto Nacional de Estadística (INE), el número de viviendas de Granada es 124.663 y el número de personas residentes en viviendas familiares es de 238.888, se ha estimado el N_{pv} en 1,92 y hemos obtenido las cifras de 33.951 y 97.223 personas sin hogar para los escenarios de I_R= VII y VIII respectivamente.

6.4 Estimación de las víctimas de los escenarios sísmicos.

Los modelos de escenarios propuestos en este trabajo pueden ser utilizados en muchas disciplinas, dentro y fuera del marco de la planificación de emergencias y, dada la naturaleza de este trabajo, no vamos a profundizar en éstas aunque sí creemos necesario mencionar algunas de ellas.

Desde el punto de vista de la sanidad no sólo es interesante el estudio de la vulnerabilidad de los Hospitales y demás centros de atención primaria como estructuras de especial importancia según la NCSE-02, puesto que han de permanecer operativas durante la emergencia sísmica, lo que implicaría en ocasiones la necesidad de refuerzo

estructural u operativo de dicha infraestructura. También es interesante la estimación del número de víctimas para poder calcular el número de camas necesarias de hospitalización, así como el número de hospitales de campaña necesarios para la atención de las víctimas y los lugares apropiados para la ubicación de la logística sanitaria. Martínez-Zaldívar (2006) elaboró un Plan de actuación sanitaria ante emergencia sísmica para un caso de terremoto destructor en el área metropolitana de Granada, en el que describe muy bien tanto el aspecto logístico como el de la estimación y la clasificación de las víctimas producidas por un terremoto de dichas características.

Uno de los aspectos de mayor importancia de los terremotos es la generación de heridos y víctimas mortales a consecuencia de los daños causados en las construcciones. En muchas regiones del planeta se producen terremotos severos capaces de colapsar estructuras e interrumpir la actividad económica, las líneas de comunicación y los servicios públicos. La principal causa de estas grandes pérdidas es el comportamiento sismorresistente inadecuado de las estructuras y especialmente de los edificios. En este sentido, debe señalarse que el 75% de las víctimas que los terremotos produjeron en el mundo entre 1900 y 1992 se debieron al colapso de edificios (Coburn et al., 1992)(Fig.6.9). Lorenzini (2011) destaca en esta figura el gran número de víctimas por colapso de edificios de mampostería no reforzada. Éstos son edificios generalmente antiguos, sin diseño sismorresistente, débiles, que pueden sufrir daños importantes o fallos completos, incluso con terremotos pequeños (p.e. los de Almería de 1993 y 1994, el de Mula de 1999 o el de Bullas de 2005, sin olvidar el de Lorca de 2011 por sus especiales características).

Otro aspecto muy significativo que puede observarse en la Figura 6.9 es el número, comparativamente pequeño, de edificios de hormigón armado cuyo colapso ha producido víctimas, lo que podría estar relacionado, bien con el número relativamente pequeño de edificios de hormigón armado que existían en el mundo en la primera mitad del siglo XX, o bien con la menor siniestralidad de estos edificios y su mejor comportamiento ante sismos. Sin embargo, a partir de la segunda mitad de dicho siglo se produce un incremento del número de víctimas producidas por el colapso de edificios de hormigón armado en comparación con el fallo de los edificios de mampostería no reforzada. Obviamente este hecho es una consecuencia directa de la continua reducción del número de edificios de mampostería no reforzada en el mundo y del gran incremento de los de hormigón armado (generalmente más seguros y con menor probabilidad de colapso que los de mampostería). Pero el fallo de estos edificios produce un mayor porcentaje de víctimas entre sus ocupantes que el de los edificios de mampostería, debido a que poseen un mayor número de plantas y de viviendas.

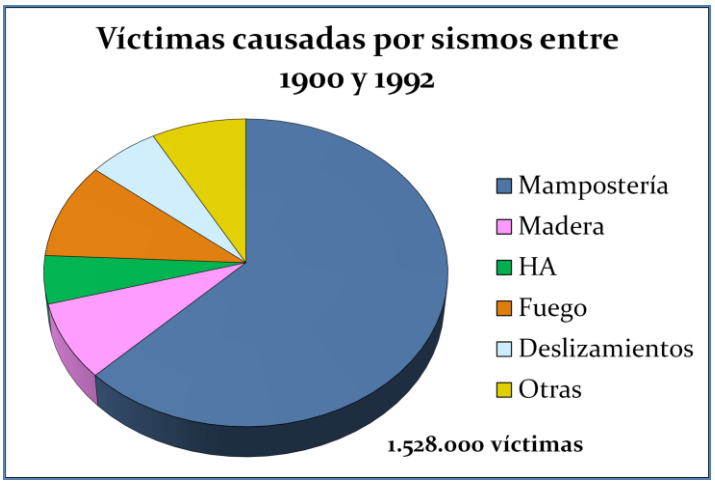


Figura 6.9: *Distribución de las víctimas causadas por sismos durante el período 1900-1992(Coburn et al., 1992).*

El crecimiento urbanístico desaforado que ha tenido lugar en zonas de peligrosidad sísmica moderada y alta durante los últimos 40 años ha disparado el número de víctimas causadas por los terremotos o fenómenos asociados a éstos (tsunamis, deslizamientos, etc). Se pueden citar ejemplos como:

- **Los deslizamientos provocados por el terremoto del 13 de enero de 2001 en El Salvador**, de magnitud Mw= 7.6. Casi el 60% (exactamente 485) del total de los muertos provocados durante el sismo fallecieron como consecuencia del deslizamiento que se produjo en la cordillera del Bálsamo, en el área urbana al sur de Santa Tecla (colonias Colinas I y II, Santa Eduviges, Las Delicias y Las Palmeras) en el departamento de La Libertad (Figura 6.10), que sepultó 687 viviendas ubicadas en la falda del cerro sin dejar apenas supervivientes (92 desaparecidos, probablemente enterrados bajo los escombros). Algunas aldeas rurales quedaron totalmente destruidas por el sismo o enterradas por los deslizamientos. Sin embargo, proporcionalmente a estos daños masivos, el número de heridos y de víctimas mortales fue moderado debido, probablemente, a que ocurriera un sábado y los niños no estaban en las escuelas ni los trabajadores en sus lugares de trabajo[2]. La hora, 11,33 a.m. también influyó, positivamente, ya que mucha gente estaba fuera de sus casas en el momento del sismo. No obstante, se desconoce el número total de víctimas, pues el censo no estaba actualizado.

[2] Terremotos de El Salvador, 20011 de la OPS



Figura 6.10: *Deslizamiento de Santa Tecla provocado por el terremoto del 13 de enero de 2011.*

- **El Tsunami provocado por el terremoto del 11 de Marzo de 2011 en Japón con Mw= 9.0.** El 92% de las víctimas fueron causadas por el tsunami (EERI, 2011). De las 22.626 víctimas, 15.534 están confirmadas y el resto están desaparecidas. 107.000 edificios colapsados y otros 111.000 parcialmente colapsados (National Police Agency, 2011). Las figuras 6.11 y 6.12 son un ejemplo de los daños provocados.



Figura 6.11: ***S****ede de la gestión de desastres para la ciudad de Minamisanriku. Unos 30 funcionarios se reunieron en la azotea el 11 de marzo. El tsunami inundó por completo la edificación y sólo sobrevivieron 11 personas. (Fuente: EERI, 2011. Foto: L. Dengler).*



Figura 6.12: *El nivel de inundación en esta zona de la ciudad de Ishinomaki estaba en la base de la segunda planta, pero los objetos arrastrados por el agua, como el barco de la foto, causaron grandes daños por encima de línea de inundación (Fuente: EERI, 2011. Foto: L. Dengler).*

La estimación de las víctimas ocasionadas por un sismo es muy compleja pues, además de tener en cuenta el tipo de edificio, el tipo de terremoto y el momento en que éste ocurre (Vacareanu et al., 2004), hay que considerar la densidad y distribución de la población en el instante en que ocurre el terremoto. Es muy importante saber el número de personas que hay en cada edificio afectado, lo que a su vez depende del número de habitantes y del número de viviendas.

6.4.1 Modelos de estimación de víctimas

Se han propuesto diferentes modelos para la estimación de víctimas producidas por un terremoto (Safina, 2002) pero las más utilizadas son las de Coburn y Spence (1992, 2002) y la del ATC-13 (1985):

- **Coburn y Spence (1992, 2002)** establecen el uso de una expresión analítica, ajustada a partir del análisis de más de 1000 terremotos importantes. Esta relación es específica para edificios colapsados y considera como parámetros la población por edificio y la ocupación en función de la franja horaria entre otros. Dado un tipo de edificios y una categoría de personas dañadas, modelan el correspondiente número Ks de víctimas como:

$$Ks = C\,[M1\,M2\,M3\,(M4\,M5\,(1\,M4))] \tag{6-7}$$

donde C es el número de edificios colapsados que se obtiene del producto entre el número de edificios de la clase considerada y la correspondiente probabilidad de colapso. Para cada edificio, M1 es el número de personas que en él residen, M2 es el porcentaje de ocupación y M3 es el porcentaje de ocupantes del edificio que quedan atrapados por su colapso. De esta forma el producto M1·M2·M3 es el número de personas que el terremoto ha dejado atrapadas dentro del edificio dañado. Finalmente, M4 y M5 son los parámetros que permiten estimar la distribución de los diferentes tipos de víctimas. Concretamente, para cada tipo de víctimas, M4 proporciona el porcentaje de las personas atrapadas que sufrirán algún tipo de daño. M5 sólo toma valores distintos de cero en caso de que existan fallecidos en M4; en este caso, los fallecidos de M4 están causados directamente por el colapso del edificio y los de M5 representan la mortalidad post-terremoto.

Para la realización de este estudio hemos creído conveniente ponernos en la situación más desfavorable para la población, es decir, teniendo en cuenta las recomendaciones de Vacareanu et al. (2004) y de Coburn et al. (1992), correspondería a un terremoto ocurrido un día laborable de invierno en horario nocturno, con la máxima ocupación de los edificios de viviendas (M2= 80%). Teniendo en cuenta las *Ir*

y las características del movimiento del suelo de cada escenario (campo cercano) los valores adoptados para este estudio se muestran en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4: *Valores de los coeficientes de la ecuación (6-7) adoptados en este estudio a partir de las recomendaciones de Coburn et al (1992) para un terremoto nocturno de un día laborable de invierno, en el que se da la máxima ocupación de los edificios de viviendas*

Tipología constructiva	M2 (%)	M3 (%)	M4 (%)				M5 (%)
			Heridos leves	H. requieren hospitalización	Heridos graves	Fallecidos directos	
Edificios de mampostería	80	5 (Ir= VII) 30(Ir= VIII)	20	30	30	20	45
Edificios de HA	80	70	10	40	10	40	70

Una vez aplicados estos coeficientes a nuestros datos de ocupación, estimados a partir del censo del INE (2001) para cada edificio en función del número de plantas, se han obtenido los siguientes resultados para cada uno de los escenarios (Tabla 6.5 y Figura 6.13):

Tabla 6.5: *Número y distribución de víctimas a partir de las recomendaciones de Coburn et al (1992) para un terremoto nocturno de un día laborable de invierno, en el que se da la máxima ocupación de los edificios de viviendas*

Escenario	Tipología	M3	M4				M5 (%HG)
			Heridos Leves	H. requieren hospitalización	Heridos Graves (HG)	Fallecidos directos	Fallecidos indirectos
I_R= VII	M	241	48	72	72	48	36
	HA	1765	177	706	176	706	141
I_R= VIII	M	4984	997	1495	1495	997	748
	HA	12393	1239	4957	1239	4957	991

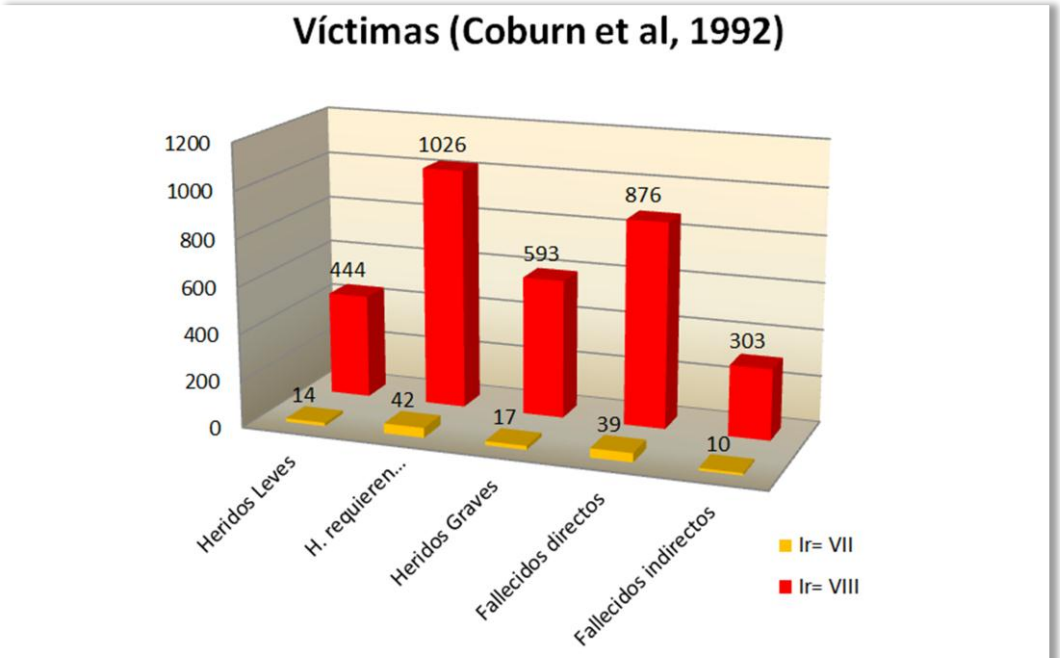


Figura 6.13: *Estimación de las víctimas para cada uno de los escenarios considerando horario nocturno en día laborable de invierno (máxima ocupación en edificios de viviendas) (Coburn et al, 1992)*

- La metodología propuesta por el ATC establece unos porcentajes de personas afectadas (heridos leves, heridos graves, muertos) en función de los diferentes niveles de daño (estructurales y no estructurales) experimentados por las edificaciones, estimados por un grupo de expertos a partir de terremotos destructores ocurridos en EE.UU. Para el caso de muertos la tasa está prácticamente ligada a los colapsos o derrumbes (20 %) y a los daños muy graves, grado 4, (1 %). En las Tablas 6.6 y 6.7 se resumen las proporciones de víctimas por terremoto estimadas por el ATC-13 (1985) y calculadas para cada uno de los escenarios. La Figura 6.14 muestra la estimación del número de heridos leves y graves, así como el número de muertos estimados para ambos escenarios de daños sísmicos.

Tabla 6.6: *Estimación de las víctimas del escenario Ir = VII para cada grado de daño según el ATC-13*

Grado daño/Pers.		Heridos leves		Heridos graves		Muertos	
GD1	149959	3.3/10000 =	49	1.1/25000 =	7	1.1/100000 =	2
GD2	61466	3/1000 =	184	1/2500 =	25	1/10000 =	6
GD3	12400	3/100 =	372	1/250 =	50	1/1000 =	12
Afectadas	223825	Total =	605	Total =	82	Total =	20

Tabla 6.7: *Estimación de las víctimas del escenario Ir = VIII para cada grado de daño según el ATC-13*

Grado daño/Pers.		Heridos leves		Heridos graves		Muertos	
GD1	26099	3.3/10000 =	9	1.1/25000 =	1	1.1/100000	
GD2	137303	3/1000 =	412	1/2500 =	55	1/10000 =	14
GD3	53031	3/100 =	1591	1/250 =	212	1/1000 =	53
GD4	22188	3/10 =	6656	1/25 =	888	1/100 =	222
Afectadas	238621	Total =	8668	Total =	1156	Total =	289

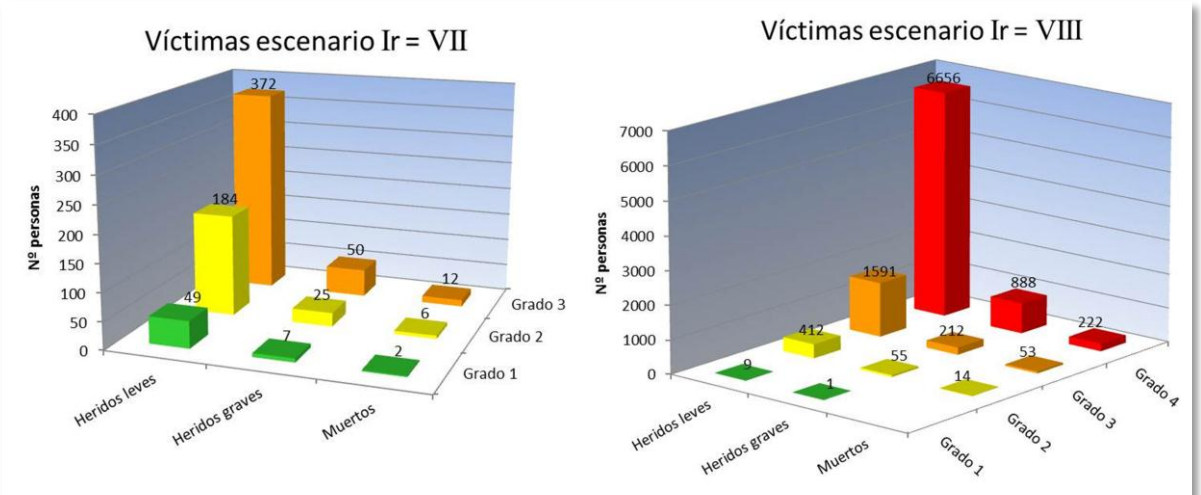


Figura 6.14: *Estimación de las víctimas de ambos escenarios para cada grado de daño según el criterio del ATC-13*

Si comparamos los resultados obtenidos tras la aplicación de ambas metodologías se puede comprobar que existe una gran diferencia, tanto en el número de víctimas como en la distribución en función de la gravedad de las mismas (Fig. 6.15).

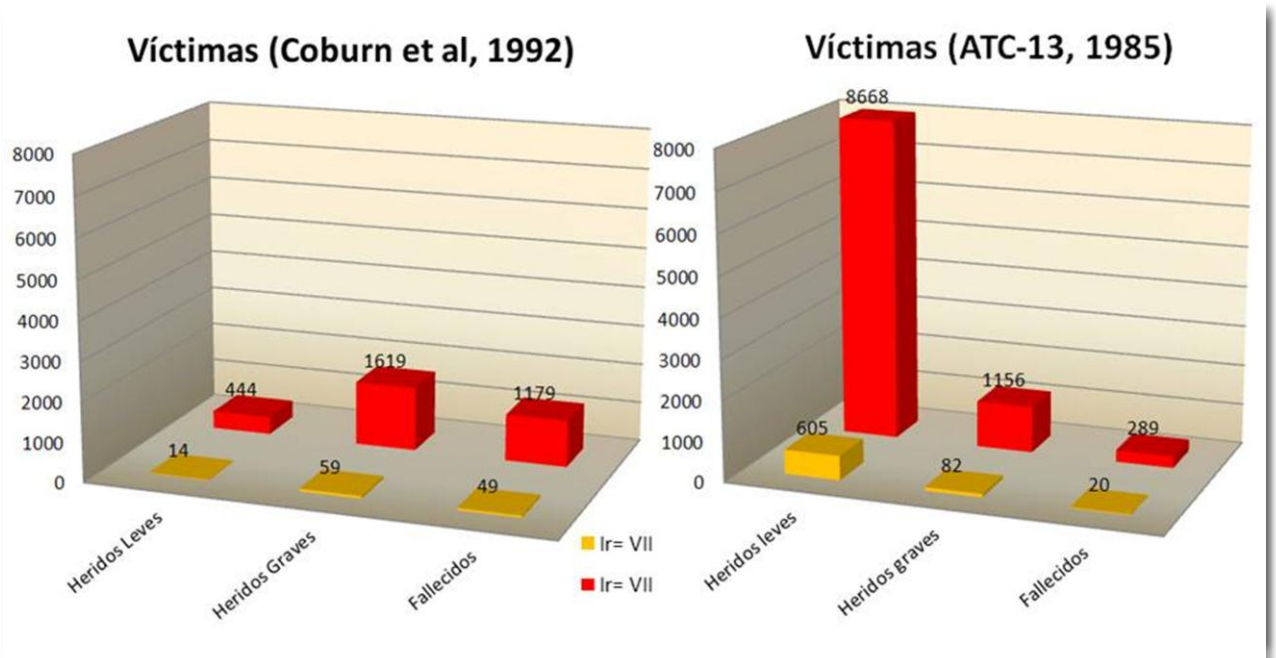


Figura 6.15: *Estimación de las víctimas de ambos escenarios para cada una de las metodologías (Coburn et al, 1992 y ATC-13)*

Para unificar los criterios de representación de los resultados de ambas metodologías, se han sumado los heridos que requieren hospitalización a los heridos graves y los fallecidos directos a los fallecidos después del terremoto de la Tabla 6.5 (metodología de Coburn et al). Estos resultados son muy dispares, puesto que se basan en diferentes criterios para la estimación de las víctimas. El ATC-13 se basa en datos de colapsos de edificios construidos con técnicas diferentes a las nuestras y no diferencia las tipologías, lo que significaría que las estimaciones de víctimas se quedarían cortas. Por otro lado, la metodología de Coburn y Spence (1992) y Coburn et al (1992) considera para calcular el número de personas atrapadas el volumen medio de colapso que, en el caso de edificios de mamposterías es función de la intensidad macrosísmica y, en el caso de edificios de hormigón armado es función de las características del movimiento del suelo (efecto de campo cercano o distante).

Capítulo 7: Conclusiones

Capítulo 7: Conclusiones

Las conclusiones de esta Tesis se han organizado de acuerdo a los diferentes campos tratados: suelos y escenarios de movimiento sísmico del terreno, clasificación y vulnerabilidad de construcciones y escenarios de daños sísmicos. En este trabajo hemos implantado un Sistema de Información Geográfica (SIG o GIS) para obtener los Escenarios de Movimiento Sísmico del Terreno (EMSTs) y los Escenarios de Daños Sísmicos (EDSs) y se ha separado la información en capas temáticas independientes para una mejor gestión de la misma.

7.1 Características del movimiento del suelo para dos escenarios tipo

- La elección de los sismos escenario se ha hecho tras una revisión exhaustiva de la sismicidad histórica y de las fallas activas de la cuenca de Granada y se ha tenido además en cuenta la peligrosidad sísmica estimada en roca para Granada. La revisión histórica indica que los terremotos de 1431 y de 1806, con epicentro en la zona de Sierra Elvira, intensidades epicentrales (I_0) de IX y VIII y magnitud momento Mw ≈ 7.0 y 5.6 (± 0.3), respectivamente son los candidatos.
- La revisión de las fallas activas de la cuenca de Granada indica que las fallas con mayor potencial sísmico, según su tasa de desplazamiento, son las de dirección NW-SE situadas en la mitad oriental de la cuenca y, las que afectarían en mayor grado a la ciudad estarían en un radio de acción de unos 20 a 30 km. Las más activas de estas fallas, situadas al NW, dentro y al SSE de la ciudad, podrían generar terremotos con magnitudes ~6.5 (± 0.5), estimadas según sus dimensiones y velocidad de desplazamiento. En estas zonas de fallas se ha registrado la mayoría de la sismicidad histórica y reciente que ha afectado a Granada.
- Estos sistemas de fallas son los de mayor potencial generador de sismos que podrían afectar a la ciudad, estando ubicados en ellas los terremotos escenario aquí considerados. Las intensidades que podrían generar dichos terremotos en el sustrato rocoso de la ciudad de Granada, *Ir*, serían en el primer caso Ir = VIII y en el segundo de Ir =VII. De este modo, sin tener en cuenta fenómenos de directividad, la evaluación del movimiento del suelo para estos dos casos se ha estimado teniendo en cuenta los valores en el sustrato y las funciones de transferencia obtenidas.

- Las fallas de borde de la cuenca son importantes porque son fallas activas responsables del hundimiento de la formación Alhambra, lo que se ha constatado en los sondeos y en las estructuras determinadas con el SPAC (en las que no aparece dicho conglomerado).
- Los terrenos sobre los que se levanta la ciudad de Granada están constituidos por facies aluviales ligadas a diferentes ríos (Dílar, Monachil, Genil, Darro y Beiro, de E a W); en las partes altas de la ciudad aparecen las facies más groseras correspondientes a las zonas proximales de los abanicos y en las partes más planas se encuentran las zonas medias (facies de gravas con intercalaciones de arenas y limos) y distales (alternancia de limos y arenas cuya potencia se incrementa cuanto más se adentran en la vega) de dichos abanicos; en todas ellas hay intercalaciones de finos y arenas en las proximidades de los cauces de los ríos, correspondientes a las llanuras de inundación de los mismos.
- Las estructuras *Vs* superficiales, los valoresde Vs^{30}, los periodos predominantes, y los factores de amplificación determinados han permitido, junto con los datos geológicos y geotécnicos analizados, obtener la microzonificación sísmica de la ciudad. Los resultados de los cortes y mapas geológicos y geotécnicos analizados así como de las estructuras *Vs* obtenidas con métodos sísmicos y geofísicos revelan la existencia de fuertes variaciones laterales en la velocidad de ondas de cizalla de las capas superficiales en la ciudad de Granada, debido a la heterogeneidad del terreno causada por la presencia de depósitos sedimentarios pertenecientes a los ríos mencionados anteriormente, cuyos abanicos aluviales y llanuras de inundación intersectan con los adyacentes.
- Con toda la información analizada se ha elaborado el mapa de Microzonación Sísmica que muestra la clasificación de suelos en función del Vs^{30} y los factores de amplificación (FA) de PGA obtenidos a partir de las funciones de transferencia y los incrementos de intensidad macrosísmica ΔI.
- Los factores de amplificación (FA) de PGA obtenidos no son muy grandes salvo para los rellenos que alcanzan valores de hasta 1.6. Los suelos con Vs^{30} media de 318 ±16, (tipo III, según la NCSE-02), están en los sitios de aluviales antiguos y tienen un FA de 1.4. Los suelos con valores Vs^{30} entre 407 y 511 (tipo II), y un FA medio de 1.2, ocupan las partes N y S de la ciudad. Las zonas de la ciudad situadas en las colinas, en terrenos duros generalmente de la Formación Alhambra, tienen valores Vs^{30} superiores a 850, salvo en las zonas de rellenos naturales o antrópicos y, salvo en esos sitios de relleno, no presentan amplificación debido al suelo (FA =1), aunque si pueden presentar efectos de amplificación topográfica.

- Este factor de amplificación media, relativamente bajo en la mayor parte del área urbana pero relativamente importante en sectores de la misma, nos indica que merece un estudio más detallado con un número suficiente de sismos, cómo es la amplificación espectral del movimiento en los diferentes puntos de la ciudad y los posibles efectos de resonancia asociados. Un primer paso ha sido el análisis del terremoto profundo (~ 630 km) del 11 de abril de 2010 (Mw = 6.3) con epicentro próximo a Albuñuelas utilizando el método estándar de la razón espectral (SSR) y tomando como estación de referencia la de SELV, situada en roca dura (calizas con Vs>1500 m/s, basamento sismológico) en Sierra Elvira. La amplificación de PGA obtenida con este evento para las estaciones ubicadas en suelos tipo III está próxima al doble de la obtenida en roca y para los suelos de tipo II valores ligeramente inferiores. Estos FA son respecto a roca cristalina mientras que los mencionados anteriormente eran respecto al basamento ingenieril (Vs > 750 m/s).
- Las razones espectrales suelo/roca dan factores de amplificación espectral (SAF) del movimiento horizontal SAF > 4 para f < 4 Hz, y de 2 a 4 en las bandas de 4.5, 5.5 y 7 Hz. El SAF ≥ 6 a 3.4 Hz en todas las estaciones y SAF > 10 en las estaciones de SANI, CRT y TRAD a 1.2 Hz. Estos resultados son solo un avance, porque es bien conocido que para que sean válidos se han de promediar los resultados usando un número suficiente de sismos.
- Los factores de amplificación de intensidad macrosísmica obtenidos en este trabajo, valorados en incremento de intensidad ΔI, son de 0.2, 0.4 y 0.6 para los suelos tipo II, III y rellenos aquí considerados, respectivamente.
- El EMST obtenido para el mayor evento considerado da intensidades en superficie de 8 a 8.6 (EMS), pero lo relevante es que el efecto del terreno es notable en al menos un tercio de la ciudad dando como resultado intensidades ≥ 8.4. Para el otro evento considerado, equiparable al evento de control, las intensidades llegan hasta 7.6 con una zona importante de la ciudad con I = 7.4.

7.2 Tipologías constructivas y vulnerabilidad.

- El Método del Índice de Vulnerabilidad (MIV), recomendado por el Proyecto Risk-UE para las ciudades europeas, que es el que aquí se ha usado, se ha comprobado que es muy apropiado para la elaboración de EDS, dado que caracteriza la acción sísmica mediante la intensidad macrosísmica y la vulnerabilidad del edificio mediante un índice (I_V).
- Las tipologías constructivas asignadas en función del año de construcción, coinciden con el grupo (M o RC), pero no tanto con el subgrupo (M3.3, M3.2, RC1, RC3.2, etc).

Hay muy buena coincidencia en las tipologías M3.1 y M3.4 pero muy mala en las reforzadas (M4 y M5), lo que es normal, puesto que a simple vista es difícil valorar los refuerzos estructurales y en el catastro no se suele reflejar la fecha de rehabilitación o de reconstrucción. Las 95 edificaciones de RC del muestreo coinciden en su totalidad (100%) con las identificadas mediante análisis estadístico. Esto demuestra que la asignación de la tipología en función del año de construcción ha sido bastante adecuada.

- La distribución de tipologías obtenidas en Granada es: 24 % tipo M3.1, 2% de M3.3, 13% de M3.4, 1% de M4 y M5, 29% RC 1, 31% de RC 3.2 (% sobre el número de parcelas edificadas: 18426)
- La vulnerabilidad sísmica se ha caracterizado, siguiendo los criterios de Risk-UE, con un índice de vulnerabilidad I_V*, representativo de cada tipología, corregido por dos series de modificadores que penalizan la calidad de la ejecución (modificadores regionales) y los modificadores de comportamiento. A las tipologías encontradas no definidas en la matriz de tipologías de edificios de Risk-UE, se les ha asignado el I_V* de la tipología más parecida. Ha resultado especialmente complicada la valoración de I_V* en los edificios rehabilitados con intervenciones estructurales, por su gran variedad y complejidad de la estructura final, puesto que en la mayoría de los casos se conservan muros de carga como tales, y hay reconstrucciones parciales o refuerzos estructurales.
- Los modificadores del I_V* se han revisado, y en algunos casos incrementado, a partir del análisis de los daños sufridos por las edificaciones afectadas por los terremotos de Lorca del 11 de Mayo de 2011, que han puesto de manifiesto la dañabilidad por la existencia de elementos tales como pilares cortos, plantas diáfanas y pendiente del terreno, que estaban infravaloradas. Con estos modificadores corregidos es con los que se ha obtenido la vulnerabilidad final.
- El índice de vulnerabilidad medio de los 7.442 edificios de muros de carga no reforzados es de 0,838, con valores mínimos de 0,536 y valores máximos de 1,04. Los edificios reforzados en rehabilitaciones (M4 y M5) tienen un I_V mínimo de 0,351 y 0,929 de I_V máximo. El I_V de los 10.964 edificios de hormigón armado es de 0,622, variando entre 0,302 y 1,072. Los edificios de estructura metálica, el valor de I_V oscila entre 0,224 y 0,604, siendo el valor medio de 0,49.
- Las clases de vulnerabilidad EMS predominantes estimadas en Granada son: la B (37%) y la C (38%), las edificaciones de clase A son el 24%, y las de clase D y E apenas llegan al 1%. Estos valores indican que un porcentaje significativo de construcciones tiene una vulnerabilidad alta, que generalmente se corresponde con

los edificios más antiguos de mampostería (no rehabilitados), y que el 1% son construcciones de baja y muy baja vulnerabilidad (D, E, F).

- Teniendo en cuenta el período predominante del suelo y el fundamental de edificios obtenidos ambos con ruido ambiental, se han detectado los edificios que mostrarían efectos de resonancia en sacudidas bajas y moderadas, o al principio de la sacudida en movimientos más fuertes, hasta la ruptura de los elementos no estructurales. Para el caso de sacudidas fuertes, la ruptura de los cerramientos haría que el edificio resonara para un rango de periodos casi el doble que el anterior, para el que también se ha calculado la distribución del efecto de resonancia.

7.3 Los escenarios de daños sísmicos

- Se han obtenido las diferentes funciones de vulnerabilidad semi-empíricas para la ciudad de Granada correlacionando el grado de daño medio μ_D con la intensidad macrosísmica, I, para cada una de las tipologías existentes, considerando su índice de vulnerabilidad I_V.
- Se han calculado las matrices de probabilidad de daño correspondientes a los edificios de mampostería o muros de carga y a los de hormigón armado de la ciudad de Granada. Los valores se han representado también para los valores extremos (máximo y mínimo) del I_V.
- Esto ha permitido la estimación del daño probable en los edificios ante el nivel de movimiento esperado en cada escenario así como para otros terremotos potenciales, y permite también realizar predicciones ciegas de daños inmediatas en terremotos futuros.
- Se han calculado el daño medio más probable (μ_D), el estado o grado de daño medio (Dm), y correlacionado Dm con los 6 grados o estados de daño (0 ó nulo, 1 o leve, 2 o moderado, 3 o severo, 4 o extensivo y 5 o colapso/completo). La representación gráfica de los resultados se ha hecho en función del estado de daño medio.
- El daño estimado para el escenario de I_0 = VIII (Ir = VII en Granada) sería: 9327 edificios (46%) con daño leve, 4565 (23%) con daño moderado, 1119 (5%) con daño severo y el resto (26%) sin daño. Ese 5% de edificios con daños de grado 3 es una señal de alarma para este caso, ya que corresponde a un movimiento en suelo duro con periodo de retorno de 475 años.
- Para el escenario de I_0 = IX (Ir = VIII en Granada) el daño probable sería: 5486 edificios (27%) con daño leve, 7187 (36%) con daño moderado, 3473 (17%) con daño severo, 2256 (11%) con daño generalizado y el resto (9%) sin daño. Aunque ese movimiento sísmico corresponde a periodos de retorno ≥ 975 años, y por tanto a

terremotos cercanos raros, ese 28% de edificios con grado ≥ 3 es un dato que apunta a la toma de medidas preventivas y correctoras.

- En ambos escenarios las zonas afectadas con daños más significativos corresponden al casco histórico de la ciudad, y las que menos a la periferia de la misma (salvo en el Albaycin). Esta dependencia del daño con el período constructivo y la vigencia de las diferentes normativas de construcción sismorresistente se aprecia en ambos escenarios; los daños más desfavorables afectan mayoritariamente a los edificios construidos antes de 1925, seguidos por los anteriores a 1945. Resulta interesante el incremento del daño moderado en el caso del escenario Ir =VIII para edificios construidos en el período 1977-1996, justo antes de la implantación de la NCSE-94. A partir de la implantación de la NCSE-94 y la NCSE-02 los daños disminuyen drasticamente.
- El patrón de distribución del daño está íntimamente ligado con la modificación de las intensidades por el efecto del suelo.
- La distribución espacial del daño en ambos escenarios indica la gran influencia de la vulnerabilidad de las edificaciones. Esto es especialmente evidente en el caso de Ir= VIII.
- La distribución del daño con la altura, sin tener en cuenta el efecto de resonancia, indica que los edificios con grado de daño ≥ 3 son los de 3 a 6 plantas para el primer escenario (Ir = VII) y los de menos de 8 plantas para el segundo (Ir = VIII), sobre todo los de 2 a 4 plantas.
- Tras estudiar los efectos del terremoto de Lorca de 2011 en las edificaciones, se ha optado por la relación de Vacareanu et al (2004) para la estimación del número de edificios inhabitables (NEI), que considera el total de edificios afectados con grados 4 y 5 y el 90% de los de grado 3. El resultado para el primer escenario (Ir = VII) da un NEI de 1.007 (5%), mientras que para el segundo escenario (Ir = VIII), el número de estos esdificios se quintuplica, y llegaría hasta 5.382 (29%).
- El elevado porcentaje de edificios inhabitables estimado para ambos escenarios está relacionado con el alto % de construcciones de tipo A (24%) y B (37%). Este dato refleja la importancia de continuar tanto con las políticas de refuerzo (como las llevadas a cabo en la rehabilitación de edificios) como con la aplicación de la NCSE02.

Líneas de trabajo futuras

Líneas de trabajo futuras

El ámbito de los EDSs es tan amplio que siempre se tiene la sensación de que está incompleto, es decir, siempre se puede abarcar más, llegar a un mayor detalle, incorporar nuevos datos de la estructura, del suelo, etc. Por esta razón, este trabajo sólo ha sido el inicio de una gran investigación en la que, cuanto más se profundiza, más vertientes se van descubriendo y más iniciativas se van incorporando.

En lo concerniente a las edificaciones, se pretende incorporar el atributo *uso* de las mismas para poder identificar los edificios esenciales o de especial importancia[1] e instalaciones y líneas vitales[2]. Una vez identificados se pretende realizar un análisis detallado de la vulnerabilidad de los edificios esenciales involucrados en la emergencia.

También se pretende evaluar mediante un modificador del I_V el efecto de resonancia, cuyo valor necesita cuantificarse analítica y empíricamente. Para ello sería necesario profundizar más en el análisis de este fenómeno y su repercusión en los daños provocados por terremotos destructores en lugares con edificaciones similares, como p.e. Italia.

No hay que olvidar la importancia de la actualización de los datos catastrales y la estimación de los datos de ocupación en el supuesto de que se necesite una estimación de las víctimas.

Es muy importante tener en cuenta que le resultado de estos trabajos son predicciones ciegas, basadas en el estudio de los efectos causados por terremotos destructores ocurridos en otros lugares, por lo que su fin es meramente orientativo. No obstante, este tipo de predicciones pueden ser más fidedignas en tanto en cuanto mejoremos el nivel de detalle de la información procesada, tanto de las edificaciones como del comportamiento del suelo. A pesar de los inconvenientes que puedan tener son bastante útiles a la hora de planificar la emergencia sísmica, puesto que dan una visión al

[1] Aquellas construcciones cuya destrucción por el terremoto pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos (hospitales, centros de coordinación de emergencias, centros de equipos que intervienen en la emergencia, etc.

[2] Aquellas instalaciones de suministro de luz, gas, agua, vías de comunicación, centrales nucleares o térmicas, presas, monumentos históricos, etc.

planificador o al gestor de lo que podría ser un escenario de daños sísmicos en una ciudad concreta.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Aki K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. *Bulletin of the Earthquake Research Institute*; 35, 415–456.

Aki, K. (1965). A note on the use of microseisms in determining the shallow structures of the earth's crust, *Geophysics* 30, 665-666.

Aki, K. (1993). Local site effects on weak and strong ground motion. *Tectonophysics*., 218, 93-111.

Aki, K. and Larner, K. L. (1970). Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves, *Journal of Geophysical Research*, 75, 933-954.

Aki, K. y Richards, P.G. (2002). Quantitative Seismology. *University Science Books*. ISBN : 0-935702-96-2, USA.

Al Yuncha. Z., Luzón, F., Posadas, A., Martín, J., Alguacil, G., Almendros, J., Sánchez, S., (2004). The Use of Ambient Seismic Noise Measurements for the Estimation of Surface Soil Effects: The Motril City Case (Southern Spain). *Pure and Applied Geophysics*. Vol. 161, 1549-1559.

Alcalá-García F.J., Espinosa J., Navarro M. and Sánchez F.J. (2002). Propuesta de división geológica regional de la localidad de Adra (provincia de Almería). Aplicación a la zonación sísmica. *Sociedad Geológica de España* 15,55-66.

Alcocer Martínez A. y López Marinas J. M. (1983). Nuevos datos históricos para el conocimiento de la sismicidad almeriense. *Sismicidad Histórica de la Región de la Península Ibérica*. Asociación Española de Ingeniería Sísmica, pp. 5-7.

Alfaro, P.; Galindo-Zaldivar, J.; Jabaloy, A.; López-Garrido, A.C.; y Sanz De Galdeano, C. (2001). Evolution of the Padul active normal fault (Betic Cordillera, south Spain). *Journal of Structural Geology*.

Alguacil G., Vidal F., y Feriche M. (2011). Efectos locales del terremoto profundo de Granada del 11 abril de 2010 y Mw= 6.3. *4º Congreso nacional de ingeniería sísmica*. Granada, 18-20 de Mayo de 2011.

Álvarez-Gómez, J.A.; García-Mayordomo, J.; Martínez-Díaz, J.J.; Capote, R. (2005). SeriesBuster: a Matlab Program to Extract Spatio-Temporal Series from an Earthquake Database. *Computers and Geosciences*, 31(4), pp. 521-525.

Álvarez-Rubio, S., Sánchez-Sesma, F.J., Benito, J.J., Alarcón, E., (2004). The direct boundary element method: 2D site effects assessment on laterally varying layered media (methodology). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24, 2004, 167-180.

Ambraseys, N. (1975). The correlation of intensity with ground motion. Proceedings of the XIV General Assembly of the European Seismological Commission, Trieste, 16-22 September 1974, 335-341.

Ambraseys N. (1988) Engineering seismology, *Earthq. Eng. and Struct. Dyn.*,17, p.66

Ambraseys, N.; Simpson, K.A.; Bommer, J.J. (1996). Prediction of Horizontal Response Spectra in Europe. *Earthquake Engin. Struct. Dynamics*, Vol. 25, pp. 371-400.

Angeletti, P. (1984). "Un modello per la valutazione dei costi di riparazione e adeguamento sulla base dei censimenti di danno e vulnerabilità".Proceedings of the International Seminary "*Vulnerabilità ai Terremoti e Metodi per la Riduzione del Rischi Sismico*", Noto, pp255-266.

Angeletti, P., Bellina, A. Guagenti, E. Moretti, A., Petrini, V. (1988). "Comparison between vulnerability assessment and damage index, some result". Proceedings of the 9th *World Conference on Earthquake Engineering*. Tokio. Japan.

Aoudia, A; Vaccari, F; Suhadolc, P; Meghraoui, M (2000). Seismogenic Potential and Earthquake Hazard Assessment in the Tell Atlas of Algeria, *Journal of Seismology* Vol.4, pp. 79–98.

Asten M.W. (1978). Geological control on the three-component spectra of Rayleigh-wave microseisms. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Dec 1978; 68: 1623 - 1636

Asten M. W. Henstridge and J. D (1984). Array estimators and use of microseisms for reconnaissance of sedimentary basins. *Geophysics*, 49:1828–1837, 1984.

ATC-13 (1985). Earthquake damage evaluation data for California, ATC-13. *Applied Technology Council.* Redwook City, California. 492 pp.

ATC-20 (1994, 2005). Procedures for Postearthquake Safety Evaluation of Buildings. Developed for the Governor's Office of Emergency Services by the *Applied Technology Council.* California, USA. 144 pp.

ATC-25 (1991). Seismic Vulnerability and impact of disruption on lifelines in the coterminous United States. *Applied Technology Council.* Redwook City, California.

ATC-40 (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. 2 vols, *Applied Technology Council.* Redwook City, California.

Atkinson, GM; Boore, DM (2003). Empirical ground-motion relations for subduction-zone earthquakes and their application to Cascadia and other regions, *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 93, No. 4, pp. 1703–1729.

Atkinson, GM; Boore, DM (2006). Earthquake Ground-Motion Prediction Equations for Eastern North America, *Bulletin of the Seismological Society of America*, pp. 2181-2205.

Atlas de riesgos naturales de la provincia de Granada (2006). Diputación de Granada.

Azañón, J.M.; Booth Rea, G.; Martínez Martínez, J.M.; Pérez Peña, V. (2007). Actividad Tectónica durante la época medieval y romana en la Cuenca de Granada (la falla de la Malahá). *Reunión Nacional del Cuaternario*, Ávila 2007.

Badal, J., Vázquez-Prada, M., González, A. (2005). Preliminary quantitative assessment of earthquake casualties and damages. Natural Hazards, vol. 34, pp. 353-374.

Barbat, A. H., Yépez, F. and Canas, J. A. (1996). "Damage scenarios simulation for seismic risk assessment in urban zones", *Earthquake Spectra*, 12(3), 371-394.

Barbat, A. y Pujades, L. (2004). Metodología de estimación de la vulnerabilidad sísmica de las construcciones clasificadas de "importancia especial" en la NCSE-02. *Informe Técnico* Nº IT-438, Noviembre 2004. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Barcelona, España.

Barbat, A. y Pujades, L. (2004). Evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona. 6º *Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica* (SÍSMICA 2004). Guimarães, Portugal, Abril de 2004. 24 pp.

Bard, P. (1999). Microtremor measurements: A tool for site effect estimation. *The Effects of Surface Geology on Seismic Motion.* Vol. 3, 1251-1279, Balkema.

Bazzurro, P.; Cornell, C.A. (1999). Disaggregation of Seismic Hazard. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 89, No. 2, pp. 501-520.

Benedetti, D. y Petrini, V. (1984). "Sulla vulnerabilitá sismica di edifici in muratura: Proposte di un metodo di valutazione." *L'industria delle Construzioni* 149: 66-78 (en italiano).

Benito, B.; López-Arroyo, A. (1991). Uniform hazard methodology applied to southwest Spain. En: *Seismicity, Seismotectonics and Seismic Risk of the Ibero-Maghrebian Region,* J. Mézcua y A. Udías (eds.), Instituto Geográfico Nacional, Monografía 8, pp. 313-324

Benito, B., Gaspar-Escribano, J. M., Tévar, J. M., García, M. J., Jiménez E. (2004). The EXPEL code for probabilistic seismic hazard analysis and uncertainties evaluation. Proceedings 13th *World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, 2004, paper No. 1752, 15 pp.

Benito, B., Gaspar-Escribano, J. M. (2007). Ground motion characterization in Spain: context, problems and recent developments in seismic hazard assessment. *Journal of Seismology*. Volumen: 11. Páginas: 433-452

Benjumea B., Hunter J. A., Morales J. (2002). Aplicación de técnicas sísmicas superficiales a la evaluación de los efectos de sitio, valle de Ottawa, Canadá.

Benito and Jiménez (1999). Peligrosidad sísmica, *Física de la Tierra* 11, 13-47. Borcherdt, R.D. (1970). Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay, *Bulletin of the Seismological Society of America* 60, 29-61.

Benito, M.B; M. Navarro; F. Vidal; J. Gaspar-Escribano; M J. García & JM Martínez-Solares (2010). A new seismic hazard assessment in the region of Andalusia (Southern Spain). *Bulletin of Earthquake Engineeering.* DOI 10.1007/s10518-010-9175-9.

Berge-Thierry, C.; Cotton, F.; Scotti, O.; Griot-Pommera, D.A.; Fukushima, Y. (2003). New Empirical Response Spectral Attenuation Laws for Moderate European Earthquakes, *J. Earthquake Eng.*, Vol. 7, No. 2, pp. 193-222.

Bernreuter, D.L. (1992). Determining the Controlling Earthquake from Probabilistic Hazard for the Proposed Appendix B. Lawrence Livermore National Laboratory. *Report UCRL-JC-111964*, Livermore, California.

Bernreuter, D.L.; Savy, J.B.; Mensing, R.W.; Chen, J.J. (1989). Seismic Hazard Characterization of 69 Nuclear Plant Sites East of the Rocky Mountains. *Report NUREG/CR-5250,* Lawrence Livermore National Laboratory and US Nuclear Regulatory Commission.

Bettig, B., P.-Y. Bard, F. Scherbaum, J. Riepl, F. Cotton, C. Cornou, and D. Hatzfeld (2001). Analysis of dense array noise measurements using the modified spatial auto-correlation method (SPAC): application to the Grenoble area, *Boll. Geof. Teor. Appl.* 42, 281-304.

Bolt, B. A. (1981). Terremotos. Editorial Reverté, S.A., Barcelona. 266 pp.

Bolt, B. A. (1989). Estudio de los movimientos sísmicos fuertes del suelo. Revista "*Física de la Tierra*", Nº 1, 1989. Universidad Complutense de Madrid. 40 pp.

Bonnefoy-Claudet , S., Cotton, F. and Bard,P.Y., (2006). The nature of noise wavefield and its applications for site effects studies, *Earth-Science Reviews*, doi: 10.1016/j.earscirev.2006.07

Boore, D. M. (2003). Simulation of Ground Motion Using the Stochastic Method. *Pure and Applied Geophysics*, 160:635–676.

Borcherdt, R. D. (1970). Effects of local geology on ground near San Francisco Bay. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60, 29-61.

Borcherdt, R.D., Glassmoyer, G., Andrews, M. and Cranswick, E. (1989). Effects of site conditions on ground motion and damage, *Earthquake Spectra* (Special supplement). Armenia Earthquake Reconnaissance report. (Eds. Wyllie L.A. and Filson J.R.), 23-42.

Borcherdt, R.D., (1990). Influence of local geology in the San Francisco Bay region, California on ground motions generated by Loma Prieta earthquake of October 17, 1989. *Int. Symp. on Safety of Urban Life and Facilities. Lessons learned from the 1989 Loma Prieta Earthquake.* November 1990, Tokyo, 1-35.

Borcherdt, R. D. (1994). Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification) *Earthquake Spectra* 10, 617-654.

Braga, F., Dolce, M. y Liberatore, D. (1982). Southern Italy November 23, 1980 earthquake: a statistical study on damage building and an ensuing review of the MSK-76 scale. Proceedings of the 7th *European Conference on Earthquake Engineering*. Athens, Greece.

Braga, F., Dolce, M. y Liberatore, D. (1985). Assessment of the relationships between macroseismic intensity, type of building and damage, based on the recent Italy earthquake data. Proceedings of the 8th *European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.

Bretón, M. (1997). Los terremotos en la edad media y sus efectos en el patrimonio histórico (siglos IX–XVI). Precisiones sobre sismicidad Histórica. *Tesis de la Universidad de Granada,* dep. de Historia Medieval de la facultad de filosofía y letras. Granada, 1997.

Budnitz, R.J.; Apostolakis, G.; Boore, D.M.; Cluff, L.S.; Coppersmith, K.J.; Cornell, C.A.; Morris, P.A. (1997). Recommendations for Probabilistic Seismic Hazard Analysis:

Guidance on Uncertainty and Use of Experts. Senior Seismic Hazard Analysis Committee. United States Nuclear Regulatory Commission, NUREG/CR-6372.

Cabañas, L; Jiménez, ME; Benito, B (1999a). Predicción de Espectros de Respuesta en Emplazamientos Españoles y Comparación con los Espectros Establecidos en la Norma de Construcción Sismorresistente Española NCSE-94, *Informe Proyecto ESPECTRO I*, Universidad Politécnica de Madrid, Instituto Geográfico Nacional, Madrid, 100 pp.

Cabañas, L; Jiménez, ME; Benito, B (2000). Revisión de Modelos de Atenuación de la Aceleración Máxima del Suelo y de Correlaciones Intensidad-Aceleración al Cálculo de Espectros de Respuesta según la Norma de Construcción Sismorresistente Española NCSE-94, *Informe Proyecto ESPECTRO II*, Universidad Politécnica de Madrid, Instituto Geográfico Nacional, Madrid, 100 pp.

Cabañas, L., Benito, B., Cabañas, C., López, M., Gómez, P., Jiménez, M. E., Álvarez, S., (1999). Banco de Datos de Movimiento Fuerte del Suelo MFS. Aplicaciones, En: Ingeniería sísmica, (eds.) M. B. Benito, D. Muñoz, *Física de la Tierra*, vol. 11, pp. 111-137

Caicedo C. (1993). "Vulnerabilidad Sísmica en Zonas Urbanas. Aplicación a un Sector de Eixample de Barcelona". *Tesis doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Calvert, A.; Sandyol,E.; Seber, D.; Barazangi, M.; Roecker, S.; Mourabit, T.; Vidal, F.; Alguacil, G.; Jabour, N. (2000).- Geodynamic Evolution of the Lithosphere and Upper Mantle Beneath the Alboran Region of the Western Mediterranean: Constraints from Travel Time Tomography. *Journal of Geophysical Research*, 105, B5,10871-10898.

Campbell, K. W. (2002). Strong Motion Attenuations Relations: Commentary and Discussion of Selected Relations, chapter 60. In *IASPEI Centennial International Hankbook of Earthquake and Engineering Seismology*. Elsevier Academic press.

Campbell, KW (2003). Prediction of Strong Ground-Motion using the Hybrid Empirical Method and its Use in the Development of Ground-Motion (Attenuation) Relations in Eastern North America, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 93, pp.1012–1033.

Campbell, KW (2004). Erratum to 'Prediction of Strong Ground-Motion using the Hybrid Empirical Method and its Use in the Development of Ground-Motion (Attenuation) Relations in Eastern North America, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 94, pp. 2418.

Capon, J. (1969). High-resolution frequency-wavenumber spectrum analysis, *Proceedings IEEE* 57(8), 1408-1418.

Castelló, D. y Mañà, F. (2004). The vulnerability of old buildings in the Eixample district. ITEC, Barcelona.

Castillo, A. (2005). Seismic risk scenarios for buildings in Mérida, Venezuela. Detailed vulnerability assessment for non-engineered housing. *Tesis doctoral*. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona. 348 pp.

Cardona O. D. (1986). "Enfoque metodológico para la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico", *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), Boletín Técnico* 33.

Cardona, O. D. (1999). "Environmental Management and Disaster Prevention: Holistic risk assessment and management", *Natural Disaster Management*, Ingleton J. (editor) IDNDR, Tudor Rose.

Cella, F., Luzi, L., Meroni, F., Ober, G., Pergalani, F., Petrini, V., Tomasoni, R. y Zonno, G. (1998). SERGISAI project final report. By the partner CNR-IRRS. Scientist in Charge: Gaetano Zonno. Contract Number:ENV4-CT96-0279.71-220 pp.

Chávez, J. (1998). Evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico a escala regional: Aplicación a Cataluña. *Tesis doctoral*. Dpto. Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona. 323 pp.

Cheddadi, A. (2001). Caracterización sísmica del subsuelo de la ciudad de granada mediante análisis espectrales del ruido de fondo sísmico. *Ph. D. Thesis*. University of Granada, Spain.

Cheddadi, A., Vidal F., Yamanaka H., Samano T., Mourabit T. and Seo K. (2001). Exploration of shallow shearwave velocity by seismic refraction surveys in Granada (Spain). *Second Workshop on Seismic Risk in North Africa*. 14-16 May, Tetouan, Marrocco.

Chiaruttini, C., Siro, L. (1981). The correlation of peak ground horizontal acceleration with magnitude, distance, and seismic intensity for Friuli and Ancona, Italy, and the Alpide *Bulletin of the Seismological Society of America*, 71, 6, 1993-2009.

Cho, I., Tada, T. & Shinozaki, Y., (2006a). Centerless circular array method: Inferring phase velocities of Rayleigh waves in broad wavelength ranges using microtremor records, *Journal of Geophysical Research* 111, B09315, doi:10.1029/2005JB004235.

Cho, K.H., Hermann, R.B., Ammon, C.J., Lee, K., (2007). Imaging the upper crust of the Korean Peninsula by surface-wave tomography, *Bulletin of the Seismological Society of America* 97, 198-207.

Coburn, A.; Spence, R. & Pomonis, A. (1992). Factors determining human casualty levels in earthquakes: mortality prediction in building collapse. 10th *World Conference on Earthquake Engineering*. Balkema, Rotterdam 1992, 6 pp. ISBN: 90 5410 060 5.

Coburn, A.; Spence, R. (1992). *Earthquake Protection*. Ed.: Wiley. 355 pp

Conde, J. A. (1820-1821): *Historia de la Dominación de los Árabes en España*, sacada de varios manuscritos y memorias arábigas. Imprenta que fue de García, tomo I, Madrid.

Coppersmith, K.J.; Youngs, R.R (1986). Capturing Uncertainty in Probabilistic Seismic Hazard Assessment within Intraplate Tectonic Environments. Proc. of the *third U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Charleston, Vol. 1, pp. 301-312.

Cornell, C.A. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America.*, Vol. 58, pp. 1583-1606.

Cramer, C.H. (2001). A Seismic Hazard Uncertainty Analysis for the New Madrid Seismic Zone. *Eng. Geol*., Vol. 62, pp. 251-266.

Crespo, MJ; Martí, J (2002). The Use of a Zoneless Method in Four LNG Sites in Spain, 12 th *European Conference on Earthquake Engineering*, London, Paper 306, 10 pp.

De Mets C., Gordon R.G., Argus, D.F., and Stein, S. 1994. Effect of recent revisions to the geomagnetic reversal time scale on estimate of current late motions. *Geophysicas. Research Letters*. 21, 2191–2194.

Decanini, L., Gavarini, C., Mollaioli, F. (1995). Proposta di definizione delle relazioni tra intensità macrosismica e parametri del moto del suolo. 7° *Convegno Nazionale L'ingegneria sismica* in Italia, Siena, vol. 1, 63-72.

Dobry R., Borcherdt R.D., Crouse C.B., Idriss I.M., Joyner W.B., Martin G.R., Power M.S., Rinne E.E. and Seed R.B. (2000). New site coefficients and site classification system used in recent building seismic code provisions. *Earthquake Spectra* 16,41–68.

Douglas, J. (2003). Earthquake Ground Motion Estimation Using Strong-Motion Records: a Review of Equations for the Estimation of Peak Ground Acceleration and Response Spectral Ordinates. *Earth Science Reviews*, 61:43–104.

Douglas, J; Bungum, H; Scherbaum, F (2006). Ground-Motion Prediction Equations for Southern Spain and Southern Norway Obtained Using the Composite Model Perspective, *J. Earthquake Engineering*, Vol.10, pp. 33–72.

Dunand F., Bard P.-Y., Chatelin J.-L., Guéguen Ph., Vassail T., Farsi M.N.. (2002). Damping and frequency from randomec method applied to in-situ measurements of ambient vibrations: Evidence for effective soil structure interaction. 12th *European Conference on Earthquake Engineering*, London. Paper # 869.

Dziewonski, A., S. Bloch y K. Landisman (1969). A technique for the analysis of transient seismic signal, *Bulletin of the Seismological Society of America*. 59, 427-444.

EC8 Eurocode 8 EN 1998-1:2004. Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *Commission of the European Communities*. Doc CEN/TC250/SC8/N335.

EERI (2003). Special Earthquake Report: Preliminary Observations on the October 31-November 1, 2002 Molise, Italy, Earthquake Sequence. *Learning from earthquakes Project*. January, 2003. 12pp.

EERI (2011). Special Earthquake Report — November 2011. *Learning from Earthquakes: The Japan Tohoku Tsunami of March 11, 2011*

Enomoto, T., Navarro, M., Sánchez, FJ., Vidal, F., Seo, K. Luzón, F., García, J.M., Martín, J. & Romacho, M.D. (1999). Evaluación del comportamiento de los edificios en Almería mediante el análisis del ruido ambiental. 1ª *Asamblea Hispano-Lusa*. Aguadulce (Almería, Spain), 9-13 Febrero de 1998. CD-ROM. ISBN: 84-95172-10-0.

Enomoto, T., Schmitz, M., Abeki, N., Masaki, K., Navarro, M., Rocavado, V. & Sanchez, A. (2000). Seismic Risk Assessment Using Soil Dynamics in Caracas, Venezuela, 12 *World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM.

Enomoto, T., Navarro, M., Schmitz, M., Rocabado, V., Kantak, P., Matsuda, I., Abeki, N., Masaki, K., Delgado, J., Sánchez, F.J (2001). Evaluación del riesgo sísmico de la ciudad de Caracas (Venezuela) a partir de las características dinámicas del suelo y de los edificios usando medidas de ruido ambiental. Proceeding 2º *Congreso Iberoamericano de Ingenieria Sismica*, Madrid, 16 al 19 de Octubre de 2001.

Espinar, M. (1994): "Los estudios de sismicidad histórica en Andalucía: Los terremotos Históricos de la Provincia de Almería", en *El estudio de los terremotos en Almería*. nº 16. Instituto de Estudios Almerienses, pp. 115-180.

Espinar, M., Quesada, J., Morcillo, J. (1994). Terremotos en Granada (siglos XV-XVI). *Edificación y sismicidad*. Arráez Editores. Almería, 1994.

Espinar M., Quesada J.J. (1995). Precisiones a las campañas de Juan II contra el Reino de Granada: (abril-julio de 1431). In: *Homenaje José María Fórneas Besteiro* Tl. 2 S. 735-755

Espinar Moreno, M. y Morcillo Puga, J. D. (1998). Los terremotos de 1806 en Granada a través de los documentos. I *Asamblea Hispano-Portuguesa de Geodesia y Geofísica*. IX *Asamblea Nacional de Geodesia y Geofísica*. Aguadulce (Almería), 9 al 13 de febrero de 1998. Universidad de Almería.

Espinoza, F. (1999). Determinación de las características dinámicas de estructuras. *Tesis doctoral,* Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona

Faccioli E., Cauzzi C. (2006) Macroseismic intensities for seismic scenarios estimated from instrumentally based correlations. In Proceedings of the First *European Conference on Earthquake Engineering* and Seismology (a joint event of the 13thECEE & 30th General Assembly of the ESC) - Genève, Switzerland: paper no.569.

Feriche, M. & Vidal, F. 1995. "Macroseismic data of the 1993 and 1994 Berja-Adra earthquakes". *Second Spanish – Japanese Workshop on Earthquake Ground Motions and Studies for Disaster Preparadness in Urban Areas*. Granada, 23-24 octubre de 1995.

Feriche M, Vidal F., Azañón JM., Navarro M., Ocaña E (2006). Estimación de la respuesta del suelo en Granada usando señales de movimiento del suelo reales y sintéticas. *Asamblea Hispano-Portuguesa de Geodesia y Geofísica*. Sevilla, enero de 2006

Feriche, M. (2006). Vulnerabilidad de las edificaciones y los daños que en ellas producen los terremotos: terremoto del 25/12/1884. *3er Curso de Riesgos Geologicos.* Subdelegación del Gobierno en Granada: *Jornadas Prácticas sobre Sismicidad Básica* Aplicada a la Planificación y Gestión de Emergencias. Granada, mayo de 2006.

Feriche, M. (2008). Daños sísmicos en construcciones y su clasificación en la EMS-98 (Gruntal, 1998). *Jornadas Formativas de Inspección de edificios afectados por terremotos, dentro del proyecto MEDACTU*. Organiza la Consejería de Gobernación de la Junta de Andalucía. Granada, 26 de junio de 2008

Feriche M., Vidal F., Alguacil G., Navarro M. (2011). Influencia del suelo y de la vulnerabilidad de las construcciones en la estimación de Escenarios Sísmicos en Granada (España). 4º *Congreso nacional de ingeniería sísmica*. Granada, 10-20 mayo de 2011.

Feriche M., Vidal F., Alguacil G., Navarro M., Aranda C. (2012). Vulnerabilidad y daño en el terremoto de Lorca de 2011. 7ª *Asamblea Hispano-Portuguesa de Geodesia y Geofísica*. San Sebastián, 25-29 de Junio de 2012.

Field E. (1996). Spectral amplification in a sediment-filled valley exhibiting clear basin-edge-induced waves. *Bulletin of the Seismological Society of America.* 86, 991-1005.

Fontboté, J.M. (1986). Las Zonas Internas de las Cordilleras Béticas. En: *Libro Homenaje a José María Ríos, Geología de España,* I.G.M.E., Madrid, 2, pp. 251-243.

Frankel, A. (1995). Mapping Seismic Hazard in the Central and Eastern United States. *Seismological Research Letters*, Vol. 66, No. 4, pp. 8-21.

Fuentes, R. (2010). Construcciones de tierra. El tapial. Nuevo sistema para construcción y restauración mediante la técnica de "TIERRA PROYECTADA". *Tesis doctoral* del Departamento de Construcciones Arquitectónicas de la Universidad de Granada.

Galbis Rodríguez, J. (1932 y 1940). *Catálogo Sísmico de la Zona Comprendida entre los Meridianos 5º E y 20º W y Paralelos 45º y 25º N*. Instituto Geográfico y Catastral. 2 tomos.

Gallipoli MR, Mucciarelli M, Šket-Motnikar B, Zupančić P, Gosar A, Prevolnik S, Herak M, Stipčević J, Herak D, Milutinović Z, Olumćeva T (2010) Empirical estimates of dynamic parameters on a large set of European buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, pages: 593 – 607.

García-Hernández, M.; López-Garrido, A.C.; Rivas, P.; Sanz de Galdeano, C.; Vera, J.A. (1980). Mesozoic Paleogeographic Evolution of the External Zones of the Betic Cordillera. *Geologie en Mijnbouw*, Vol. 59, pp. 155-168.

García-Jerez, A., F. Luzón, and M. Navarro (2006). Computation of dispersion curves for Rayleigh and Love waves using horizontal components of seismic microtremor, in Proc. 8th *U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, USA, April 2006, paper N. 1377.

García-Jerez A., Luzón F., Navarro M and Pérez-Ruiz, J.A.. (2008a). Determination of the elastic properties and the depth of shallow sedimentary deposits applying a spatial autocorrelation method. *Geomorphology* 93,74-88.

García-Jerez, A., F. Luzón, and M. Navarro (2008b). An alternative method for calculation of Rayleigh and Love wave phase velocities by using three-component records on a single circular array without a central station, *Geophys. J. Int.* 173(3), 844-858.

García-Jerez A. (2010a). Desarrollo y evaluación de métodos avanzados de exploración sísmica pasiva. *Ph. D. Thesis*. Universidad de Almería.

García-Jerez, A., Luzón, F., Navarro, M., Santoyo, M. A. (2010b) Assessing the Reliability of the Single Circular Array Method for Love-Wave Ambient-Noise Surveying. *Bulletin of the Seismological Society of America.* 100(5).

García-Mayordomo, J.; Gaspar-Escribano, J.M.; Benito, B. (2007).Seismic hazard analysis of the Province of Murcia (SE Spain): Analysis of source contribution to hazard. *J. Seismol.*, (Agosto 2007).

Gaspar-Escribano, J. M., Benito, B. (2007). Ground motion characterisation of low-to-moderate seismicity zones and implications for seismic design: lessons from recent, Mw~4.8, damaging earthquakes in SE Spain. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol 97, pp. 531-544.

Gaspar-Escribano, J.M.; Navarro, M.; Benito, B. ; García-Jerez, A.; Vidal, F. (2010). From regional- to local-scale seismic hazard assessment: examples from Southern Spain. *Bulletin of Earthquake Engineering*. (2010) 8:1547–1567

Garrido, N (1806). *Memoria que con motivo de los temblores de tierra sentidos en Granada y sus contornos, desde el 27 de octubre de 1806*. Imprenta de D. Francisco Gómez Espinosa de Los Monteros, Granada, 116 pp.

Giovinazzi, S. y Lagomarsino, S. (2002). *WP04: Guidelines for the implementation of the I level methodology for the vulnerability assessment of current buildings*. Genova, Italy.

Giovinazzi, S. y Lagomarsino, S. (2004). "A macroseismic method for vulnerability assessment of buildings", Proceedings of the 13th *World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper ID 896.

Giovinazzi, S. (2005). The vulnerability assessment and the damage scenario in seismic risk analysis. *Tesis doctoral*. The Department of Civil Engineering of the Technical University Carolo-Wilhelmina at Brannschweig, and The Facultiy of Engineering Department of Civil Engineering of the University of Florence.Florence,Italy.200 pp.

Gómez Capera, A.A., Albarello, D., Gasperini, P. (2007). Task 2 – Realizzazione di valutazioni di pericolosità sismica in termini di intensità macrosismica ed effettuazione di confronti fra MPS04 e tali valutazioni. *Progetto DPC-INGV S1*, http://esse1.mi.ingv.it/d7.html. 16pp.

Gràcia, E., Pallàs, R., Soto, J. I., Comas, M., Moreno, X., Masana, E., Santanach, P. Diez, S., García, M. Dañobeitia, J. and HITS scientific party (2006). Active faulting offshore SE Spain (Alboran Sea): Implications for earthquake hazard assessment in the Southern Iberian Margin. *Earth and Planetary Science Letters*, Vol. 241, pp. 734-749

Grimison, N. L.; Chen, W.-P. (1986). The Azores-Gibraltar plate boundary: Focal mechanisms, depths of earthquakes, and their tectonic implications. *Journal of Geophysical Research*, vol. 91, pp. 2029-2048.

Guagenti, E. and Petrini, V. (1989). "IL caso delle vecchie construzioni: verso una nuova legge danno-intensità". Proceedingsof the *4th Italian Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Vol.1, pp765-767.

Gumbel, E.J. (1958). Statistics of Extremes. Columbia University Press. New York, 375 pp.

Gutenberg, B. (1958 a). Microseisms. *Advances in Geophysics* 5, 53-92.

Gutenberg, B., (1958 b). Two types of microseisms, *Journal of Geophysical Research*, 63, 595–597.

Gutenberg, B. & Richter, C.F. (1942). Earthquake Magnitude, Intensity, Energy and Acceleration, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 32, No. 3, pp.163-191.

Gutenberg, B. & Richter C.F. (1956), Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration, *Bulletin of the Seismological Society of America* ,46, 105.

Grünthal, G., (ed.), (1998). *"Escala Macrosísmica Europea 1998". "European Macroseismic Scale 1998".* Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 27, Luxembourg. 98 pp.

Hamdache, M (1998). Seismic Hazard Assessment for the Main Seismogenic Zones in North Algeria, *Pure and applied geophysics.* 152 (1998) pp. 281–314.

Hanyga, A., Lenartiwicz, E. and Pajchel, J. (1985). Physics and evolution of the Earth's interior 2. *Seismic wave propagation in the Earth*, R. Teisseyre (Series Ed.), A. Hanyga (2 Volume Ed.), Elsevier Science Pub. Co., Inc. New York.

Hasancebi y Ulusay, (2006). Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* Volume 66, Number 2, 203-213, DOI: 10.1007/s10064-006-0063-0

HAZUS (1999). *Earthquake loss estimation methodology*. Federal Emergency Management Agency, FEMA. USA (1999).

Hershberger, J. (1956). A comparison of earthquake acceleration with intensity ratings, *Bulletin of the Seismological Society of America*. 46, 317-20.

Henstridge D.J. (1979). A signal processing method for circular arrays. *Geophysics* 44,179-184.

Hernández del Pozo (1998). Análisis metodológico de la cartografía geotécnica urbana, aplicación a la ciudad de Granada. *Ph. D. Thesis*. Universidad de Granada.

Ibargüen, J. (1983). Optimización del Ajuste Estadístico a Series Temporales de Máximos de Intensidad Histórica en el Sureste de España. Resúmenes: V *Asamblea Nacional de Geodesia y Geofísica*, 21-25 Noviembre, Madrid 1987, vol. I, 567-585.

Imai T. (1981) P- and S- wave velocities of the ground in Japan. In: Proceedings of the 9th *International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Tokyo, 1981, Vol II, 257-260.

Instituto Geográfico Nacional (1980). *El terremoto de Andalucía del 25 de diciembre de 1884.* Presidencia del Gobierno. Madrid, 1980.

Instituto Geográfico Nacional (1991). *Mapa de Peligrosidad Sísmica en España. Grupo de Trabajo de Peligrosidad y Riesgo Sísmico* del IGN: Martínez Solares, J.M., Mezcua, J., Carreño, E., Gil, A., Chapinal, A., López-Arroyo, A., Martín Martín, A.J. y Salmerón, J.

Ismet A., Tildy P., Prónay Z., Pinar A. and Hermann L. (2006). VS30 mapping and soil classification for seismic site effect evaluation in Dinar region, SW Turkey. *Geophys. J. Int.* 165,223-235.

Jackson, P. S. (1971). The focusing earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America* 61, 685-695.

Jiménez de Cisneros, D. (1911). *Boletín de la Real Sociedad Española de Historia Natural*, XI, pp. 210-211.

Jiménez MJ; García-Fernández, M (1998). Determinación de Mapas de Peligrosidad Sísmica de la Península Ibérica Utilizando Diferentes Modelos de Zonificación y Atenuaciones Sísmicas, *Memoria-resumen, ICTJA-CSIC*, Barcelona, 35 pp. + anexos.

Jiménez MJ; García-Fernández, M (1999). Cálculo y Evaluación de la Influencia de la Actividad Sísmica Reciente (1984-1996) en los Valores Esperados del Movimiento del Terreno en la Península Ibérica Contemplados según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-94, *Memoria-resumen, ICTJA-CSIC*, Barcelona, 28 pp. + anexos.

Jiménez MJ; García-Fernández, M; GSHAP Ibero-Maghreb Working Group (M. Chadi, D. El Fou l , A. Izquierdo, J. M. Martínez-Solares, C. Sousa-Oliveira, B. A. Tadili) (2001). Seismic Hazard Assessment in the Ibero-Maghreb Region. *Annali Geofis.*, Vol. 42, pp. 1057-1066.

Jiménez Pintor, J y Azor, A. (2006). El Deslizamiento de Güevéjar (provincia de Granada): un caso de inestabilidad de laderas inducida por sismos. *Geogaceta* 40, 2006. Pp 287-290.

Kanai, K., T. Tanaka, and K. Osada (1954). Measurement of the micro-tremor. *I. Bulletin of Earthquake Research Institute*, Tokyo Univ., 32, 199-210.

Kanai, K. y Tanaka, T. (1961).- " On microtre¬mors.VIII". *Bulletin of Earthquake Research Institute*, 39, 97-114.

Kanai, K., Tanaka,T. Y Yoshizawa, S. (1965).- " On microtremors IX". (Multiple reflection Problem)". *Bulletin of Earthquake Research Institute*, 43, 577-588.

Kanno, T., Narita, A., Morikawa, N., Fujiwara, H., Fukushima, Y. (2006). A new attenuation relation for strong ground motion in Japan based on recorded data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 96, No. 3, pp. 879–897, doi: 10.1785/0120050138

Katz, L. J. (1976). Microtremor analysis of local geological conditions, *Bulletin of the Seismological Society of America* 66, 45-60.

Kawasumi, H., 1951: Measures of earthquake danger and expectancy of maximum intensity throughout Japan as inferred from the seismic activity in historical times. *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, Tokyo Univ., 29, 469-482.

Knopoff, L. (1964). The statistics of earthquakes in Southern California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 54, pp. 1871-1873.

Kobayashi, H. (1973). Damping Coefficients of Structural Vibration Related to Subsoil Conditions. 5 *World Conference on Earthquake Engineering*. Session 5C, N. 232.

Kobayashi, H., Seo, K. & Midorikawa, S. (1986). Estimated Strong Ground Motions in México City. *The México Earthquake-1985, Factors Involved and Lessons Learned*. ASCE. 55-69.

Kobayashi, H., Vidal, F., Feriche, M., Samano, T. & Alguacil, G. (1996). Evaluation of Dynamic Behaviour of Buildings Structures with Microtremors for Seismic Microzonation Mapping. The 11th *World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico, June 23-28.

Kosloff, R. and Baysal, E. (1982). Forward modeling by a Fourier method. *Geophysics* 52, 1402-1412.

Kramer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 653 pp.

Lagomarsino, S. y Giovinazzi, S. (2006). "Macroseismic and mechanical models for the vulnerability assessment of current buildings". *Bulletin of Earthquake Engineering*. Special Issue "The Risk-UE Project" 4 (4): 415-443.

Lagomarsino, S., Giovinazzi, S., Podestà, S. y Resemini, S. (2002). WP4-Vulnerability assesment of current buildings: I level methodology for the vulnerability assessment of current buildings and guidelines for the implementation. *RISK-UE project: an advanced approach to earthquake risk escenarios with application to different European towns*. Contract No. EVK4-CT-2000-0014. 28 pp.

Lagomarsino, S., Giovinazzi, S., Podestà, S. y Resemini, S. (2003). WP05. Vulnerability assessment of historical and monumental buildings. Handbook. *RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns.* Contract No.EVK4-CT-2000-00014. DISEG, University of Genoa, Genoa. 90 pp.

Lantada, N. (2007). Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona. *Tesis doctoral* de la Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d' Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica.

Lee V. W. (1984). Three-dimensional diffraction of plane P, SV & SH waves by a hemispherical alluvial valley. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3, 133-144.

López Arroyo, A. (1978). Sismicidad y Riesgo Sísmico de España. En: *Seminario sobre criterios sísmicos para centrales nucleares y obras públicas*, Asociación Española de Ingeniería Sísmica, Madrid, 47-61.

López-Arroyo, A; Stepp, C (1973). Application of Extreme Value Techniques to Earthquake Occurrence in the Iberian Region. *Seismol*, *Soc. Am. Mtg*., Golden, Colorado.

López-Burgos, M.A. (1998*). Por los caminos del poniente granadino*. Proyecto Sur de Ediciones, S.A.L. 262 págs. ISBN: 8482549871 ISBN-13: 9788482549873

López Casado, C.; Sanz de Galdeano, C.; Delgado, J.; Peinado M.A. (1995). The Parameter b in the Betic Cordillera, the Rif and Neighbouring Areas. Its Relations with the Tectonics of the Region. *Tectonophysics*, Vol. 248, pp. 277-292.

López-Comino J.A., Mancilla F.L, Morales J., Stich D. (2012). Rupture directivity of the 2011, Mw 5.2 Lorca earthquake (Spain). *Geophysical Research Letters*. 15 pages

Lorenzini, V. (2011). Vulnerabilidad sísmica del barrio historico del Albaicín de la ciudad de Granada. *Tesi di Laurea* in Ingegneria delle Construzioni. Facolta di Ingegneria Universita degli Studi Di Genova. 328pp. Genova, 30 -9-2011.

Louie, J. N. (2001). Faster, better: Shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays, *Bulletin of the Seismological Society of America*. 91, 347-364.

Lungu, D., Aldea, A., Arion, A., Vacareanu, R., Petrescu, F. y Cornea, T. (2001). *WP1 Report European distinctive features, inventory database and typology. Risk-UE Project*. 58 pp.

Luzón, F., Aoi, S., Fäh, D., Sánchez-Sesma, F.J. (1995). Simulation of the seismic response of a 2D sedimentary basin: A comparison between the Indirect Boundary Element Method and a Hybrid Technique. *Bulletin of the Seismological Society of America* 85, 1501-1506.

Mancilla, F.L. (2006). Leyes de Escalado del Movimiento Sísmico de Suelo en el Sur de España. *Tesis doctoral* de la Universidad de Granada. 182 pp.

Margottini, C., Molin, D., Serva, L. (1992). Intensity Versus Ground Motion: A New Approach Using Italian Data. *Eng. Geol*., Vol 33, pp 45-58.

Marin S., Avouac, J.P., Nicolas M., Schlupp A. (2004). A probabilistic approach to seismic hazard in metropolitan France, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94, 6, 2137-2163.

Marín-Lechado, C., Galindo-Zaldívar, J., Rodríguez-Fernández, L.R., Serrano, I., Pedrera, A. (2005). Active faults, seismicity and stresses in an internal boundary of a tectonic arc (Campo de Dalías and Níjar, southeastern Betic Cordilleras, Spain). *Tectonophysics* vol. 396, pp. 81–96

Martín, A.J. (1983). Riesgo Sísmico en la Península Ibérica. *Tesis doctoral*, Universidad Politécnica de Madrid. 2 tomos.

Martín, AJ (1986). Estudio de los Daños Directos que Ocasionaría un Terremoto a la Población y a las Viviendas de la Comunidad Autónoma de Andalucía. En: *Estimación para su aplicación a Protección Civil, de los daños que un terremoto catastrófico ocasionaría en Andalucía,* Instituto Geográfico Nacional, Madrid, pp. 1-198.

Martín, AJ (1988). Análisis Económico de la Incidencia de la Aplicación de la Norma de Construcción Sismorresistente en las Áreas Metropolitanas de las Capitales Andaluzas.

Extensión a todo el Territorio de Andalucía, 5ª *Asamblea Nacional de Geodesia y Geofísica*, Madrid.

Martín, AJ (1989). Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Damage Assessment in Andalusia (Spain), *Tectonophysics*, Vol. 167, pp. 235-244.

Martín, AJ (1991). Influence of the Different Seismic Design Levels on the Expected Damages and Economical Losses Caused by an Earthquake in Andalucía (Spain), en *Seismicity, Seismotectonics and Seismic Risk of the Ibero-Maghrebian Region*, editado por J. Mézcua y A. Udías, Instituto Geográfico Nacional, Monografía No. 8, pp. 377-390.

Martín, AJ; Blázquez, R (1981). *Evaluación del Riesgo Sísmico en la Presa de El Limonero (Málaga)*. Control y Geología, S.A., Madrid.

Martín, AJ; Blázquez, R (1983). Cálculo del Riesgo Sísmico y Terremotos de Proyecto para la Presa de El Limonero (Málaga), *Revista de Geofísica.* Vol. 39, pp. 119-138.

Martín, A.J.; Sierra, J. (1984). A new Seismic Hazard Map of Spain, based on Gumbel I Distribution. *Engineering Geology*, Vol. 20, pp. 187-191.

Martín, AJ; Carreño, E; Izquierdo, A (1996). Análisis de la Atenuación de Aceleraciones de la Serie de Sismos de Adra de 1993 y 1994, *Avances en Geodesia y Geofísica*, Vol. I(1), pp. 115-123.

Martínez Solares, J.M. 2001. *Los efectos en España del terremoto de Lisboa (1 de noviembre de 1755).* Monografía Núm. 19. Madrid 2001

Martínez Solares y J.M.; Mezcua, J. (2002*). Catálogo Sísmico de la Península Ibérica (800 a.C.-1900).* Monografía No. 18. Ministerio de Fomento. Instituto Geográfico Nacional. 253 pp.

Martínez-Zaldívar, M. (2006). Plan de actuación sanitaria ante emergencia sísmica. Caso de terremoto destructor en el área metropolitana de Granada. *Tesis doctoral* de la Universidad de Granada. 369 pp.

Masana, E., Pallàs, R., Perea, H., Ortuño, M., Martínez-Díaz, J. J., García-Meléndez, E., Santanach, P. (2005). Large Holocene morphogenic earthquakes along the Albox fault, Betic Cordillera, Spain. *Journal of Geodynamics*, 40. 119-133.

McGuire, R.K. (1976). EQRISK, Evaluation of earthquake risk to site. *Open File Report 7667*, USGS, USA, 90 pp.

Medvedev S.W., Sponheuer W. and Karnik V. (1965). Seismic Intensity Scale (version MSK 1964). *Working Group on Seismicity and Seismo-Tectonics* (First meeting Tbilisi, 8-12 june 1965). *Unesco Archives*: UNESCO/NS/SEISM/28. Paris, 7 May 1965.

Medvedev, A.V, Sponheuer W. (1969). Scale of seismic intensity, Proc. *World Conference on Earthquake Engineering*, 4th, Santiago de Chile.

Meijninger, B. M. L. (2006) Late-orogenic extension and strike-slip deformation in the Neogene of southeastern Spain *Ph.D*. Utrecht University

Mena, U. (2002). Evaluación del Riesgo Sísmico en Zonas Urbanas. *Tesis doctoral*. Dpto. Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona. 240 pp.

Mezcua, J. (1982). *Catálogo general de isosistas de la península Ibérica*. Instituto Geográfico Nacional, Pub. 202, p. 322.

Mezcua, J.; Martínez Solares, J.M. (1983). *Sismicidad del Área Ibero-Mogrebí.* I.G.N., Madrid, Publicación 203, 301 pp.

Mezcua, J.; Rueda, J.; García Blanco, R.M. (2004). Reevaluation of Historic Earthquakes in Spain. *Seismological Research Letters*, Vol. 75, No. 1, pp. 75-81.

Midorikawa, S. (1990). Ambient Vibration Tests of Buildings in Santiago and Viña del Mar. *A Report on the Chile-Japan Joint Study Project on Seismic Design of Structures*. The Japan International Co-operation Agency.

Milutinovic, Z. V. y Trendafiloski, G. S. (2003). *WP04. Vulnerability of current buildings. RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns.* Contract No.EVK4-CT-2000-00014. Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), Skopje. 109 pp.

Mola E., Tsionis G., Taucer F., Pinto A. (2003). The Molise (Italy) earthquakes of 31 October and 1 November 2002: *Report and analysis from a field mission*. European Commission Joint Research Centre. Institute for the Protection and Security of the Citizen European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) I-21020 Ispra (VA), Italy. 84pp.

Molina Palacios, S. (1998). Sismotectónica y Peligrosidad Sísmica del Área de Contacto entre Iberia y África. *Tesis doctoral*. Universidad de Granada. 280 pp.

Molina, S., Lindholm, C. D., Bungum, H. (2000). Probabilistic seismic hazard analysis: zoning free versus zoning methodology. *Boll. Geofis*. Vol. 42, pp. 19-39.

Morales, J.; Vidal, F.; De Miguel, F.; Alguacil, G.; Posadas, A.; Ibáñez, J.; Guzman, A. and Guirao, J.M. (1990). "Basement structure of the Granada Basin, Betic Cordilleras, Southern Spain". *Tectonophysics*, 177, 337-348.

Morales, J. (1991). Caracterización de la respuesta sísmica local en las cuencas de Granada (España) y Ciudad Guzmán (México) mediante el análisis espectral de microtremores y terremotos. *Ph. D. Thesis*, Universidad de Granada, Spain.

Morales, J. , J. M. Ibañez, F. Vidal, F. De Miguel, G. Alguacil, and K. Seo (1992). Site amplification in the Granada basin (Southern Spain) based on site dependent coda-q value. Int. Symp. *Effects of Surf. Geol. On Seismic Motion, ESG,* Odawara, Japan, Vol. I, 329-332.

Morales, J., Seo, K., Samano, T., Peña, J.A., Ibañez, J. & Vidal, F. (1993). Site reponse on seismic motion in the Granada Basin (Southern Spain) based on microtremor measurements. *J. Phys. Earth*, 41, 221-238.

Morales, J y Vidal, F. (1996). Mapas predictivos del movimiento del suelo en áreas urbanas para el desarrollo de Escenarios de Daños Sísmicos. *Libro Homenaje al Prof. Fernando de Miguel.* Servicio de Publicaciones de la Universidad de Granada. Pp 727-762.

Morales, J.; Serrano, I.; Vidal, F.; Torcal, F (1997). The depth of the earthquake activity in the Central Betics (Southern Spain). *Geophys. Res. Lett*., 24, 3289- 3292

Munuera, JM (1963). *Datos Básicos para un Estudio de Sismicidad en el Área de la Península Ibérica,* Memorias del Instituto Geográfico Nacional, No. 32, pp. 1-47.

Munuera, J.M. (1969). *El Mapa de Zonas Sísmicas Generalizadas de la Península Ibérica*. Instituto Geográfico y Catastral, Madrid, 50 pp.

Münzer J. (2002). *Viaje Por España Y Portugal - 1494 – 1495*. Editorial Polifemo, 324 pp.

Muñoz, A. y Carbó, A. Resultados y experiencias de aplicación del método de Refracción por Microtremor (Sísmica Pasiva) para la investigación geofísica de las nuevas líneas de metro en Madrid (España). *Geogaceta*, 40, 2006. Pp. 51-54.

Muñoz, D (1983). Estudio del Riesgo Sísmico en el Sur y Sureste de la Península Ibérica. *Tesis doctoral*, Universidad Complutense de Madrid, 117 pp.

Muñoz, D. y Udías, A. (1982). Desarrollo Histórico de los Catálogos Sísmicos de España. *Revista de Geofísica*, Vol. 38, No. 2, pp. 189-193.

Muñoz, D.; Mayer-Rosa, D.; Banda, E.; Udías, A. (1984). A Probabilistic Calculation of Seismic Hazard of Southern Spain. *Engineering Geology*, 20(1/2), pp. 49-61.

Murphy, J.R., O'Brien L.J. (1977). The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters, *Bulletin of the Seismological Society of America* 67, 3, 877-915.

Murphy J.R. and Shah H.K. (1988). An analysis of the effects of site geology on the characteristics of near-field Rayleigh waves, *Bulletin of the Seismological Society of America* 78, 65–82.

Musson R., Grünthal G. and Stucchi M. (2010). The comparison of macroseismic intensity scales. *J. Seismol.* (2010) 14:413–428. DOI 10.1007/s10950-009-9172-0

MV101 (1963). *Norma M.V.101-1962 Acciones en la edificación,* Ministerio de la Vivienda, decreto de 17 de enero de 1963 (195/1963).

Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Report of Railway, Tech. Res. Inst*., Vol. 30, 25-33

National Police Agency of Japan (2011). "Damage situation and police countermeasures associated with 2011Tohoku district - off the Pacific Ocean earthquake," July 5. http://www.npa.go.jp/archive/keibi/biki/index_e.htm (último acceso: Julio de 2011)

National Research Council (1988). *Probabilistic seismic hazard analysis*. Nat. Acad. Press, Washington D.C., 97 pp.

Navarro M., Corchete V., Badal J.I., Pujades L., Canas J.A. & Vidal, F (1997). Inversion of Rg waveforms in southern Spain. *Bulletin of the Seismological Society of America* 87, 847-865.

Navarro, M., F.J. Sánchez, T. Enomoto, F. Vidal, S. Rubio (2000). Relation between the predominant periods of soil ant the damage distribution after Mula 1999 earthquake. Sixth *International Conference on Seismic Zonation* (6ICSC). 12 a15-11-00, Palm Spring, California, USA.

Navarro, M., Sánchez F.J. , Feriche M., Vidal F., Enomoto T., Iwatate T., Matsuda I. and Maeda T. (2002) Statical estimation for dynamic characteristics of existing buildings in Granada, Spain, using microtremors. *Structural Dynamics*, Eurodyn2002, Vol. 1, 807-812, Balkema.

Navarro, M., Vidal F., Feriche M., Enomoto T., Sánchez F.J. and Matsuda I. (2004). Expected ground–RC building structures resonance phenomena in Granada city (southern Spain). 13th *World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver B.C., Canada. August 1-6, 2004. Paper No. 3308

Navarro M. y Oliveira C.S. (2005). Experimental techniques for assessment of dynamic behaviour of buildings. *Assessing and Managing Earthquake Risk*. Springer. Hard copy version: 1-4020-3524-1.

Navarro, M., García-Jerez A., Enomoto T., Vidal F., Pérez-Ruiz J.A., Iwatate, T. (2005). Study of Site Effects in Lorca Town (Murcia, Spain) using Microtremors and Strong Motion Records. *Geophysical Research* Abstract, Vol. 7, 05184, 2005.

Navarro M, García-Jerez A, Vidal F, Enomoto F, Alcalá-García FJ, Yamamoto T, Perez-Ruiz JA, Luzon F. (2006). Evaluation of local site effect in Mula town (Murcia, Spain) applicable to seismic risk management. In: Proceedings of the 8th *U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco, 2006, paper 910.

Navarro, M., F Vidal, T. Enomoto, F.J. Alcalá, F.J. Sánchez and N. Abeki (2007a). Analysis of site effects weightiness on RC building seismic response. The Adra (SE Spain) example. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36: pp. 1363-1383.

Navarro, M; Jerez A.; Vidal F.; Enomoto T.; Yamamoto T. (2007b). Características del comportamiento dinámico de los edificios en la región de Murcia a partir de medidas de vibración ambiental. 3er *Congreso nacional de ingeniería sísmica*. Girona 8al 11-05-07.

Navarro, M., García-Jerez, JA., Alcalá, FJ., Vidal, F., Enomoto, T., Luzón, F., Creus, C. (2008). Vs30 Structure of Lorca town (SE Spain) from Ambient Noise Array Observations. 31st *General Assembly of the European Seismoligical Commission ESC* 2008. Hersonissos, Crete, Greece, 7-12 September.

Navarro, M., García-Jerez A., Vidal F., Feriche, M., Enomoto T., Azañón JM. y Alguacil G. (2011). Análisis de los efectos de sitio en la ciudad de Granada (sur de España) a partir de medidas de ruido ambiental. 4º *Congreso nacional de ingeniería sísmica*. Granada, 18-20 mayo de 2011.

Navarro M., García-Jerez A., Alcalá F.J., Vidal F., Enomoto T. (2012) Local Site Effect Microzonation of Lorca town (southern Spain). *Bulletin of Earthquake Engineering* (en revisión)

NCSE-94 (1995). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación.* Real Decreto 2543/1994 de 29 de Diciembre. Publicada en el BOE de 8 de Febrero de 1995, pp. 3935-3980.

NCSE-02 (2002). *Normativa de Construcción Sismorresistente Española*. Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, Real Decreto 997/2002. Boletín Oficial Del Estado No. 244, 11 October, 2002, Spain.

NEHRP (2003). Recommendation prevision for seismic regulation for new buildings and other structures. *Building Seismic Saftey Council*, Washington, D. C Federal Emergency. FEMA.

Nelder J.A. and Mead R. (1965). A Simplex Method for Function Minimization. *Computer Journal* 7-308-313.

Neumann, F. (1954). Earthquake Intensity and Related Ground Motion, University Press, Seattle, Washington, 77pp.

Newmark, N. M. (1959). A method of computation for *Structural Dynamics*. Am. Soc. Civil Eng. Mech. Div. 85, 67-94.

Ohmachi, T., Y. Nakamura and T. Toshinawa (1991). Ground motion characteristics in the San Francisco Bay area detected by microtremor measurement, Proc. 2nd Int. Conf. On Recent Adv. *In Geotech. Earth Eng. And Soil Dyn.*, 11-15 March, St. Louis, Missouri, 1643-1648.

Okada, H. and Matsushima, T., (1989). An exploration Technique using microtremors (1) – an analytical background to discriminate Love wave in microtremors –, 81st *Annual Meeting for Society of Exploration Geophysicists of Japan*, November 1989, Japan.

Okada, S., Pomonis, A., Coburn, A.W., Spence, R.J.S., Ohta, Y. (1991). Factors Influencing Casualty in Buildings Damaged by Earthquakes. *Collaborative Report*. Hokkaido University, University of Cambridge, University of Tokyo, 16 pp.

Oliveira,C. S. (1997). Frequências Próprias de Estruturas com Base em Medições Expeditas in-situ. 3º *Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica*, PP. 465-474, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Olivera Serrano, C. (1995). *Geografía y poblamiento, Sismicidad histórica del Reino de Granada (1487-1531)*. Instituto Geográfico Nacional. Monografía, nº 12, pp. 37-283.

Oliveira CS and Navarro M (2010) Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8:609–642.

Ordaz, M.; Aguilar, A.; Arboleda, J. (2001). CRISIS 99-18 ver. 1.018. Program for Computing Seismic Risk. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Panza, G.F., Cazzaro, R., Vaccari, F., (1997). Correlation between macroseismic intensities and seismic ground motion parameters, *Ann. Geophys.*, XL, 5, 1371-1382.,

Parolai S., Richwalski S.M., Milkereit C. and Fäh D. (2006). S-wave Velocity Profiles for Earthquake Engineering Purposes for the Cologne Area (Germany). *Bulletin of Earthquake Engineering* 4, 65–94.

Pascual, G.; Carreño, E.; Martín, A.J. (1994). *Micronización sísmica basada en un sistema de información geográfica*. Zona de estudio ciudad de Granada y su entorno: módulo I Licuefacción. Madrid: Dirección General del Instituto Geográfico Nacional.

PDS-1 (1974). *Norma Sismorresistente.* Comisión Interministerial de la Presidencia del Gobierno. Decreto 3209/1974 de 30 de Agosto de 1974. BOE del 21 de Noviembre de 1974, pp 3723-3740.

Peláez Montilla, J. A. (2000). Agregación y desagregación de aceleraciones esperadas en la Península Ibérica utilizando sismicidad de fondo. *Tesis doctoral*, Universidad de Granada, 183 pp.

Peláez, J.A.; Sanz de Galdeano, C.; López Casado, C. (2001). Seismic Potential of Faults in the Granada Basin (Betic cordillera, Spain), *Bulletin of the Geological Society of Greece*, Vol. 34, pp. 1595-1600.

Peláez Montilla, J.A.; López Casado, C. (2002). Seismic Hazard Estimate at the Iberian Peninsula. *Pure and Applied Geophysics*, Vol. 159, pp. 2699-2713.

Peláez Montilla, J. A., López Casado, C., Henares Romero, J., (2002). Desaggregation in magnitude, distance, and azimuth in the south and west of the Iberian Peninsula, *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 92, No. 6, pp. 2177-2185.

Peláez Montilla, J. A., Sanz de Galdeano, C. López Casado, C. (2003). Use of active fault data versus seismicity data in the evaluation of seismic hazard in the Granada Basin (Southern Spain), *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 93, Nº 4, pp.1670-1678.

Peláez Montilla, J. A., Delgado, J. López Casado, C. (2005). A preliminary seismic hazard assessment in terms of Arias intensity in southeastern Spain, *Eng. Geol*., vol. 77, pp. 139-151.

Peláez Montilla, J. A., Hamdache, M., López Casado, C. (2006). Seismic Hazard in Terms of Spectral Accelerations and Uniform Hazard Spectra in Northern Algeria. *Pure and Applied Geophysics*, vol. 163, pp. 119–135.

Pérez-Ruiz, J. A. (2007). Un método de diferencias finitas para el análisis de la propagación de ondas. Aplicación al modelado de la respuesta sísmica de estructuras geológicas en entornos de computación en paralelo. *PhD thesis*, Universidad de Almería, España.

PGS-1 (1968). *Norma Sismorresistente PGS-1*. Comisión Interministerial de la Presidencia del Gobierno. Decreto 106/1969 del 16/01/1969.

Picozzi, M., S. Parolai, D. Bindi and A. Strollo (2009). Characterization of shallow geology by high-frequency seismic noise Tomography. *Geophys. J. Int.* 176, 164-174

Platt, J.P., Soto, J.I., Whitehouse, M.J., Hurford, A.J. and Kelley, S.P. (1998). Thermal evolution, rate of exhumation, and tectonic significance of metamorphic rocks from the floor of the Alboran extensional Basin, Western Mediterranean. *Tectonics 17*, 671-689.

Ponce de León, J. (1806): *Memoria sobre los terremotos*. Of. Herederas de D. Nicolás Moreno. Granada, p. 36.

Proyecto Medacthu: Estudio prospectivo sobre los efectos de una catástrofe sísmica en el núcleo urbano de Vélez Málaga (2007). Consejería de Gobernación de la Junta de Andalucía, Sevilla 2007.

Pujades, L. G., Canas, J. A., Mena, U., Espinoza, F., Alfaro, A. J. y Caselles, O. (2000). Seismic risk evaluation in Barcelona, Spain. 12th *World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, CD-ROM, Paper No. 2810.

Reiter, L., 1991. Earthquake hazard analysis. *Isuues and insights*. Columbia University Press,

Reicherter, K.R. (2001). Paleoseismologic advances in the Granada basin (Betic Cordilleras, southern Spain) Acta Geologica Hispanica 36, nº 3-4,267-281.

Reicherter,K. y Ch. Hübscher (2007). Evidence for a seafloor rupture of the Carboneras Fault Zone (southern Spain): Relation to the 1522 Almerıa earthquake?. *J. Seismol*, 11:15–26

Reicherter, K., Jabaloy, A., Morales, J., Galindo-Zaldívar, J., Ruano, P., Becker-Heidmann, P., Reiss, S., González Lodeiro, F. (2003). Repeated Activity of the Ventas de Zafarraya Fault (S-Spain) and its relation with the major 1884 Andalusian earthquake. *Int. J. of Earth Sciences*, vol. 92, pp. 912-922.

Rey Pastor, A. (1936). Sismicidad de las Regiones Litorales Españolas del Mediterráneo: II Región Bética y Subbética, Géologie des chaines Betique et Subbetique IV, 1, pp. 20-22.

Richter, C.F., (1958). "Modified Mercalli Intensity Scale" (MM-56). *Elementary Seismology*. W.H. Freeman and Company, San Francisco, pp. 135-149; 650-653.

Risk-UE (2003). *An advanced approach to earthquake RISK scenarios with applications to different European towns*. European Commission 5FP - City of Tomorrow and Cultural Heritage. CEC Contract Number: EVK4-CT-2000-00014. Duration: 44 Months (15/01/2001-30/09/2004).

Roca, A (1981). *Riesgo Sísmico en la Presa de Beninar*, OFITECO, S.A.

Roca, A.; López Arroyo, A.; Suriñach, E. (1984). Application of the Gumbel III Law to Seismic Data from Southern Spain. *Engineering Geology*, 20(1/2), pp. 63-71.

Rodríguez, J. (2005). LNG Plant at Taranto (Italy). Seismic hazard evaluation. *Report to Gas Natural. Principia Ingenieros Consultores.* Report 673, 77 pp.

Rodríguez de la Torre, F. (1990). Sismología y Sismicidad en la Península Ibérica durante el siglo XIX. *Tesis doctoral*. Facultad de Geografía e Historia. Universidad de Barcelona. Cinco tomos.

Rodríguez de la Torre, F. (1993). Revisión del catálogo sísmico ibérico. Años 1801 a 50. Instituto Geográfico Nacional, Informe interno.

Rodríguez-Fernández, J., Sanz de Galdeano, C. and Fernández, J. (1989). Genesis and evolution of the Granada Basin (Betic Cordillera, Spain). *In Intermontane basins.* Geology and resources, Thauasuthipitak TP and Ounchanum P (eds), 294-305.

Rodríguez-Fernández, J. and Sanz de Galdeano, C., 2006. Late orogenic intramontane basin development: the Granada basin, Betics (southern Spain). Basin Research, 18,85-102.

Rueda, J.; Mezcua, J. (2005). Near-Real-Time Seismic Moment-Tensor Determination in Spain. *Seismological Research Letters*, Vol. 76, No. 4, pp. 455-465.

Sabetta, F.; Lucantoni. A.; Bungum, H.; Bommer, J.J. (2005). Sensitivity of PSHA Results to Ground Motion Prediction Relations and Logic-Tree Weights. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* Vol. 25, pp. 317-329.

Safina, S. (2002). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo. *Tesis doctoral*. Dpto. Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona. 272 pp.

Sánchez, F.J., Navarro, M., García, J.M., Enomoto, T., Vidal, F., (2002). Evaluation of seismic effects on buildings structures using microtremors measurements and simulation response. *Structural Dynamics*, Eurodyn2002, Vol. 2, 1003-1008, Balkema.

Sánchez Navarro-Neumann, M.M. (1920). Bosquejo Sísmico de la Península Ibérica, en: La Estación Sismológica y el Observatorio Astronómico de Cartuja, Granada, pp. 43-45.

Sánchez-Sesma, F. J. (1987). Site effects on strong ground motion. Int.J. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 6, 124-132.

Sánchez-Sesma, F. J., and M. Campillo (2006). Retrieval of the Green's Function from Cross Correlation: The Canonical Elastic Problem, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(3), 1182-1191. doi: 10.1785/0120050181.

Sánchez-Sesma, F.J., Pérez-Ruiz, J.A., Campillo, M., and Luzón, F., (2006). Elastodynamic 2D Green function retrieval from cross-correlation: Canonical inclusion problem. *Geophys. Res. Lett*. 33, L13305, doi: 10.1029/2006GL026454.

Sánchez-Sesma F.J., Perez-Ruiz J.A., Luzon F., Campillo M., Rodriguez-Castellanos A. (2008). *Diffuse fields in dynamic elasticity. Wave Motion* 45, 641-654.

Sandi, H. (1983). "Earthquake risk and earthquake preparedness: some qualitative aspects and quantification possibilities". Proceedings of the *Seminar on Earthquake Preparedness.* UNDP/UNESCO/UNDRO Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region, Athens, 79-93.

Sandi H., y Floricel I., (1995), "Analysis of seismic risk affecting the existing building stock", Proceedings of the 10th *European Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp 1105-1110.

Sanz de Galdeano, C. (1983): Los accidentes y fracturas principales de las Cordilleras Béticas.*Estudios Geol*..,Vol. 39, pp. 157-165.

Sanz de Galdeano, C.; López-Casado, C. (1988). Fuentes Sísmicas en el Ámbito Bético-Rifeño. *Revista de Geofísica*, Vol. 44, pp. 175-198.

Sanz de Galdeano, C. (1990). Geologic evolution of the Betic Cordilleras in the Western Mediterranea, Miocene to the present. *Tectonophysics*, 172,107-119

Sanz de Galdeano, C. y López-Garrido, A.C. (1999): Nature and impact of the Neotectonic deformation in the western Sierra Nevada (Spain). *Geomorphology*. 30/3: 259-272.

Sanz de Galdeano, C. y López-Garrido, A.C. (2000): Las fallas tortonienses a cuaternarias entre Granada y la Costa: el límite occidental del Nevado-Filábride y de las unidades alpujárrides inferiores. *Rev. Soc. Geol. España*. 13 (3-4): 519-528.

Sanz de Galdeano, C. (2001): Inserción de la Cuenca de Granada en la evolución neotectónica de la Cordillera Bética. *La cuenca de Granada: Estructura, Tectónica Activa, Sismicidad, Geomorfología y dataciones existentes*. CSIC- Univ. Granada. ReproDigital. ISBN: 84-699-5561-6. 5 pp.

Sanz de Galdeano, C., Peláez, J.A. y López-Garrido, A.C. (Eds.). (2001): *La cuenca de Granada. Estructura, Tectónica Activa, Sismicidad, Geomorfología y dataciones existentes.* CSIC- Univ. Granada. ReproDigital. ISBN: 84-699-5561-6. 218 pp.

Sanz de Galdeano, C., Pelaez, J.A. and Lopez-Casado, C. (2003). Seismic potentiality of the main active faults in the Granada Basin (South of Spain). *Pure and Applied Geophysics* 160,1537-1556.

Sanz de Galdeano C., Galindo-Zaldívar J., Alfaro P. y Ruano P. (2007). El relieve de la Cordillera Bética. *Revista de la Asociación Española para la Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*, ISSN 1132-9157, Vol. 15, Nº. 2, 2007 , pags. 185-195

Sanz de Galdeano C., Peláez JA., López Casado C. (2011): *Las principales cuencas intramontañosas de la Cordillera Bética. Fallas activas en la cordillera bética*. ISBN:978-84-338-5195-6. Editorial UGR. 57 pp.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. Y Chung, R. M. (1985): Influence de SPT procedure in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal Geotechnical Engineering*, vol III, 12, ASCE: 1425-1435.

Sempere, J. (1807): Reflexiones sobre los terremotos de Granada. Real Acad. Historia, Ref. 9/5210, pp. 416-453.

Seo, K. (1996). Aplication of microtremors to Earthquake Damage Scenarios – Lesson learned from recent damaging earthquakes. Proc. of 11th *World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico, June 23-28. Paper Nº 2062.

Seo, K. (1999). "Joint Study on Seismic Microzonation in Granada Basin, Spain", *Report of research project, Grant.In-Aid for international scientific research, 1995-1997*, Project Nº 07044136, Tokyo Institute of Technology.

Shapiro, N. M., Singh, S. K., Almora, D. and Ayala, M. (2001) Evidence of the dominance of higher-mode surface wavesin the lake-bed zone of the Valle of Mexico. *Geophys. J. Int.* 147, 517-523.

Shapiro, N. M., and M. Campillo (2004). Emergence of broadband Rayleigh waves from correlations of the ambient seismic noise, *Geophysical Research Letters* 31, L07614, doi 10.1029/2004GL019491.

Singh, S. K., E. Mena, and R. Castro (1988). Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacan earthquake and ground motion in and near Mexico City from strong motion data, *Bulletin of the Seismological Society of America.* 78, 451-477.

SISMOSAN (2007). Proyecto de "Peligrosidad y Riesgo Sísmico en Andalucía". Informe interno realizado para la Consejería de Gobernación de la Junta de Andalucía. 5 Volúmenes.

Somerville, P; Collins, N; Abrahamson, N; Graves, R; Saikia, C. (2001). Ground motion attenuation relations for the central and eastern United States, U.S. *Geological Survey*, Award 99HQGR0098, final report.

Stich, D., C.J. Ammon J. Morales (2003) Moment tensor solutions for small and moderate earthquakes in the Ibero-Maghreb region *Journal Geophysical Research* 108, 2148, doi10.1029/2002JB002057

Stepp, J. C. (1973) Analysis of completeness of the earthquake sample in the Puget Sound area. In Harding, S. T., editor, 1973, Contributions to seismic zoning: U.S. *National Oceanic and Atmospheric Administration Technical Report* ERL 267-ESL 30, p. 16-28.

Tada, T., I. Cho, and Y. Shinozaki (2006). A two-radius circular array method: Inferring phase velocities of Love waves using microtremor records, *Geophysical Research Letters* 33, L10303, doi: 10.1029/2006GL025722.

Tada, T., I. Cho, and Y. Shinozaki (2007). Beyond the SPAC method: exploiting the wealth of circular-array methods for microtremor exploration, *Bulletin of the Seismological Society of America.* 97, 2080-2095.

Tada, T., I. Cho, and Y. Shinozaki (2009). New Circular-Array Microtremor Techniques to Infer Love-Wave Phase Velocities, *Bulletin of the Seismological Society of America.* 99, 2912-2926.

Tamura, Y., Sasaki, A. & Tsukagoshi, H. (1993). Evaluation of damping ratios of randomly excited buildings using the random decrement technique. *Journal of Struct. Constr.* , AIJ, 454, 29-38.

Tapia, M., Susagna, T., Goula, X., Irizarry, J. (2004). Ley de atenuación del movimiento del suelo en el Noreste de España. 4ª *Asemblea Hispano Portuguesa de Geodesia y Geofisica*. Figueira da Foz, Portugal, 2004.

Tavakoli, B; Pezeshk, S (2005). Empirical-Stochastic Ground-Motion Prediction for Eastern North America, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 95, No. 6, pp. 2283–2296, doi: 10.1785/0120050030.

Teng T.-L. and Aki K. (1996). Preface to the 1994 Northridge earthquake special issue *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86, S1 - S2.

Terremotos en El Salvador, 2001. *Crónicas de Desastres No. 11*. Organización Panamericana de la Salud. Washington, D.C. 2002. 222 pp. ISBN 92 75 32410 7

Theodulis, N. P., Papazachos, B.C. (1992). Dependence of strong ground motion on magnitude-distance, site geology and macroseismic intensity for shallow earthquake in Greece: I, Peak horizontal acceleration, velocity and displacement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11, 387-402.

Tiedemann, H. (1992). *Earthquakes and Volcanic eruptions. A Handbook on Risk Assessment.* Swiss Re. Zurich. 951 pp.

Toki, K., Irikura, K. and Kagawa, T. (1995). Strong motion data recorded in the source area of the Hyogoken-nanbu earthquake, January 17, 1995 Japan. *J. Natural Disaster Sci.* 16, 23-30.

Tokimatsu K (1997). Geotechnical site characterization using surface waves. In: Ishihara (Ed.), *Earthquake Geotechnical Engineering*. Balkema, Rótterdam, pp. 1333-1368.

Torres Balbás, L. (1985). *Ciudades Hispanomusulmanas*. Instituto Hispano-Árabe de Cultura. 694pp. ISBN 978-84-7472-062-4

Towhaka, I., R. Roteix, (1988). Probabilistic estimation of shear wave velocity of sands in terms of SPT-N and its application to seismic response analysis. Proc. Annual Meeting of JSSMFE: 825-828 (en japonés).

Trifunac, M. (1971). Surface motion of a semi-cylindrical alluvial valley for incident plane SH waves, *Bulletin of the Seismological Society of America* 61, 1755-1770.

Trifunac, M., Brady, A. (1975). On the correlation of seismic intensity scales with the peaks of the recorded ground motion, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65, 139-162.

UBC, Uniform Building Code (1997): Structural Engineering Design Provisions (*Uniform Building Code Vol 2: Structural Engineering Design Provisions*). ICBO, 1997. 492pp

Udías, A., Buforn, E. (1992). Sismicidad y sismotectónica de las Béticas. *Física de la Tierra*. Vol. 4, pp. 109-123.

Udías, A., Muñoz, D., Buforn, E., Sanz de Galdeano, C., Fresno, C. del, Rodríguez, I. (2005). Reevaluation of the earthquakes of 10 March and 19 May 1951 in southern Spain. *Journal of Seismology* , vol. 9, pp. 99 – 110.

Udwin, D. (1981). Introductory spatial analysis. Ed. Methuen, London. 212 pp.

UNDRO (1979). Natural Disasters and Vulnerability Analysis. Report of Expert Group Meeting. Office of the United Nations Disaster Relief Co-ordinator. 9-12 July, 1979.

USGS (1999). Implications for Earthquake Risk Reduction in the United States from the Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999. U.S. *Geological Survey* Circular 1193.

Vacareanu, R., Lungu, D., Aldea, A. y Arion, C. (2004). WP07. *Report Seismic Risk Scenarios Handbook*. Risk-UE Project, Bucarest. 50 pp.

Valverde, I. (2010) Cimentaciones de edificios en condiciones estáticas y dinámicas: casos de estudio al W de la ciudad de Granada. *Ph. D. Thesis*. Universidad de Granada.

Varnes, D. J. (1984). Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. *Natural Hazards*. nº 3. UNESCO, Paris. 63 pp.

Vera, JA; Estévez, A; López Garrido, AC; Martina Algarra, A; Molina, JM; Sanz de Galdeano, C (2004). La tectónica en los episodios distensivos del Mesozóico en las

Zonas Béticas Externas. En: JÁ Vera (ed.) *Geologia de España*, SGE-IGME, Madrid, 890 pp.

Vere-Jones, D. (1992). Statistical methods for the description of and the display of earthquake catalogs, in (eds.) A. T. Walden, P. Guttorp *Statistics in the Environmental and Earth Sciences*, London. pp. 220-244.

Vidal, F. y De Miguel F. (1983). Datos macrosismos de los terremotos sentidos en la Depresión de Granada durante el año 1979. Report. Observatorio de Cartuja. 3/1983.

Vidal, F. y De Miguel, F. (1983): Las series sísmicas de Santa Fe (Granada*). Sismicidad histórica de la región de la Península Ibérica*. Asoc. Esp. de Ing. Sísmica, pp. 56-60.

Vidal, F. (1986). Sismotectónica de la región Béticas-Mar de Alborán. *Tesis doctoral*. (*Ph. D. Thesis*) Universidad de Granada. 456 pp.

Vidal F (1993) Terremotos relevantes y su impacto en Andalucía. *Curso sobre Prevención Sísmica.* Universidad de Granada. Instituto Andaluz de Geofísica, 24 pp.

Vidal, F.; Morales, J. (1995).- "Mapas predictivos del movimiento del suelo en áreas urbanas para el desarrollo de Escenarios de Daños Sísmicos. Capítulo del libro *"Homenaje al profesor Fernando de Miguel*". Editorial de la Universidad de Granada

Vidal F. y Feriche M. (1995). "Estimación de daños sísmicos en áreas urbanas para la planificación de emergencias sísmicas". Capítulo del libro "Homenaje al profesor Fernando de Miguel". Editorial de la UGR, Granada, 36 pp.

Vidal F., M.D. Romacho; M. Feriche, M. Navarro, N. Abeki (1996), "Seismic microzonation in Adra and Berja Towns, Almeria (Spain)". Proc. of the 11th *World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996.

Vidal, F., Abeki, T., Navarro, M., Enomoto, T., Watanabe, K., Seo, K. (1996). "Distribution of the predominant period of ground shaking in south western Almería province (Spain) by using microtremor data". *Annual Meeting of the Seismological Society of Japan. 1*996.

Vidal F., Mourabit T., Navarro M., Cheddadi A., Feriche M., Enomoto T., Seo K. (2007). Daños, fenómenos de amplificación e intensidad en el terremoto de Al Hoceima (Marruecos) de 2004. *XXXI Bienal de Física*. Granada, septiembre de 2007

Vidal F., Espinar, M., Morcillo, J., Navarro, M. (2010a). The 1806 Santa Fe (Spain) earthquake and site-related effects *9th International Workshop on Seismic Microzoning and Risk Reduction.* 21st-24 March, 2010 Cuernavaca, México 8 pp.

Vidal, F.; Feriche, M.; Navarro, M.; Ruíz A. (2010b). Earthquake Damage Scenarios in Granada Town (Southern Spain). 14th *European Conference on Earthquake Engineering*. Ohrid, Republic of Macedonia. Septiembre de 2010.

Vidal F., Espinar M., Morcillo J. D., Navarro M. & Aranda C. (2011). Efectos y medidas preventivas en el terremoto de 1806 de Santafé (Granada). 4º *Congreso nacional de ingeniería sísmica*, 18-20 de mayo de 2011, Granada. 8 pp.

Vidal F., Navarro M., Aranda C. & Enomoto (2012). Changes in dynamic characteristics of Lorca RC buildings from pre- and post- earthquake ambient vibration data. *Bulletin of Earthquake Engineering* (en revisión).

Viseras, C., Calvache, M.L., Fernández, J. y Soria, J.M. (2001): Los abanicos aluviales cuaternarios de la depresión de Padul (SE de la cuenca de Granada, Cordillera Bética): caracterización sedimentaria y geomorfológica. *La cuenca de Granada. Estructura, Tectónica Activa, Sismicidad, Geomorfología y dataciones existentes* (C. Sanz de Galdeano, J.A. Peláez y A.C. López-Garrido Eds.) CSIC-Univ. Granada. ReproDigital. 78-88.

Voutkov, V., St, Chanov and A. Demirev (1986). Evaluation de intensité et de l'accélération maximale en zones séismiques. *Geology Applicata ed Idrogeologia* 21, 1, 13-22.

Wahlström, R.; Grünthal, G. (2000). Probabilistic Seismic Hazard Assessment (Horizontal PGA) for Sweden, Finland and Denmark Using Different Logic Tree Approaches. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 20, pp. 45-58.

Wakamatsu, K. (1992). *Maps for historic liquefaction sites in Japan*. Tokyo, Tokai Daigaku Shuppankai, 1992. 431pp.

Wald, D.J., Quitoriano, V., Dengler, L., and Dewey, J.W., (1999a), Utilization of the Internet for rapid Community Intensity Maps: *Seismological Research Letters*, v. 70, p. 680-697.

Wald, D. J., Quitoritano, V., Heaton, T.H., Kanamori, H., (1999b). Relations between Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity, and Modified Mercalli Intensity in California, *Earthquake Spectra*, 15, 3, 557-564.

Wald, D.J., Quitoriano, V., Heaton, T.H., Kanamori, H., Scrivner, C.W., and Worden, B.C., (1999c). TriNet "ShakeMaps": Rapid generation of peak ground-motion and intensity maps for earthquakes in southern California: *Earthquake Spectra*, v. 15, no. 3, p. 537-556.

Wells, D.L.; Coppersmith, K.J. (1994). New Empirical Relationships Among Magnitude, Rupture Lenght, Rupture Width, Rupture area, and Surface Displacement. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 84, No. 4, pp.974-1002.

Whiteley, R.J., (1994). Seismic refraction testing a tutorial. In: Woods, R.C. (Ed.), *Geophysical Characterization of Sites*. Balkema, Rótterdam, pp. 45-47.

Wills, C. J., M. Petersen, W. A. Bryant, M. Reichle, G. J. Saucedo, S. Tan, G. Taylor, and J. Treiman (2000). A site-conditions map for California based on geology and shear-wave velocity, *Bulletin of the Seismological Society of America* 90, S187–S208.

Wood,H. O. California. State Earthquake Investigation Commission (1908). *Map of San Francisco showing distribution of apparent intensity of the earthquake.* A. Hoen & Co., Baltimore. (Carnegie Institution of Washington. 1908).

Wong, H. L. and Trifunac, M. D. (1974). Surface motion of a semi-elliptical for incident plane SH wave. *Bulletin of the Seismological Society of America* 64 1389-1403.

Yépez, F. (1996). "Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación". *Tesis doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Youd, T. L., & Idriss, I. M. (1997). Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Proceedings of the National Conference on Earthquake Engineering 97*-0022. Buffalo, N.Y. National Center for Earthquake Engineering Research.

Youd, T. L., & Noble, S. K. (1997). Magnitude scaling factors. Proc., *NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat*. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 149–165.

Youd, T. L., and Perkins, D. M. (1978). Mapping Liquefaction-Induced Ground Failure Potential, J Geotech Eng Div 104, 433-446. ISSN/ISBN: 0093-6405.

Zaré, M., Bard, P.Y., Ghafory-Ashtiany, M., (1999). Site characterizations for the Iranian strong motion network. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 18, 1999, 101-123.

Zhao, J. X., Zhang, J., Asano, A., Ohno, Y., Oouchi, T., Takahashi, T., Ogawa, H., Irikura, K. Thio, H. K., Somerville, P. G., Fukushima, Y., Fukushima, Y. (2006). Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 96, pp.898-913. doi: 10.1785/0120050122.

ANEXOS

ANEXO I:

ESTRUCTURAS OBTENIDAS CON EL "SPAC": RELACIÓN Vs / PROFUNDIDAD

Nombre / Coordenadas		Vs (m/s)	Profundidad (m)
X (UTM)	Y (UTM)		
AYNADAMAR		318.369441	0.000000
447213.294	4115997.202	318.369441	5.648902
		549.019107	5.648902
		549.019107	16.708309
		677.531851	16.708309
		677.531851	28.193782
		738.044198	28.193782
		738.044198	39.084592
ZAIDÍN		141.188226	0.000000
447216.566	4112562.984	141.188226	3.141632
		316.589508	3.141632
		316.589508	8.839167
		498.727298	8.839167
		498.727298	21.133013
		773.430834	21.133013
		773.430834	33.501975
		726.731310	33.501975
		726.731310	44.772608
BEIRO		226.581719	0.000000
446000.358	4116558.54	226.581719	3.502255
		290.752969	3.502255
		290.752969	10.739405
		436.342659	10.739405
		436.342659	22.600573
		500.257188	22.600573
		500.257188	36.122344
		540.080873	36.122344
		540.080873	45.868384
BOLA DE ORO		250.509149	0.000000
448236.122	4113464.399	250.509149	3.700842
		397.845852	3.700842
		397.845852	8.848924
		604.857951	8.848924
		604.857951	19.790426
		744.652947	19.790426
		744.652947	30.995281
		842.368258	30.995281
FUENTENUEVA		316.868409	0.000000
445992.017	4115427.198	316.868409	11.646208
		402.862415	11.646208
		402.862415	23.183744
		424.893313	23.183744
		424.893313	32.656359
		467.306451	32.656359

Nombre / Coordenadas		Vs (m/s)	Profundidad (m)
X (UTM)	Y (UTM)		
FUENTENUEVA 2		268.454605	0.000000
445992.017	4115427.198	268.454605	1.510211
		301.832028	1.510211
		301.832028	9.592159
		424.383160	9.592159
		424.383160	22.573839
		371.890642	22.573839
		371.890642	32.504956
		423.661255	32.504956
ESTADIO		219.498812	0.000000
445474.259	4115686.078	219.498812	3.643501
		302.513151	3.643501
		302.513151	11.697412
		369.520340	11.697412
		369.520340	21.976563
		422.254490	21.976563
		422.254490	32.474560
		408.474163	32.474560
CHANA		231.172146	0.000000
444152.912	4116847.203	231.172146	3.446266
		308.834523	3.446266
		308.834523	12.047136
		396.873819	12.047136
		396.873819	22.298252
		468.622914	22.298252
		468.622914	32.168204
		449.783284	32.168204
NÁYADES		198.768915	0.000000
445097.629	4117109.624	198.768915	4.933201
		258.515614	4.933201
		258.515614	12.657950
		422.399620	12.657950
		422.399620	24.357290
		328.558524	24.357290
		328.558524	30.767867
		390.862139	30.767867
		390.862139	41.603473
PARQUE DE LAS CIENCIAS		319.209423	0.000000
446448.323	4113224.289	319.209423	3.328544
		347.418756	3.328544
		347.418756	9.875915
		646.316364	9.875915
		646.316364	21.382016
		652.209074	21.382016
		652.209074	32.730467
		718.571433	32.730467

Nombre / Coordenadas		Vs (m/s)	Profundidad (m)
X (UTM)	Y (UTM)		
GRANADA 74		260.615008	0.000000
		260.615008	4.561699
		471.047507	4.561699
		471.047507	17.173212
		629.823209	17.173212
		629.823209	31.929863
		658.248383	31.929863
FERIAL		169.886332	0.000000
		169.886332	2.147664
		341.591152	2.147664
		341.591152	4.886086
		394.929083	4.886086
		394.929083	8.997928
		458.581960	8.997928
		458.581960	18.958952
		530.998958	18.958952
		530.998958	30.231300
		463.760871	30.231300
		463.760871	39.263112
		534.015930	39.263112
SANDERS		169.386862	0.000000
445049.432	4115453.75	169.386862	2.131773
		288.579677	2.131773
		288.579677	5.010479
		366.367620	5.010479
		366.367620	9.982706
		312.393722	9.982706
		312.393722	19.822221
		487.160409	19.822221
		487.160409	30.832580
		412.648913	30.832580
		412.648913	41.599249
		481.528468	41.599249
VEGA		353.356481	0.000000
445368.052	4112924.7	353.356481	5.927334
		434.394889	5.927334
		434.394889	15.334651
		631.888456	15.334651
		631.888456	31.081725
		653.634807	31.081725
		653.634807	52.557957

ANEXO II:

DESCRIPCIÓN DE LAS TIPOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS DEFINIDAS EN EL PROYECTO RISK-UE

En este apartado se describen las tipologías constructivas utilizadas en el Proyecto Risk-UE definidas por Milutinovic y Trendafiloski (2003). Estos autores utilizan un sencillo código para la identificación de cada una de las tipologías:

- **M** para el grupo de las de muros de carga. El primer número hace referencia al material de la fábrica (1- piedra, 2-adobe y 3- ladrillo) o al tipo de refuerzo (4- reforzada o confinada y 5- totalmente reforzada). El 2º Nº al forjado.
- **RC** para el grupo de las de Hormigón Armado (Reinforced Concrete)
- **S** para el grupo de las metálicas (Steel).
- **W** para las de madera (Wood).

M1.1 - Muros de carga de fábrica de piedra y cascotes
(Rubble stone, fieldstone masonry bearing walls)

Se trata de construcciones tradicionales en las que se utiliza la piedra desnuda sin labrar como material básico de construcción, por lo general con mortero de mala calidad, lo que hace a los edificios muy pesados y poco resistentes a cargas laterales. Los forjados son generalmente de madera y no proporcionan rigidez horizontal.

M1.2 - Muros de carga de fábrica de piedra tallada
(Simple stone masonry bearing walls)

Esta tipología se diferencia de la anterior en que las piedras de construcción han sufrido algún tratamiento antes de ser utilizadas. Se trata de piedras labradas puestas en obra de acuerdo con algunas técnicas que mejoran la fuerza de la estructura (por ejemplo, usando piedras más grandes para trabar los muros ortogonales en esquinas). En esta tipología también se pueden incluir los edificios de fábrica de piedra cortada, con pulido áspero, siempre y cuando las piedras sean de tamaño considerable, con una textura precisa y a veces rugosa, hecha a posteriori con el fin de incrementar los contactos en las hiladas. Por otra parte, pueden incluirse en este tipo la piedra sin labrar intercalada con capas horizontales de ladrillo o piedra más grande.

M1.3 - Muros de carga de fábrica de Sillería

(Massive stone masonry bearing walls)

Suelen ser parte de construcciones monumentales tales como palacios, castillos, mansiones, etc. En cuanto a las técnicas de construcción de este tipo de fábrica, desarrollada en la Edad Media, las piedras se tallan con una gran precisión por mano de obra especializada. En granada, se han utilizado para este fin, tanto la piedra de Santa Pudia, una biocalcarenita de dureza media, como la de Sierra Elvira, una caliza de crinoides, de mayor dureza que la anterior. Ambos materiales se pueden encontrar, principalmente, en edificios patrimoniales como el Hospital Real, el Palacio de Carlos V en la Alhambra, la Real Chancillería (Fig.1), la Catedral, las iglesias de Nuestra Señora de las Angustias, San Juan de Dios, Santos Justo y Pastor, etc…. Pero también en edificios residenciales, aunque la mayoría no tienen todos sus muros de sillares, sino que los alternan con fábrica de ladrillo, utilizando los sillares como refuerzo y/u ornamento (sobre todo en fachadas, esquinas y huecos). En consecuencia, estos edificios por lo general poseen una gran resistencia, lo que contribuye a su buen comportamiento sísmico.



Figura 1: *Edificio de la Real Chancillería, en plaza Nueva con muros de carga realizados con sillares.*

M2 - Adobe / Tapial

Este tipo de construcción se puede encontrar en muchos lugares donde haya arcillas adecuadas. Los métodos de construcción de adobe varían ampliamente, e introducen grandes variaciones en la resistencia a los terremotos en este tipo de edificaciones. Los muros construidos por capas de adobe sin uso de ladrillos son rígidas, pero débiles; pueden comportarse mejor en función de la calidad de mortero, y, en menor medida, de la calidad de

los bloques de adobe. Las casas de este material con marcos de madera o con sistemas de abrazadera ven incrementada su resistencia lateral y se comportan significativamente mejor durante los terremotos. Estos edificios pueden sufrir daños en la pared de adobe con relativa facilidad, mientras que la estructura de madera se mantiene intacta. También hay casos donde vigas y columnas de madera desconectadas entre sí se utilizan en casas de adobe, proporcionando la fuerza horizontal extra necesaria para mejorar el rendimiento, pero no tanto como haría un armazón.

M3.1 - Muros de carga de fábrica de ladrillo no reforzada y forjados de madera *(Unreinforced masonry bearing walls wooden slabs)*



Figura 2: *Edificaciones de tapial en el Albaicín, empleando diferentes técnicas (Fuentes, 2010)*

Son edificios con muros de carga de fábrica no reforzada y forjados de madera (Fig. 3). La mayoría de forjados y cubiertas de madera se han construido apoyadas en marcos de madera. En general, la vulnerabilidad se ve afectada por el número, tamaño y posición de los huecos. Grandes huecos, pequeños pilares o machones entre los huecos y esquinas, así como escasas paredes internas debido a la amplitud de las habitaciones, contribuyen a hacer más vulnerables estos edificios. Un problema a tener en cuenta es el uso de los huecos de los muros, lo que puede dar lugar a muros muy débiles con insuficiente resistencia a los terremotos.



Figura 3: *Edificaciones de Fábrica de ladrillo con forjados de madera en el Albaicín (Carrril de la Lona)*

M3.2 - Muros de carga de fábrica de ladrillo no reforzada y bóvedas. *(Unreinforced masonry bearing walls with masonry vault)*

Hay edificios con muros de fábrica no reforzada y bóvedas también de fábrica. Estas bóvedas apoyan directamente sobre los muros de carga o indirectamente a través de arcos de mampostería. En la mayoría de los casos de este tipo estructural se encuentra en edificios religiosos. Grandes huecos, pequeños pilares o machones entre los huecos y esquinas, así como una baja densidad de particiones internas que da lugar a una gran amplitud de las habitaciones, contribuyen a hacer más vulnerables estos edificios. Un problema a tener en cuenta es la apertura de huecos en los muros, lo que puede dar lugar a muros muy débiles con insuficiente resistencia a los terremotos.

M3.3 – Muros de carga de fábrica no reforzada y forjados mixtos de acero y revoltón cerámico. *(Unreinforced masonry bearing walls with composite steel and masonry slabs)*

Son edificios con muros de fábrica de ladrillo no reforzada y forjados de viguetas metálicas apoyadas sobre los muros de carga, con bóvedas de ladrillo entre dichas viguetas. En Granada existe una modalidad de esta tipología que consiste en introducir unos pórticos de hormigón ligeramente armado entre los muros perimetrales de fábrica de ladrillo, sobre los que apoya el forjado (Fig. 4). El problema más frecuente de estas construcciones es la pérdida o disminución de la superficie de apoyo de los elementos estructurales por falta de conexión entre los mismos.

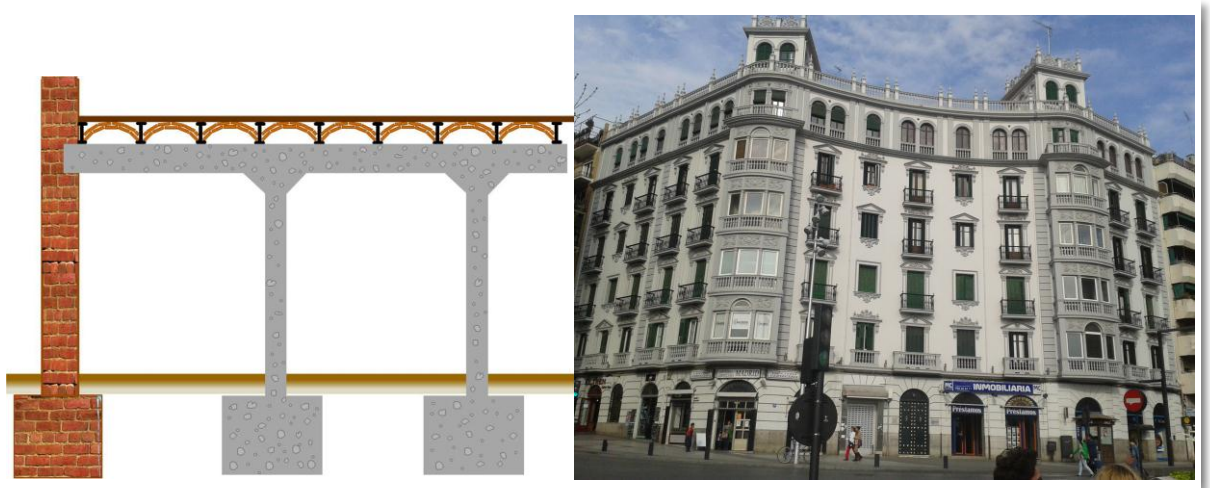


Figura 4: *A la izquierda, gráfico de tipología M3.3 de muros de carga con pórticos de hormigón ligeramente armado, forjados de vigueta metálica y revoltones de ladrillo cerámico. Derecha: Edificio de esta tipología en Avenida de Constitución*

M3.4 - Muros de carga de mampostería no reforzada con forjados de hormigón armado. *(Unreinforced masonry bearing walls with reinforced concrete slabs)*

Aunque los muros son los elementos más importantes que deben observarse en estos edificios, a veces, los elementos horizontales pueden ser igualmente decisivos en la determinación de la resistencia de una estructura a la carga lateral. Por lo tanto este tipo de construcción donde las paredes no están reforzadas (ladrillos, piedras labradas, bloques de hormigón) y los forjados son de hormigón armado (HA), debería comportarse mucho mejor que los edificios más antiguos de mampostería ordinaria.



Figura 5: *Edificio de tipología M3.4 de muros de carga con forjados de hormigón armado en calle Bidasoa.*

Si los muros están conectados y atados con el forjado y con los zunchos de atado perimetrales, se crea un sistema de "caja" que efectivamente reduce el riesgo de colapso fuera del plano de los muros, o la separación y la deriva de la intersección de muros perpendiculares. Esta mejora del rendimiento sólo se producirá si el forjado de HA está correctamente conectado con la estructura, lo que es el caso de los edificios de mampostería reciente (siglo XX), en los que se ejecuta con un zuncho perimetral de atado (Fig. 5).

M4 - Muros de carga de mampostería confinados o reforzados *(Reinforced or confined masonry bearing walls)*

En la fábrica o mampostería reforzada, las barras (o el mallazo) de acero están embebidos entre las hileras de ladrillos de obra (tomadas con mortero o lechada), creando un material compuesto que actúa como un muro muy resistente y dúctil. Dicho refuerzo está presente, tanto en el plano vertical como en el horizontal. Este tipo de fábrica o mampostería confinada se caracteriza por estar construida rígidamente entre un sistema de ligeras columnas y vigas estructurales en los cuatro lados (en ocasiones constituyendo un entramado de madera), lo que le proporciona un nivel similar de resistencia. No se pretende que en estos casos los elementos de conexión se comporten como marcos resistentes a momento, puesto que la fábrica no es sólo un relleno no estructural sino el principal material estructural.



Figura 6: *Edificio de tipología M4 (mampostería reforzada con entramado de madera y perfiles metálicos) en C/Elvira.*

Basándonos en este principio, hemos asemejado esta tipología con los edificios de mampostería que se han reforzado, bien con materiales originales, bien con otros nuevos

(hormigón /acero) y que, en ocasiones, se han reconstruido parcialmente. Esta relación no es del todo descabellada, pues en este tipo de intervenciones todos los elementos estructurales quedan bien atados o conectados (Fig. 6).

M5 - Edificios de mampostería totalmente reforzada
(Overall strengthened masonry buildings)

Los viejos edificios de mampostería pueden someterse a un fortalecimiento general, con el fin de reducir la vulnerabilidad sísmica. Los trabajos propios de esta categoría son los siguientes: a) nuevos forjados de HA, con anillo continuo de vigas y losas rígidas, b) revestimiento de los paños de mampostería con HA; c) construcción del anillo de HA de vigas y columnas en el interior del muro o en su perímetro interior, con el fin de confinar la mampostería con un marco no resistente a momento, d) inserción de un marco de acero en el espesor de la pared. El comportamiento de estos edificios es muy diverso, ya que depende de la eficacia de la intervención adoptada en relación al edificio original y en la calidad de su ejecución o puesta en obra.

Dentro de esta tipología se han incluido los edificios rehabilitados y reforzados con un mismo material (madera, fábrica, HA o acero), sin reconstrucciones parciales de los mismos (Fig. 7).



Figura 7: *Edificio de tipología M5 de mampostería reforzada con empresillado de pies derechos y vigas de madera mediante perfiles metálicos en calle Mesones.*

RC1 - Estructuras de pórticos de Hormigón resistentes al momento *(Concrete Moment Frames)*

Los elementos estructurales de estos pórticos consisten en pilares y vigas de HA(o RC) articulados entre sí (Fig. 8). En algunos casos, las conexiones de la viga-pilar tienen un momento muy pequeño pero, en otros casos, los pilares y las vigas están diseñados por completo como pórticos resistentes al momento para soportar los esfuerzos laterales. Por lo general, la estructura se oculta al exterior embutiéndola en muros no estructurales, que pueden ser de casi cualquier material (muros cortina, fábrica de ladrillo o paneles prefabricados). Los forjados de HA funcionan como diafragmas, transfiriendo las cargas laterales a los pórticos resistentes a momento. Una baja rigidez de éstos significaría grandes derivas entre plantas que pueden conducir a un daño no estructural relativamente mayor. Existe una gran variedad de estos sistemas estructurales. Algunas estructuras más antiguas pueden no estar adecuadamente proporcionadas y detalladas lo que implicaría un fallo frágil de los elementos del pórtico en caso de sismo, provocando el colapso parcial o total del edificio. Por el contrario, los pórticos modernos diseñados con criterios sismorresistentes están adecuadamente proporcionados y calculados para el comportamiento dúctil, pudiendo experimentar grandes deformaciones durante un terremoto sin rotura frágil de los elementos del pórtico y sin colapso de la edificación.



Figura 8: *Edificio de tipología RC1 de pórticos de hormigón armado en calle Gutiérrez Tibón.*

RC2 - Muros de cortante de hormigón *(Concrete shear walls)*

Los componentes verticales del sistema resistente a fuerzas laterales en edificios de muros de cortante de hormigón armado, son los muros estructurales de HA. En los edificios antiguos, estos muros tienen a menudo grandes áreas de sección transversal para que los esfuerzos gravitacionales del muro sean bajos y los refuerzos verticales y horizontales muy ligeros. En los nuevos, se limita con frecuencia su extensión, lo que genera cierta preocupación acerca de los límites de los miembros y la resistencia al corte de los muros. Cabe señalar que la estructura de muros cortantes de HA es la solución más adecuada resistente a sismo para edificios de mediana altura.

RC3.1 - Estructuras regulares de Hormigón Armado con muros de relleno de fábrica *(Concrete frames with regular unreinforced masonry infill walls)*

Las estructuras sin diseño sismorresistente que tienen buenos muros de relleno de mampostería regular, pueden incrementar significativamente la resistencia a acciones laterales. Los muros de relleno generalmente están alineados con los pórticos en el exterior, envolviéndolos, y mostrando un exterior de mampostería lisa y sin señales de la estructura. Estos paños de fábrica de ladrillo sólidamente rellenos, al acloplarse plenamente a los elementos del pórtico que rodea (p.e. poniéndose en el mismo plano), pueden proporcionar la suficiente rigidez y resistencia a carga lateral a la estructura. En estos edificios, la fragilidad de los pilares, después de la fisuración del de relleno, puede limitar el comportamiento semi-dúctil del sistema.

RC3.2 – Estructuras irregulares de HA con muros de fábrica *(Irregular concrete frames with unreinforced masonry infill walls)*

Estas estructuras son similares a las de la tipología anterior (RC3.1) salvo que en este caso, tanto los pórticos como los muros de relleno pueden ser irregulares. Las irregularidades de la estructura y/o la presencia de piso débil (especialmente en planta baja) dan lugar a un pobre comportamiento estructural bajo cargas laterales (Fig. 9).



Figura 9: *Edificio de tipología RC3.2 con piso débil en plant baja, en calle Rosa Chacel.*

RC4 - Sistemas duales de muros y pórticos de hormigón armado
(RC Dual systems - RC frame and walls)

Estos edificios cuentan con sistemas estructurales compuestos por pórticos de hormigón armado y muros cortantes (estructurales) del mismo material.

RC5 - Muros de Hormigón prefabricado
(Precast Concrete Tilt-Up Walls)

Estos edificios están constituidos por muros cortantes de HA prefabricados conectados por losas del mismo material. En los edificios más antiguos las conexiones de anclaje entre muros y losas suelen ser inadecuadas y a menudo frágiles. Las paredes pueden tener multitud de huecos para puertas y ventanas de dimensiones tales que se parecen más a un pórtico que a un muro de cortante.

RC6 – Estructruras de hormigón prefabricado con muros de contante de HA
(Precast Concrete frames with concrete shear walls)

Estos edificios tienen los forjados generalmente constituidos por elementos prefabricados salvo el de cubierta, a base de losas hechas "in situ". Las vigas y columnas prefabricadas de hormigón son las que soportan las losas de suelo y techo. El atado de los elementos prefabricados del forjado y de las uniones viga-pilar generalmente se hace con HA in situ. A menudo se usan inserciones de acero soldado para interconectar los elementos prefabricados. Los muros de cortante de HA son los que resisten las cargas laterales (hechos in situ o prefabricados). Para que este tipo de edificios tenga un buen comportamiento ante las acciones sísmicas, las conexiones de los elementos estructurales deben tener la suficiente resistencia y capacidad de desplazamiento.

S1 - Estructuras metálicas resistentes a momento
(Steel Moment Frames)

Los elementos estructurales de estos edificios constan de pilares y vigas de acero formando pórticos. En algunos casos, las conexiones entre viga y pilar tienen una capacidad resistente al momento muy pequeña pero, en otros casos, son totalmente resistentes al momento. Por lo general, la estructura queda oculta por los cerramientos al exterior y por la tabiquería en el interior, que pueden ser de casi cualquier material (muros cortina, mampostería de ladrillo, prefabricados o paneles de hormigón). Los forjados (diafragmas), que pueden ser de distintos materiales, transfieren la carga lateral a los pórticos resistentes a momento. Los pórticos aumentan su rigidez mediante conexiones total o parcialmente resistentes al momento y generalmente se orientan para que actúen en una determinada dirección.

S2 - Estructuras metálicas arriostradas
(Steel braced Frames)

Estos edificios son similares a los anteriores (S1), salvo en que los componentes verticales del sistema resistente a fuerzas laterales son pórticos arriostrados más que pórticos resistentes al momento.



Figura 10: *Edificio de tipología S2 de estructura metálica con forjados de chapa cloaborante, en calle Montereros.*

S3 – Estructuras metálicas con muros de relleno de fábrica sin reforzar.
(Steel frame with unreinforced masonry infill walls)

Los muros de relleno generalmente son exteriores a los elementos estructurales, envolviéndolos y presentando un exterior de fábrica lisa y sin señales de la estructura. Los paños de mampostería sólidamente rellenos y perfectamente acoplados a los elementos del pórtico al que rodean pueden encontrarse en el mismo plano, proporcionando así a la estructura la suficiente rigidez y resistencia a cargas laterales (Fig. 11).



Figura 11: *Edificio de tipología S3 de estructura metálica y muros de mampostería con entramado de madera.*

S4 – Pórticos metálicos con muros de cortante de HA colocados "in situ". *(Steel frame and cast-in-place shear walls)*

Los muros de cortante en estos edificios son de hormigón armado hechos in situ. La estructura de acero está diseñada solamente para cargas verticales. El marco de acero puede ofrecer un segundo sistema resistente a esfuerzos laterales dependiendo de la rigidez del mismo y de la capacidad de resistencia al momento de las conexiones viga-pilar. En el moderno sistema "dual", los pórticos de acero resistentes al momento se diseñan para trabajar junto con los muros de corte de hormigón.

S5 - Sistemas compuestos de Acero y H.A *(Steel and RC composite system)*

Estos edificios tienen pórticos resistentes al momento constituidos por pilares y vigas compuestos, de acero y HA (también se les llama estructuras mixtas). Por lo general, la estructura está recubierta por los cerramientos exteriores no estructurales que pueden ser de casi cualquier material (muros cortina, mampostería de ladrillo o paneles de Hormigón prefabricado). Los diafragmas transfieren cargas laterales a los pórticos resistentes al momento. Los pórticos desarrollan su rigidez mediante conexiones total o parcialmente resistentes al momento.



Figura 12: *Edificio de tipología S5 de estructura mixta (HA y metálica), en calle Pagés.*

W – Estructuras de madera

(Wood structures)

Por lo general, son viviendas unifamiliares o pequeñas viviendas multifamiliares. El sistema resistente a cargas laterales se caracteriza por un conjunto de marcos de madera arriostrados o marcos de madera revestidos (madera contrachapada, conglomerado, cartón fibra, etc.). Las cargas son ligeras y las luces pequeñas. Estos edificios pueden tener chimeneas de mampostería relativamente pesada que puede ser parcial o totalmente recubiertas con paneles de fábrica. Los forjados de madera pueden estar recubiertos con conglomerado, madera contrachapada o fibra. Los muros pueden estar revestidos con tableros, estuco, yeso, madera contrachapada, tablero de yeso, tableros de partículas o de fibra vulcanizada.

ANEXO III:

FICHA TÉCNICA DE EDIFICIOS

FICHA TÉCNICA DE EDIFICIOS REFERENCIA CATASTRAL _____

POBLACIÓN **Granada** PROVINCIA - Granada

DENOMINACIÓN_____

CALLE _____ Nº _____

NÚMERO DE PLANTAS (incluyendo la planta baja)_____ EDAD DE LA CONSTRUCCIÓN_____

USO ACTUAL _____

TIPOLOGÍA Y CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN

☐ **MAMPOSTERÍA** ☐ **ADOBE** ☐ **TAPIAL**

☐ **MURO DE CARGA** ☐ CASCOTE Y PIEDRAS ☐ PIEDRA SIN TALLAR ☐ SILLAR

☐ FABRICA DE LADRILLO

☐ MIXTO: ?_____

☐ FORJADO ☐ MADERA ☐ ARTESONADO ☐ HORMIGÓN ARMADO

☐ OTRO: _____

☐ REFUERZO ☐ CONTRAFUERTES ☐ TIRANTES

☐ OTRO: _____

☐ **HORMIGON ARMADO** (sin diseño sismorresistente) ☐ FORJADO UNIDIRECCIONAL ☐ FORJADO BIDIRECCIONAL

☐ HORMIGON ARMADO (sismorresistente) ☐ FORJADO UNIDIRECCIONAL ☐ FORJADO BIDIRECCIONAL ☐ MUROS DE CORTE ☐ _____

☐ **OTRAS ESTRUCTURAS** ☐ ACERO ☐ MIXTA_____

DEGRADACIÓN

☐ **MA**. (Muy Alta: ruinosa)

☐ **A.** (Alta: Grietas en muros de carga)

☐ - Desplomes: _____

☐ - Desprendimientos: _____

☐ - Grietas elementos estructurales: _____

☐ - Grietas en uniones: _____

☐ **M**. (Medio): ☐ Grietas ó fisuras ☐ Humedad ☐ Mal mantenimiento

☐ **B**. (Baja o nula) No se aprecia nada

DISTRIBUCIÓN EN PLANTA ☐ REGULAR
☐ IRREGULAR: ☐ L ☐ T ☐ Z ☐ U ☐ V
☐ OTRAS_____

DISTRIBUCIÓN EN ALTURA ☐ REGULAR
☐ IRREGULAR:_____

☐ **PISO DÉBIL POR:** ☐ USO DIFERENTE AL DEL RESTO DEL EDIFICIO

PLANTA n°____ ☐ DISTRIBUCIÓN DIFERENTE AL DEL RESTO DEL EDIFI

☐ ALTURA DIFERENTE AL DEL RESTO DEL EDIFICIO

DATOS COMPLEMENTARIOS:

☐ PLANOS (archivo:_____)

☐ FOTOS (archivo:_____)

☐ INFORME (archivo:_____)

OBSERVACIONES:

CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN ORIENTATIVOS:

ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA:

- Muros portantes de cantos rodados, roca de cantera. Estas son construcciones tradicionales en las cuales se usan las rocas como material básico de construcción, usualmente con un mortero de mala calidad, con lo que los edificios son pesados y que tienen poca resistencia a cargas laterales. Los forjados son típicamente de madera y no cuentan con rigidez horizontal. El uso de mortero de cal y de conexiones entre elementos verticales y horizontales mejora enormemente el comportamiento.

- Adobe ó tapial: muros construidos de capas de barro o "tapial" (rígidos y débiles) ó de ladrillos de barro o "adobe" (pueden comportarse mejor que las de tapial). Los techos pesados son más peligrosos. Las viviendas de adobe con marcos de madera poseen una resistencia mayor y tienen un mejor rendimiento.

- Roca simple: ha sido labrada antes de ser usada. Se colocan en la construcción del edificio de acuerdo a técnicas para mejorar la resistencia de la estructura, e. g. usando rocas grandes para enlazar los muros en las esquinas.

-Roca grande: se restringen usualmente a construcciones monumentales, castillos, catedrales, grandes edificios cívicos, etc. Sin embargo, algunas ciudades poseen áreas de edificios de siglo 19 de este tipo que pueden usualmente poseer gran resistencia.

ESTRUCTURAS DE FÁBRICA DE LADRILLO / BLOQUES DE HORMIGÓN

El tipo de construcción donde los muros son de ladrillo o bloque pero que tienen forjados de hormigón armado arriostrados se comportarán significativamente mejor que las viviendas normales de fábrica de ladrillo con forjados de madera sin arriostrar.

ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO (HA).

El diseño sismorresistente de estas estructuras puede apreciarse mediante la edad del edificio (si tiene menos de ---años), si está dentro de la zona de aceleración sísmica < 0.08g de la Norma sismorresistente, si tiene refuerzos en las esquinas o muros de corte, etc.

- Forjado unidireccional: sistema estructural de pórticos de hormigón armado (vigas y columnas que forman un pórtico). Resisten cargas verticales y laterales a la vez.

- Forjado bidireccional: sistema estructural de losas nervadas reticulares de hormigón armado aligeradas con casetones y reforzadas en su unión con los pilares (capiteles). Resisten cargas verticales y laterales a la vez. Son muy vulnerables cuando las losas son muy pesadas (fallo por punzonamiento).

- Muros de corte: muros de refuerzo ante esfuerzos cortantes o de cizalla. Son muros de hormigón armado que, generalmente, se colocan en el núcleo de ascensores.

ESTRUCTURAS DE ACERO

Edificios en los cuales el sistema estructural está hecho de pórticos de perfiles de acero.

IRREGULARIDADDES EN PLANTA O ALTURA Y PISO DÉBIL.

Un primer piso débil puede provocar el colapso de todo el edificio. Tales tipos de edificios son muy vulnerables a cargas laterales. Si los edificios tienen irregularidades en la planta, el daño se concentrará en los lugares más alejados del centro de rigidez, i. e. si algunas columnas exteriores se dañan, esto se debe interpretar como la indicación de efectos torsionales y un pórtico vulnerable.