ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR

DE

INGENIEROS DE MINAS

PROYECTO FIN DE CARRERA

DEPARTAMENTO DE MATEMÁTICA APLICADA Y MÉTODOS INFORMÁTICOS

CARACTERIZACION MULTIFRACTAL DEL PATRÓN SISMOTECTÓNICO ENLA ZONA CENTRO DE LA PENÍNSULA IBÉRICA

CARMEN MARTÍNEZ MARTÍNEZ **FEBRERO 2006**

Titulación: Ingeniero de Minas **Plan: 1996**

Autorizo la presentación del proyecto
"Caracterización multifractal del patrón sismotectónico en la zona centro de la Península Ibérica"

Realizado por
Carmen Martínez Martínez

codirigido por
Carlos Paredes Bartolomé
y
Jorge Luís Giner Robles

Firmado: **Prof. Carlos Paredes Bartolomé**

Fecha:.....

Vº Bº

Firmado: **Prof. Jorge Luís Giner Robles**

Fecha:.....

Vº Bº

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR

DE

INGENIEROS DE MINAS

DEPARTAMENTO DE MATEMÁTICA APLICADA Y MÉTODOS INFORMÁTICOS

CARACTERIZACION MULTIFRACTAL DEL PATRÓN SISMOTECTÓNICO EN EL CENTRO DE LA PENÍNSULA IBÉRICA

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA

CARMEN MARTÍNEZ MARTÍNEZ

FEBRERO 2006

ÍNDICE

RESUMEN.....VIII
ABSTRACT.....IX

DOCUMENTO Nº 1 MEMORIA

1 INTRODUCCIÓN **2**

2 OBJETIVOS Y ALCANCE **3**

2.1 ANTECEDENTES 4
2.2 JUSTIFICACIÓN 6
2.3 OBJETIVOS 9
2.4 HIPÓTESIS 10
2.5 ALCANCE 13

3 ESTRUCTURA ALPINA DEL CENTRO PENINSULAR **15**

3.1 RASGOS GENERALES DEL ANTEPAÍS IBÉRICO 15
3.2 ESTILOS DE DEFORMACIÓN Y SUBDIVISIONES DEL ANTEPAÍS 17

4 FUNDAMENTOS TEÓRICOS **21**

4.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE SISMOLOGÍA 21
4.1.1 Medida del tamaño de un terremoto 22
4.2 RELACIONES SÍSMICAS TIPO LEY DE POTENCIA 27
4.2.1 La ley de Gutenberg y Richter (G-R) 28
4.2.2 Relaciones entre energía, magnitud y momento sísmico 31
4.2.3 Relaciones entre momento y magnitud sísmica 34
4.2.4 Relaciones con los parámetros de la falla 35
4.2.5 Estacionariedad del parámetro *b* 39
4.3 TEORÍA DE INFORMACIÓN. ENTROPÍA 41
4.3.1 Entropía de configuración 44
4.3.2 Otras definiciones de entropía 45

5 METODOLOGÍA APLICADA **48**

5.1 MEDIDAS DE SOPORTE GEOMÉTRICO 48
5.1.1 Medidas de soporte geométrico puntual 49
5.1.2 Medidas de soporte geométrico lineal 53
5.2 ANÁLISIS ENTRÓPICO 63

6 MULTIFRACTALIDAD **66**

6.1 MEDIDAS MULTIFRACTALES 66
6.1.1 El proceso binomial multiplicativo 66
6.1.2 Subconjuntos fractales 67
6.1.3 El exponente de Lipschitz-Hölder α 69
6.1.4 La Curva *f(α)* 70
6.1.5 La secuencia del exponente de masa 72
6.1.6 Relación entre τ(q) y f(α) 75
6.1.7 Variación de las longitudes de escala 78
6.2 MÉTODO DE LOS MOMENTOS 82

7 ZONIFICACIÓN SÍMICA DEL CENTRO DE LA P.I. 85
7.1 PRESENTACIÓN Y ESTRUCTURA DE LA BASE 85
7.2 CARACTERIZACIÓN DE LA BASE DE DATOS 89
7.3 ESTIMACIÓN PARAMÉTRICA SOBRE LA BASE DE DATOS DEL IGN 90
7.3.1 Estudio de los errores de localización temporal RMS y espacial ERH. 92
7.3.2 Estudio de la correlación y distribución de RMS y ERH con la magnitud. 94
7.3.3 Estudio del comportamiento de ERZ y la profundidad 95
7.3.4 Estudio de la correlación y distribución de la profundidad con ERZ 98
7.3.5 Distribución útil de sismos 99
7.3.6 Análisis espacial de errores: áreas sombra 104
7.4 DEFINICIÓN DEL CONJUNTO DE DATOS ÚTILES 108
7.5 ESTUDIO SOBRE LA DISTRIBUCIÓN DE SISMOS MEDIANTE ANÁLISIS ENTRÓPICO 110
7.5.1 Epicentros sin etiqueta 110
7.5.2 Epicentros con magnitud asociada 112
8 ZONACIÓN TECTÓNICA DEL CENTRO DE LA P.I. 115
8.1 LA INVARIANZA AL CAMBIO DE ESCALA DE LA FRACTURACIÓN. 115
8.2 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ENTRÓPICO A LOS LINEAMIENTOS 117
8.2.1 Lineamientos sin etiqueta 118
8.2.2 Lineamientos con importancia 119
8.3 CONTRASTE ENTRE LA DISTRIBUCIÓN DE SISMICIDAD Y EL PATRÓN DE FRACTURACIÓN 121
9 ANÁLISIS CONJUNTO DE LAS CARACTERÍSTICAS MULTIFRACTALES DEL PATRÓN SISMOTECTÓNICO 122
9.1 ZONIFICACIÓN SISMOTECTÓNICA 122
9.2 ANÁLISIS FRACTAL DE TERREMOTOS 126
9.2.1 Distribución de epicentros sin peso 126
9.2.2 Distribución de epicentros con energía 129
9.2.3 Estudio comparativo del análisis multifractal de terremotos 131
9.3 ESTUDIO DEL PATRÓN DE FRACTURACIÓN 133
9.3.1 Análisis entrópico por zonas 133
9.3.2 Análisis multifractal de la intensidad de fracturación 136
9.3.3 Análisis sobre la importancia de fracturación 139
9.3.4 Estudio comparativo del análisis multifractal de lineamientos 140
9.3.5 Correlación ente los parámetros especiales de las medidas marcadas 144
10 CONCLUSIONES 145
10.1 CONCLUSIONES METODOLÓGICAS Y RESULTADOS 145
10.2 APLICACIÓN E INTERÉS PARA LA COMUNIDAD DE MADRID 147
11 REFERENCIAS 149
11.1 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 149
11.2 BIBLIOGRAFÍA REFERIDA A LA METODOLOGÍA 155
11.3 BIBLIOGRAFÍA SOBRE SISMOTECTÓNICA DE CENTRO PENINSULAR 158

DOCUMENTO Nº 2 ESTUDIO ECONÓMICO

1 ESTRUCTURA DE COSTES 162

1.1 PERSONAL 162
1.2 EQUIPOS 163
1.3 FUNGIBLES 165
1.4 GASTOS GENERALES Y COMPLEMENTARIOS 166
1.5 RESUMEN DE COSTES 166

DOCUMENTO Nº 3 ANEXOS

ANEXO A: NORMA SISMORRESISTENTE
ANEXO B: NORMATIVA REGULADORA DE PROTECCIÓN CIVIL
ANEXO C: ESTRUCTURA ALPINA DEL ANTEPAÍS IBÉRICO

ÍNDICE DE FIGURAS

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA

Figura 2.1: Proyección del hipocentro y la posición de la fractura.....12

Figura 3.1: Fallas de primer orden.....16

Figura 3.2: Principales lineamientos del antepaís Ibérico. ……...17

Figura 3.3: Bloques diagramas de tipos de cadenas del antepaís Ibérico……...……19

Figura 3.4: Situación de las principales cadenas del antepaís Ibérico……..….20

Figura 4.1: Representación esquemática de un terremoto ……....22

Figura 4.2: Aspecto típico de un sismograma. …….....…….....23

Figura 4.3: Ábaco de cálculo de la magnitud en función de la distancia y la amplitud.24

Figura 4.4: Esquema de localización de un terremoto mediante triangulación…….24

Figura 4.5: Movimiento de una falla y tensiones asociadas.....……...26

Figura 4.6: Representación de los diferentes mecanismos focales .....…….26

Figura 4.7: Curva frecuencia-tamaño para los terremotos de la base Harvard-CMT....29

Figura 4.8: Relación G-R para los terremotos filtrados en la base digital Harvard 30

Figura 4.9: Relación entre el momento sísmico M_o y la energía sísmica 34

Figura 4.10: Comportamiento entre el área de ruptura A_r y el momento sísmico 37

Figura 4.11: Longitud de la falla *L* en función del momento sísmico *Mo* ..……..38

Figura 4.12: Tamaño de los terremotos en función de sus parámetros ....…….....40

Figura 5.1: Distribución de puntos y sus entropías asociadas a diferentes escalas.....63

Figura 6.1: Espectro multifractal típico....…….....70

Figura 6.2: La secuencia del exponente de masa como función de q.....77

Figura 6.3: Medida a dos escalas sobre un segmento de Cantor.....78

Figura 7.1: Distribución de las estaciones sísmicas del IGN…….....87

Figura 7.2: Extensión del área considerada por MICEP (—)…….....….89

Figura 7.3: Representación gráfica de la ley de G-R, a los 228 datos …….....….91

Figura 7.4: Evolución temporal de los errores RMS y ERH para los 228 datos……93

Figura 7.5: Estimadores de densidad de probabilidad para los errores RMS y ERH …94

Figura 7.6: Distribuciones bivariantes entre RMS, ERH y magnitud.....95

Figura 7.7: Evolución temporal e histograma del error ERZ para los 228 datos.....96

Figura 7.8: Evolución temporal e histograma de la profundidad (Base sin filtrar).....96

Figura 7.9: Estimador de la densidad de probabilidad para el error ERZ.....97

Figura 7.10: Distribución bivariante entre ERZ y profundidad.....99

Figura 7.11: Distribución secuencial de los 135 datos de magnitudes filtradas.....100
Figura 7.12: Ajustes de la ley de G-R a los datos filtrados y por periodos.....101
Figura 7.13: Secuencia temporal del error RMS para los datos filtrados.....101
Figura 7.14: Secuencia temporal del error ERH para los datos filtrados.....102
Figura 7.15: Secuencia temporal del error ERZ para los datos filtrados.....102
Figura 7.16: Estimadores de la densidad de probabilidad para RMS y ERH…….....103
Figura 7.17: Estimador de la función de densidad de probabilidad para ERZ.....104
Figura 7.18: Variabilidad del error ERH antes y después del filtrado.....106
Figura 7.19: Resultado georreferenciado de las áreas sombra para la base del IGN...107
Figura 7.20: Conjunto de los 135 epicentros que constituyen la base filtrada.....109
Figura 7.21: H* para sismos sin peso en función de la escala.....111
Figura 7.22: Distribución espacial de la intensidad sísmica discretizada.....111
Figura 7.23: H* para la medida de soporte epicentral de densidad energética.....112
Figura 7.24: Distribución espacial de la densidad de energía discretizada.....113
Figura 8.1: Representación de la base MICEP junto con las fallas de 2º orden.....115
Figura 8.2: Entropía de configuración para la intensidad de fracturación.....118
Figura 8.3: Distribución espacial de la intensidad de fracturación discretizada.....119
Figura 8.4: Entropía de configuración para la Importancia.....120
Figura 8.5: Distribución espacial de la importancia de fracturación discretizada.....120
Figura 9.1: Fallas de 2º orden, rosa de direcciones e histograma de longitudes.....123
Figura 9.2: Representación de fracturas y sismos de las áreas de la microzonación..124
Figura 9.3: $\tau(q)$ y D_q en función de q para la intensidad epicentral.....127
Figura 9.4: Espectro multifractal de la intensidad epicentral.....127
Figura 9.5: $\tau(q)$ y D_q vs q. Espectros multifractales para la zonificación.....128
Figura 9.6: $\tau(q)$ y D_q en función de q para la densidad energética.....129
Figura 9.7: Espectro multifractal de la densidad energética.....129
Figura 9.8: $\tau(q)$ y D_q vs q. Espectros multifractales para la zonificación.....130
Figura 9.9: Correlaciones entre los valores especiales para los sismos.....132
Figura 9.10: H* de la intensidad de fracturación para las 10 zonas seleccionadas.....134
Figura 9.11: H* de la importancia de fracturación para las 10 zonas seleccionadas...136
Figura 9.12: $\tau(q)$ y D_q en función de q para la intensidad de fracturación.....137
Figura 9.13: Espectro multifractal de la intensidad de fracturación.....137
Figura 9.14: $\tau(q)$ y D_q vs q. Espectros multifractales para la zonificación.....138
Figura 9.15: $\tau(q)$ y D_q en función de q para la importancia de fracturación.....139

Figura 9.16: Espectro multifractal de la importancia de fracturación.....139
Figura 9.17: $\tau(q)$ y D_q vs q. Espectros multifractales para la zonificación.....140
Figura 9.18: Correlaciones entre los valores especiales para los sismos.....143
Figura 9.19: Correlaciones entre los valores especiales para las medida marcadas....144

ÍNDICE DE TABLAS

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA

Tabla 3.1: Tipos de Cadenas del antepaís Ibérico.....19

Tabla 6.1: Valores especiales de la secuencia del exponente $\tau(q)$ y la curva $f(\alpha)$.....77

Tabla 7.1: Campos de la base de datos del IGN.....85

Tabla 7.2: Base con las estaciones de la red sísmica nacional.....88

Tabla 7.3: Estadísticos muestrales sobre la distribución de RMS y ERH.....93

Tabla 7.4: Estadísticos muestrales sobre la distribución de ERZ.....98

Tabla 7.5: Estadísticos muestrales sobre la distribución filtrada de RMS y ERH.....103

Tabla 7.6: Estadísticos muestrales sobre la distribución filtrada de ERZ.....104

Tabla 9.1: Caracterización multifractal de la distribución de epicentros sin peso.....132

Tabla 9.2: Caracterización multifractal de la distribución de epicentros con peso.....132

Tabla 9.3: Caracterización multifractal de la intensidad de fracturación.....142

Tabla 9.4: Caracterización multifractal de la importancia de fracturación.....142

DOCUMENTO Nº 2 ESTUDIO ECONÓMICO

Tabla 1.1: Costes de la partida de personal.....163

Tabla 1.2: Costes de la partida de equipos.....165

Tabla 1.3: Costes de la partida de fungibles.....165

Tabla 1.4: Costes de la partida de viajes y dietas.....166

Tabla 1.5: Resumen de costes.....166

RESUMEN

En este proyecto se pretende establecer una microzonación sismotectónica del centro de la Península Ibérica mediante una metodología de análisis integral, ubícua y novedosa basada en la caracterización multifractal. La zona de estudio comprenderá la Comunidad de Madrid y las áreas circundantes necesarias para caracterizar adecuadamente las fuentes sismogenéticas susceptibles de ser un riesgo sísmico de carácter próximo.

La metodología del proyecto contempla la zonación de la información sísmica y tectónica, a escala de la Comunidad de Madrid, sobre un sistema de información geográfica, y aplicando técnicas de segmentación de la información espacial.

Este protocolo se aplicará tanto al análisis de terremotos pertenecientes al catálogo sísmico entre los años 1979-2000, como al de fracturas de segundo orden cartografiadas en el mapa del I.G.N. Estas bases de datos han sido filtradas con el fin de descartar los datos de características ineficientes. Una vez filtrado los datos se les aplicará una técnica de segmentación del tamaño de escala para la que se discretizará la información como medida de soporte geométrico sísmico y tectónico. Sobre los datos discretizados se efectuará un análisis multifractal. La comparación, interpretación conjunta e integración permitirá definir las microzonas sismotectónicas, la zonificación obtenida puede ser muy útil para aplicar a posteriores estudios de peligrosidad, que permitan mejorar la calidad de los mapas de riesgo sísmico y por ende de aplicación de en la norma sismorresistente.

ABSTRACT

This project tries to establish a seismotectonic micro zoning of the centre of the Iberian Peninsula by means of a methodology, ubiquitous and novel of integral analysis. The zone of study is the Community of Madrid and the surrounding necessary areas to characterize adequately the seismogenic sources capable of being a seismic risk of close character.

The methodology of the project will carry out the zoning of the seismic, tectonic, geological and geophysical information to scale of the Community of Madrid, on a geographical information system, and applying skills of homogenisation in the spatial information.

This protocol was applied in the analysis of earthquakes included in the IGN (Instituto Geográfico Nacional) base and in fracturation data. These databases were object, in this project, of a filtration process that discarded the low quality data. Once the data were filtered, the optimal scale election technique was applied, and the data was meshed at the obtained scale. Over the meshed data, multifractal analysis was performed. The comparison, combined interpretation and integration will allow defining the seismotectonic micro zones, the information obtained as result, it is very useful to apply in later studies of vulnerability which allow to improve the quality of the seismic hazard maps.

1 INTRODUCCIÓN

El presente Proyecto de Fin de Carrera pretende desarrollar ciertas técnicas útiles para el análisis de sismos y cartografía de fallas y fracturas. Es la continuación de los trabajos desarrollados en el Departamento de Matemática Aplicada y Métodos informáticos desde el 2002 al 2005 como personal de apoyo a la investigación del proyecto PRIOR y a su término, como becario del Ministerio de Educación para la iniciación de alumnos a la investigación. En concreto, se encuentra enmarcado dentro del proyecto de investigación denominado 'Microzonación sismotectónica del centro de la Península Ibérica (proyecto MICEP)' en el que participa un equipo multidisciplinar de investigación (ENCADENA: www.dmami.upm.es/ncadena) integrado por personas de muy diferentes campos de la investigación aplicada a las ciencias de la tierra. En este equipo figuran profesores de diferentes departamentos de la ETSI de Minas de Madrid (UPM), de la Facultad de C. Geológicas (UCM), de la Facultad de Ciencias (UAM), del Instituto Geológico y Minero de España y la Universidad San Pablo- CEU. Este proyecto esta cofinanciado por la Empresa Nacional de Residuos Radioactivos (ENRESA) y el Consejo de Seguridad Nuclear (CSN) que se desarrollará durante el periodo 2005 a 2006.

2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El presente Proyecto Fin de Carrera tiene como objetivo principal definir una metodología que permita caracterizar el comportamiento del flujo sísmico a través de la obtención de la máxima información asociada a estructuras geométricas de distribuciones de masa. Esta metodología se ha desarrollado con el fin de aplicarla a las bases de datos del centro de la península Ibérica y realizar una subdivisión en provincias sismotectónicas.

Con ello se pretende aportar una innovadora herramienta, útil a la hora de evaluar la problemática del fenómeno orientada al estudio de la peligrosidad sísmica. La responsabilidad de mejorar el diseño antisísmico nos lleva a pulir las técnicas que en zonas de gran sismicidad, han mostrado su utilidad para delimitar y caracterizar de forma más precisa las zonas de mayor liberación de energía sísmica, por ello se hace intervenir, datos geológicos, geofísicos, tectónicos paleosísmicos y neotectónicos.

Esta circunstancia exige diseñar metodologías de estudio y análisis que permita asociar de forma más directa y realista el efecto del fenómeno sísmico: el terremoto, con el medio: la falla activa que acumula energía. La importancia es clara pues los efectos del fenómeno sísmico, pueden poner directa o indirectamente a la población en peligro con el consiguiente riesgo social por el hecho hipotético que un terremoto que pueda ocurrir inesperadamente.

La técnica que se presenta en este Proyecto de Fin de Carrera esta basada en la teoría del caos y la geometría fractal de la naturaleza (Mandelbrot, 1982) [1], que ha permitido la realización de los análisis multifractales, en cuyo desarrollo se han debido abordar los siguientes objetivos secundarios.

Uno de estos objetivos ha consistido en efectuar una intensa búsqueda bibliográfica para determinar el estado actual de la cuestión. Existe una técnica sistemática que nos permite obtener el espectro multifractal denominada método de los momentos, y unos parámetros objetivos para caracterizar una distribución multifractal.

Una vez revisado el conocimiento existente se procedió a la actualización del código DFP (Dimensión Fractal de Patrones), lo cual implicó la programación e implementación de numeroso algoritmos según la tipología de los datos.

Una vez se dispuso de un técnica robusta y comprobada ya en casos reales, se procedió al análisis de la base real de datos del IGN, para lo que se precisó primero de un filtrado (capítulo 7), para poder caracterizar la base completamente.

El siguiente paso es realizar una microzonación inicial basada en los análisis iniciales realizados sobre la distribución de epicentros y de los lineamientos. Es sobre esta zonificación inicial sobre la que se aplicará el análisis multifractal que permitirá caracterizar cada una de las zonas.

Un aspecto al que se le ha prestado especial interés es la elección de una escala de observación del fenómeno que nos permita maximizar la información, pues es sobre la distribución discretizada sobre la que se aplican diversos algoritmos para estimar los mapas de riesgo sísmico. Queda de manifiesto la necesidad de un protocolo que permita la adecuación de la escala de muestreo. Para ello una de las técnicas que se presentan en este proyecto es el análisis entrópico basado en la teoría de la información (Shannon, 1948) [2].

Los alcances de este proyecto pretenden ser ampliados en un futuro para la generación de una técnica que abarque un campo de análisis más profundo. Las perspectivas en este aspecto, en el que se sigue trabajando en la actualidad, son altamente prometedoras, con resultados de especial interés en este campo de análisis.

2.1 ANTECEDENTES

Se sabe que dos son los factores principales que causan la complejidad en el comportamiento de la litosfera. En primer lugar una estructura jerárquica de bloques de masa rocosa que se extiende desde las placas tectónicas hasta los granos de las rocas. En segundo, la inestabilidad que se produce por un sin numero de mecanismos no lineales que controlan en campo de esfuerzos. En suma, la dinámica de la litosfera se encuentra controlada por una amplio abanico de mecanismos interdependientes y que se concentran predominantemente en las redes de fallas y que interaccionan a través y a lo largo de la jerarquía de escalas.

Muy pocos trabajos científicos abordan la problemática desde esta perspectiva en la Península Ibérica. El análisis de la evolución espacial y temporal de la sismicidad debe efectuarse integrando los puntos de vista energéticos y mecánicos, sobre bases

geológicas, es decir, utilizando información de la estructura geológica local y de las fallas concretas de cada zona con actividad reconocida durante el periodo neotectónico. El número creciente de datos geológicos y sismológicos obtenidos de los últimos terremotos, y las nuevas metodologías que permiten la identificación de las deformaciones cosísmicas, prehistóricas y actuales pueden aportar una valiosa información a la hora de analizar, modelar y simular el comportamiento de fallas como estructuras activas. Estas modelaciones son de extrema importancia a la hora de valorar correctamente la peligrosidad sísmica de una zona y, por ello, a la hora de planificar el desarrollo socio económico de un área potencialmente sísmica.

En la actualidad, no existe ninguna metodología suficientemente eficaz para predecir con precisión, en el espacio y en el tiempo la ocurrencia de terremotos. No obstante, se pueden realizar estudios que permiten establecer la probabilidad de ocurrencia, en un intervalo de tiempo definido, de un fenómeno sísmico de una intensidad dada. Estos estudios permiten definir mapas temáticos de peligrosidad, vulnerabilidad, y riesgo sísmico para un área determinada. En España, estos estudios se han abordado a escala Peninsular definiendo una serie de parámetros y normas que tienden a disminuir el riesgo sísmico (Norma Sismorresistente, Directriz básica de Protección Civil ante el riesgo sísmico, etc.), que tratan de mitigar los posibles efectos sobre la población.

Aunque se realizan revisiones periódicas de la normativa sísmica nacional (Norma NCSE-02), toda esta legislación data de mediados de los años 90 y no contempla la Comunidad de Madrid como zona de aplicación. El conocimiento del fenómeno sísmico en los últimos 10 años ha sido ampliado, gracias a las redes instrumentales desplegadas por el Instituto Geográfico Nacional (desde 1985) y otros observatorios (del Ebro, de Andalucía, etc.), ha variado sensiblemente los conocimientos técnicos y científicos en los que se basa esta legislación. Además, mucho más importante, es el gran cambio en el conocimiento y la filosofía de trabajo interdisciplinario en el ámbito sismo-geológico que se ha producido en la última década.

En este período se han efectuado muchos estudios paleosísmicos en el centro peninsular, orientados a la localización y análisis de estructuras indicadoras de actividad tectónica reciente. En algunos de éstos trabajos se han podido relacionar las estructuras con la ocurrencia de sismicidad en esta área (Silva *et al*., 1997; Giner *et al*., 1995; Giner *et al*., 1996). En el centro de la península Ibérica, y más concretamente en los

sedimentos cuaternarios de la cuenca de Madrid, se ha encontrado pruebas de la existencia de terremotos de magnitudes medias (5,0 – 6,0 en la escala de Richter) en los últimos 150.000 años (Giner *et al*., 1995; Giner, *et al*., 1996; Silva, *et al*., 1997) (ver bibliografía adjunta). Estos datos amplían sensiblemente el conocimiento de la sismicidad en el período prehistórico. Y sin ser alarmistas, ya que una estructura "legalmente" activa es aquella que ha producido un terremoto en los últimos 10.000 años, si crea cierta incertidumbre el hecho de obviar el fenómeno sísmico como potencialmente dañino en ciertas áreas de la península. Por otro lado, el catálogo sísmico de la península Ibérica, muestra, en el centro de la península zonas de moderada actividad sísmica, en claro contraste con zonas próximas en las que no se tiene constancia en el catálogo de ocurrencia sísmica importante.

En los últimos años, se han llevado a cabo una serie de proyectos que han permitido establecer las características sismotectónicas de la península Ibérica (Proyecto PRIOR 00-03, cofinanciado por CSN, ENRESA, IGN; Proyecto SIGMA 95-98, cofinanciado por CSN, ENRESA, UCM). La documentación existente a escala peninsular, y los trabajos previos realizados en el centro de la Península Ibérica constituye toda la información necesaria para emprender una microzonación de esta área, que permita establecer, de forma realista y actualizada, y cuantificar el riesgo sísmico en ésta.

2.2 JUSTIFICACIÓN

Un aspecto importante a la hora de fundamentar planes de ordenación del territorio y planes especiales de protección, como puede ser los orientados a garantizar la seguridad de los emplazamientos de instalaciones nucleares, es la sismología o caracterización del movimiento del terreno por efecto sísmico.

En este contexto, conocer el campo de esfuerzos tectónicos actual, así como su permanencia en el pasado, y definir los diferentes ambientes geotectónicos con baja o moderada sismicidad, como resulta en el centro de la península Ibérica, ha sido uno de los objetivos principales del proyecto SIGMA. En concreto, la posición geométrica de una falla o zona de falla respecto del campo de esfuerzos existentes en una zona dada de la corteza, condiciona su comportamiento mecánico, de forma que una orientación favorable requiere su caracterización como fuente sismogenética.

Las observaciones sísmicas muestran que las características del flujo sísmico son diferentes para diferentes regiones activas. Por ello, en áreas con una actividad sísmica moderada/baja, como la zona centro de la península Ibérica, donde no siempre es posible identificar los epicentros de los terremotos con fallas conocidas, es más práctico introducir el concepto de fuente y microzona sismotectónica que hablar de fallas activas.

Los siguientes pasos para el conocimiento de la peligrosidad sísmica a escala regional han de enfocarse hacia la localización de fallas y estructuras susceptibles de experimentar movimientos importantes bajo el campo de esfuerzos, es decir, que sean capaces de acumular energía sísmica a lo largo del tiempo.

La velocidad de deformación de las fallas es importante en aquellas que se manifiesten potencialmente activas y no tengan registros sísmicos naturales, es decir, que tienen periodos de retorno superiores al tiempo de registro sísmico tanto instrumental como histórico. Son estas fallas de movimiento lento de La península Ibérica, las que predominan en la zona centro, por lo que su localización y determinación de su velocidad de deformación incidirán de forma directa en la mejor cuantificación del riesgo sísmico.

Por lo tanto, lo que se pretende abordar en este proyecto corresponde a la línea de trabajo que dicta el estado actual del conocimiento y se basa en lo ya establecido en la nueva normativa americana. El código federal norteamericano 10 CFR 100 (Reactor Site Criteria) establece, especialmente en la nueva subparte B (Evaluation Factors for Stationary Power Reactor Site), la necesidad de determinar las fuentes sísmicas (tanto sismogenéticas como fallas capaces), el potencial de deformación tectónica de la superficie y las incertidumbres inherentes asociadas.

Una “fuente sismogenética” se define como la zona terrestre que tiene una potencialidad uniforme de generar terremotos (mismo evento sísmico y misma recurrencia), diferente a las de las demás regiones vecinas, no causando deformaciones superficiales y estando caracterizada por el régimen tectónico actual. Este concepto incluye, en consecuencia, un amplio abanico de posibilidades, desde una estructura tectónica bien definida hasta una zona relativamente extensa de sismicidad difusa.

Una “fuente tectónica capaz” se entiende como una estructura tectónica que, en el régimen tectónico actual, puede generar vibraciones en el suelo, así como deformaciones superficiales (fallas o plegamientos en la superficie o próximos a ella). Una “fuente capaz” está caracterizada por, al menos, una de las siguientes condiciones:

- Presencia de deformación en o cerca de la superficie, o existencia de depósitos geológicos de naturaleza recurrente durante los últimos 500.000 años o, al menos, una vez en los últimos 50.000 años.

- Asociación razonable con uno o más terremotos importantes o con una actividad sísmica sostenida, que está normalmente acompañada por deformaciones superficiales significativas.

- Asociación estructural con una fuente tectónica capaz, que tenga las dos características anteriores, de la que pueda esperarse razonablemente que el movimiento de una estructura principal vaya acompañado por el movimiento de la otra.

Por otra parte, el NUREG-1451 (Staff Technical Position on investigations to Identify Fault Displacemente Hazards and Seismic Hazards at a Geologic Repository) distingue entre fallas tipo I, II y III, de mayor a menor importancia, según el movimientos potencial de las mismas y su influencia en el almacenamiento geológico. Así, las fallas tipo I son aquellas que están sujetas a desplazamiento y que, por su longitud y localización, pueden afectar al diseño, operación y clausura del almacenamiento. Estas son las de mayor importancia y siempre requieren una investigación detallada específica. El proceso de identificación y caracterización de estas fallas de tipo I requiere dos etapas: la primera orientada a evidenciar su desplazamiento y la segunda dedicada a evaluar los efectos potenciales de su movimiento, tanto en los que respecta a los cambios en la geometría del terreno (peligrosidad de desplazamiento) como a la caracterización del movimiento vibratorio provocado (peligrosidad sísmica).

Se considera que una falla esta sujeta a desplazamiento si existen evidencias de movimiento durante el cuaternario. Si los registros cuaternarios son incompletos o poco claros, como puede ser el caso de algunas zonas de la península Ibérica, se considera entonces que la falla esta sujeta a desplazamiento si reúne una o más de las siguientes condiciones:

- Tener sismicidad instrumental
- Tener relación estructural con otras fallas sujetas a desplazamientos
- Estar orientada favorablemente según el campo de esfuerzos tectónicos presente

Por tanto, a la luz del conocimiento actual en el ámbito de la seguridad nuclear de emplazamientos, la estimación del campo de esfuerzos actual en una zona se convierte así en una necesidad de primer orden para analizar mejor la peligrosidad sísmica de los emplazamientos y poder acotar los inherentes márgenes de incertidumbre de los resultados.

2.3 OBJETIVOS

Se presenta como objetivo principal del Proyecto la definición de una subdivisión del centro de la península Ibérica en provincias de comportamiento sismotectónico homogéneo, atendiendo a criterios geológicos, sismotectónicos y geométricos y según las síntesis de estudios locales, para ello se van a utilizar técnicas multifractales y aquellas que proporciona la Teoría de la Información, en aquellas áreas resultantes de esta división que se consideren de manifiesto interés, orientado hacia el ulterior estudio de peligrosidad y vulnerabilidad sísmica, aplicadas tanto a un ámbito regional, como a estructuras singulares que presenten una problemática específica frente el fenómeno sísmico.

De esta forma se definirían:

- Las principales fuentes sismogenéticas del centro peninsular
- Una zonación microsísmica de esta zona
- La interferencia y grado de dependencia sismotectónica entre las diferentes microzonas.

El objetivo general fijado se logrará a través de la consecución de los siguientes **Objetivos Parciales:**

- Caracterización de la distribución de la distribución de sismos y del patrón de liberación de energía acumulada sobre el territorio del centro de la península Ibérica.

- Caracterización de la fracturación potencialmente activa característica de la zona centro, y definición de las zonas de mayor intensidad de fracturación, así como la delimitación de las zonas con fracturas más importante.

- Establecer una relación entre las zonas con características diferenciales resultantes de la caracterización paramétrica de la distribución de sismos y del patrón de la fracturación comparándolas entre sí y con el mapa de principales estructuras del antepaís Ibérico. Lo que aquí se pretende es definir, una serie de zonas que constituyan una microzonación inicial sobre las cuales realizar el análisis multifractal.

- Caracterización multifractal del comportamiento sísmico en cada una de las provincias delimitadas atendiendo a la tectónica existente y a la distribución espacial aleatoria estructurada, común con las fallas, que permita establecer patrones de recurrencia sísmica y de liberación energética asociados a estructuras geomorfológicas potencialmente activas, con el fin de cometer una microzonación final orientada a posteriores análisis de peligrosidad sísmica.

2.4 HIPÓTESIS

El centro de la península Ibérica, presenta una actividad sísmica, tanto en el registro instrumental, como en el registro geológico, notablemente más elevada que en zonas circundantes, algunas de las cuales, han sido consideradas como zonas de aplicación de la legislación sobre sismicidad existente en España.

Las observaciones sísmicas muestran que las características del flujo sísmico son diferentes para diferentes regiones activas. Es razonable sugerir que estas diferencias surgen, entre otros factores, del contraste entre las diferentes estructuras tectónicas regionales y de los principales movimientos tectónicos que gobiernan la dinámica litosférica.

Por ello, en áreas con una actividad sísmica moderada/baja, como la zona centro de la península Ibérica, donde no siempre es posible identificar los epicentros de los terremotos con fallas conocidas, es más práctico introducir el concepto de fuente y microzona sismotectónica que hablar de fallas activas.

Se parte de unos datos (terremotos y fracturas) que, si bien se sabe que existe una relación, no se identifica el tipo de conexión en cuanto al origen de la estructura mutua. Así, serán los análisis que se practiquen, los que estimen cuantitativamente la importancia del movimiento de una fractura sobre los terremotos circundantes; o recíprocamente, el efecto que el movimiento sísmico tiene sobre la corteza próxima y las fracturas existentes o las nuevas creadas.

Si se considera la tipología de los datos de campos de fracturas, al proporcionarse estos en términos de lineamientos se está considerando el fenómeno de fracturación como un proceso bidimensional, cuando en realidad se trata de un proceso tridimensional donde las fracturas son superficies irregulares alabeadas. Estas trazas, resultado de la intersección de las fracturas en el medio espacial, con la superficie topográfica, se obtienen gracias a la interpretación del M.D.T. (modelo digital del terreno). Por tanto, queda simplificada la dimensión del campo de fracturas, y en consecuencia la información necesaria para describirlo.

Por otra parte, se sabe que el movimiento de una fractura es susceptible de provocar un sismo, es un proceso sobre la superficie irregular de la roca quebrada. La energía liberada en este movimiento depende, además de otros parámetros, de la superficie involucrada en este movimiento (Pacheco *et al*., 1995) [3]. Bajo las oportunas consideraciones sobre el tamaño de esta área, puede asumirse que frente al área de la zona de estudio (para este proyecto), resulta ser insignificante.

El movimiento en esta superficie, si bien se registra localmente en un punto, puede ser debido a esfuerzos tectónicos que se transmiten a través de grandes distancias. Estos esfuerzos no sólo provocan un sismo sino una variedad de sismos diferenciados en tiempo y magnitud asociados a una o un grupo de fracturas. Por otra parte, si quedan constatados los diferentes tipos de esfuerzos que se aplican sobre las estructuras fracturadas en la corteza, dentro de éste territorio (Proyecto SIGMA). De esta forma es posible establecer una zonación a partir de la agrupación de áreas sometidas a tensiones semejantes, con lo que el problema pasa de estar planteado sobre un área más o menos extensa, a estarlo sobre zonas más reducidas (microzonas), a las que llegan, transmitidos por continuidad, los esfuerzos tectónicos, cuyo origen esta más allá del territorio considerado. Gracias a esta simplificación, los terremotos pueden ser entendidos como

un efecto local (Fig. 2.1) registrado en un punto, debido a una causa regional limitada a la zona de características comunes.

Los terremotos tienen su origen en profundidad sobre un área que rompe, con lo que su ubicación es tridimensional (hipocentros). Dado que los datos de fracturación se ha obtenido sobre la superficie, para poder efectuar la identificación de la relación, los datos de los terremotos también deben estar dados en superficie, como epicentros. A diferencia de las trazas, que son intersecciones de la fractura con el terreno, los epicentros no son intersecciones, sino que son muy próximos a la proyección en la superficie del hipocentro según la dirección de un radio terrestre. Concretamente, el epicentro es la proyección del hipocentro en superficie, que puede o no coincidir con el punto de máxima intensidad en superficie, según el grado de heterogeneidad del terreno a la transmisión de ondas. De esta forma, si un sismo se origina en profundidad, por el movimiento de una fractura, puede ocurrir que la relación con esta, en superficie, no sea tan evidente, al ser uno la imagen de un punto y el otro la intersección de un cuerpo orientado (Fig. 2.1).

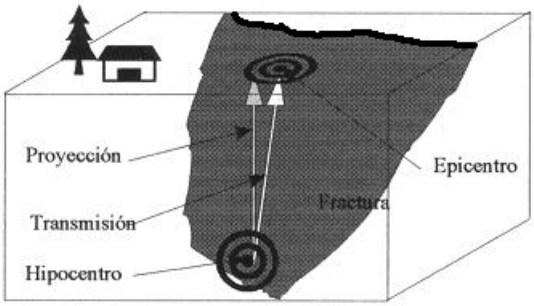


Figura 2.1: Proyección del hipocentro y la posición de la fractura

Se exponen a continuación las hipótesis simplificadoras sobre las que se va a realizar el estudio de la relación fractura sismo, y que se resumen en:

- Las fracturas son segmentos rectilíneos (trazas) en el plano de la superficie topográfica
- Los terremotos son puntos (epicentros) en el plano topográfico
- Las zonas poseen características sismotectónicas semejantes (regiones sísmicas)

Si lo que se pretende es identificar una relación espacial entre los fenómenos de fracturación de la corteza terrestre y los sismos localmente registrados, se tienen que tener en cuenta aspectos:

- Direccionales: dado que los lineamientos son segmentos orientados y los terremotos se disponen, si no sobre ellos (por la diferencia entre la intersección y la proyección), a su alrededor
- Posicionales: puesto que se observa una proximidad entre un terremoto y la fractura que lo origina.

2.5 ALCANCE

Los objetivos propuestos precisan para su consecución de un tratamiento de los datos disponibles mediante una serie de análisis que proporcionen la información necesaria que el objetivo requiere. Teniendo en cuenta que la relación espacial es tanto direccional como geométrica, los análisis que se lleven a cabo deberán informarnos de la correlación espacial, las anisotropías, y la dependencia de la escala, que nos permita diferenciar comportamientos diferentes entre zonas sismotectónicamente relacionadas. Para ello se dispone de la Bibliografía y estado actual del conocimiento de datos geofísicos y geológicos por un lado y por otro, de las técnicas de análisis entrópico, fractal y multifractal.

Los resultados obtenidos, no nos proporcionarían una información totalmente práctica si no tenemos en cuenta la procedencia de los datos. Por ello de cada uno de los análisis se extraerá un conjunto de conclusiones, cualitativas y cuantitativas que nos orienten hacia la identificación de zonas con características diferenciales gracias a la relación fractura sismo obtenida.

Para ello se analiza la información hasta el momento actual, tanto para la fracturación como para los datos símicos. Es decir, se estudian todos los datos disponibles, sin hacer consideraciones temporales. Los resultados arrojarán información sobre posibles correlaciones en los campos de epicentros y fracturas. Este análisis considera de forma separada y analiza de forma independiente los campos de fracturas y de terremotos. Con ello se pretenden identificar comportamientos invariantes al cambio de escala. Para ello

se dispone de técnicas fractales y multifractales que estudian la irregularidad geométrica.

3 ESTRUCTURA ALPINA DEL CENTRO PENINSULAR

3.1 RASGOS GENERALES DEL ANTEPAÍS IBÉRICO

En este capítulo se describe la tectónica reciente del interior peninsular, tradicionalmente considerada como "estable". Con esto, no se pretende explicar exhaustivamente el proceso dinámico sufrido en conjunto por la Península Ibérica, sino hacer hincapié en el patrón de deformación que sigue la zona en estudio y cuyo conocimiento permite una microzonación inicial.

Cualquier discontinuidad mecánica previa, no necesariamente una falla en inicio, favorablemente orientada con respecto a dicho campo de esfuerzos, nucleará la deformación. Naturalmente, la intensidad de los esfuerzos, las condiciones reológicas, el acoplamiento mecánico entre erógeno y antepaís y los procesos de erosión, transporte y sedimentación, juegan un papel muy importante en el estilo final de la deformación intraplaca.

De este modo, no hablamos ya de "zonas activas" y "zonas estables", sino de zonas más o menos activas. Esta situación afecta también al concepto antepaís, donde localmente se pueden producir deformaciones muy importantes, alejadas de los límites más activos, pero relacionadas con un proceso dinámico conjunto.

La integración de datos geofísicos, estratigráficos del relleno de las cuencas, de análisis macroestructurales y de paleoesfuerzos, junto a aportaciones recientes de los análisis termo cronológicos de baja temperatura, permiten abordar en la actualidad la construcción de buenos modelos de los procesos de deformación, erosión y sedimentación cenozoicos que repercuten en el relieve del interior peninsular. Los estudios sismotectónicos recientes en la Península Ibérica han conseguido también establecer las características del tensor de esfuerzos activo, así como las orientaciones de las fallas que es capaz de activar, indicando la continuidad del proceso de deformación hasta el presente.

El tipo de estructuras que articulan este proceso son netamente compresivas, abundando los cabalgamientos y las fallas de desgarre asociados a un acortamiento generalizado N-S. La apertura neógena del Surco de Valencia ha impuesto un carácter extensivo a buena parte de la zona oriental del antepaís Ibérico.

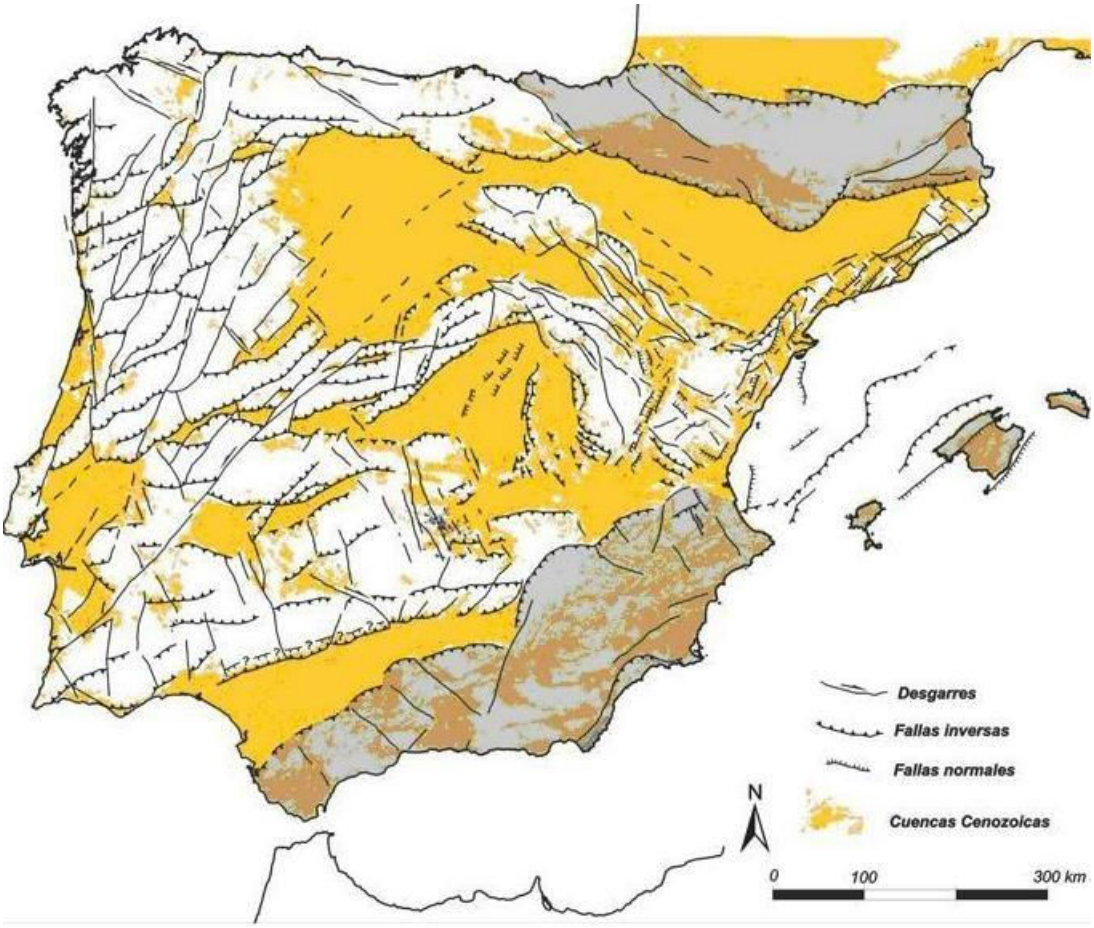


Figura 3.1: Fallas de primer orden, (IGME, 2005) [4]

En blanco se representan relieves positivos. En marrón, cuencas cenozoicas y en gris se encuentran los Pirineos y Cordillera Bética. Se aprecia cómo las regularidades topográficas se deben a la distribución de estas

El patrón de deformación del antepaís Ibérico muestra unas pautas muy constantes de orientaciones de fallas (Fig.3.2) (IGME, 2005) [4], aunque localmente aparezcan con sentidos de movimientos contrapuestos o predominen unas sobre otras. Las fallas NO-SE y NE-SO resultan especialmente ubicuas, presentando un gran recorrido con longitudes de traza ocasionalmente superiores a varios centenares de km. Son también muy características las E-O, aunque, con la excepción del cabalgamiento cantábrico S, aparecen muy segmentadas por las anteriores y muestran, por tanto, trazas mucho menores. Además el movimiento predominantes en estas fallas E-O es cabalgante.

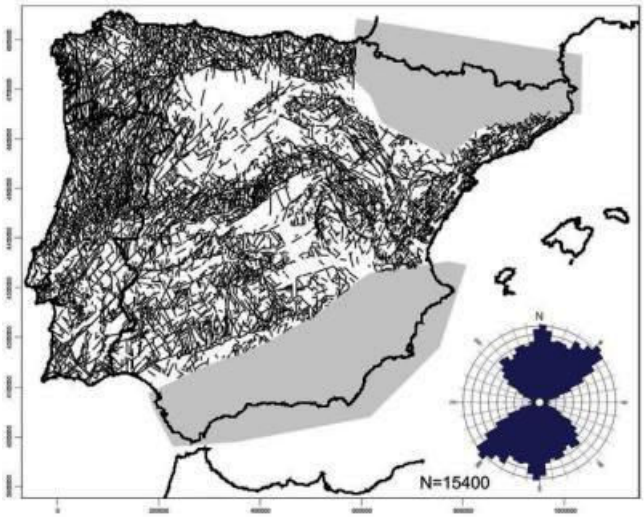


Figura 3.2: Principales lineamientos del antepaís Ibérico. (IGN, 2005)

Otra característica importante de la fracturación del antepaís Ibérico es su intensa penetración, en un rango de escalas muy amplio. Las condiciones de afloramiento y su movilidad cenozoica imprimen una estrecha correspondencia entre las fallas y la topografía peninsulares. Esta relación tiene como consecuencia la producción de un relieve muy estructurado, que muestra también propiedades invariantes al cambio de escala, fueron denominados *fractales* por Mandelbröt (1983) [5].

3.2 ESTILOS DE DEFORMACIÓN Y SUBDIVISIONES DEL ANTEPAÍS

Las cadenas intraplaca de la Península Ibérica ofrecen un auténtico muestrario de los posibles tipos estructurales que pueden aparecer en zonas de antepaís. Por untado, la presencia o ausencia de cobertera, correspondiente fundamentalmente a la secuencia mesozoica, produce dos conjuntos de cadenas bien diferenciados. Así en la parte oriental y coincidiendo con la localización del *rift* mesozoico de la etapa tectónica anterior, se desarrollan las cadenas relacionadas con la Cadena Ibérica, y en las que, aunque la deformación implica al basamento (Salas *et al*., 2001) [6], aparecen despegues en la cobertera y suponen una neta inversión tectónica. En contraposición, la ausencia de cobertera y de tegumento en la parte occidental excluye la inversión, por lo que las deformaciones cenozoicas se desarrollaron sobre una zona con una reología más homogénea, lo que produjo una pauta de distribución de cadenas y cuencas bastante regular, desde la Cordillera Cantábrica al N hasta Sierra Morena al S, lo que se aprecia

bien en el mapa de fallas de primer orden del antepaís Ibérico. (IGME, 2005) [4] (Fig. 3.1).

En estas cadenas sin cobertera se pueden distinguir varios tipos de estructuras dependiendo de la naturaleza del basamento y de su posición respecto a las grandes flexiones litosféricas y corticales (Cloetingh *et al*., 2002) [7], que parecen acompañar su formación. Estas estructuras corresponden a: *pop-ups* (extrusiones tectónicas) y *pop-down*s (intrusiones tectónicas) afectando hasta la parte superior del manto litosférico (Gredos) o sólo a la corteza superior (*Pop-up* de Los Ancares y *Pop-down* de El Bierzo); rampas monoclinales con la formación de una cuenca en el labio hundido (Sierras de Guadalupe-Montánchez); sistemas de cabalgamientos imbricados de piel gruesa en el extradós de los pliegues litosféricos y cuencas de tipo *piggy-back* (borde N de Somosierra-Guadarrama. Sierras del N de Portugal); cabalgamientos imbricados de piel fina en zonas de basamento con esquistosidad varisca subhorizontal (cabalgamientos imbricados de Honrubia-Sepúlveda en el extremo nororiental del Sistema Central).

En las cadenas con un tegumento potente y/o una cobertera aparecen, también, cabalgamientos imbricados que implican al basamento y cabalgamientos de piel fina, generalmente imbricados a favor de facies plásticas. Del mismo modo, la deformación se puede acumular en un cabalgamiento principal (rampa monoclinal) o bien elevar o hundir zonas triangulares (limitadas por dos cabalgamientos de vergencias contrarias).

Aparte de todos esos condicionantes reológicos, el tipo de deformación aporta también una serie de características estructurales, produciendo del mismo modo, distintos tipos de cadenas. Exceptuando escasa extensiones neógenas, las cadenas del antepaís Ibérico son el resultado de esfuerzos compresivos (compresión uniaxial y desgarre). No obstante, las estructuras individuales que se desarrollan, sobretodo con cobertera, pueden llegar a ser indistinguibles, por lo que todavía está en discusión el porcentaje que se debe a uno u otro proceso en amplios sectores de la Cordillera Ibérica) (Guimerà, 1988 [8]; Simón, 1984 [9]: Rodríguez Pascua *et al*., 1994 [10]; Muñoz Martín y De Vicente, 1998 [11]) .

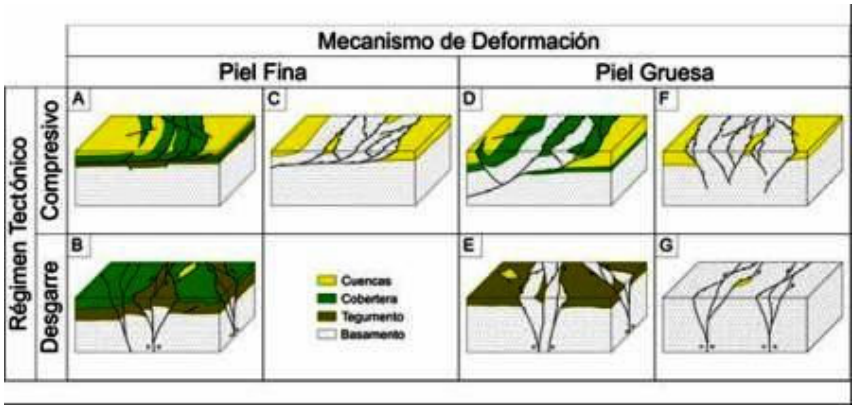


Figura 3.3: Bloques diagramas (sin escala) de los distintos tipos de cadenas del antepaís Ibérico.

Fuente: SGE-IGME, 2004; *Geología de España.*

Según el mecanismo de deformación se contemplan los estilos tectónicos de piel fina y piel gruesa. En función del régimen tectónico se dividen las relacionadas a una tectónica mayoritariamente compresiva o de desgarre.

Con todas estas restricciones y consideraciones, puede aún construirse una clasificación general de las cadenas del antepaís Ibérico como la que se sintetiza en la tabla 3.1 y en las figuras 3.3 y 3.4.

Tabla 3.1: Tipos de Cadenas del antepaís Ibérico

		mecanismo de deformación			
		piel fina		piel gruesa	
		despegue en la cobertera	deformación basamento	Con tegumento	Sin Tegumento
régimen tectónico	compresivo	Sierra de Bascuñana(1) Sierra de Altomira(2)	Arco Montalbán C. Ib. (4) Sector Oriental SCE (5)	Sierra de la Demanda (6) Sector intermedio SCE (7) Sierra Montejunto (P) (8)	Sª Gredos SCE* (12) Montes de Toledo* (13) Cadenas NO*(14) Sª de Guadalupe (15) Sierra de Gata (16) Sierra Morena (17) Sierra da Estrella (P) (18)
	desgarre	Rama Castellana C.Ib. (3)		Enlace SCE-Cord.Ibérica(9) Cad. Costero catalanas (10) Rama Aragonesa S.Ib.(11)	Sis.F.Pontevedra*(19) Sis.F. As Pontes*(20) Sist.Falla Vilariça (P)* (21) Sist.Falla Plasencia (22) Sist.F. Regua-Verin*(23)

Fuente: SGE-IGME, 2004; *Geología de España.*

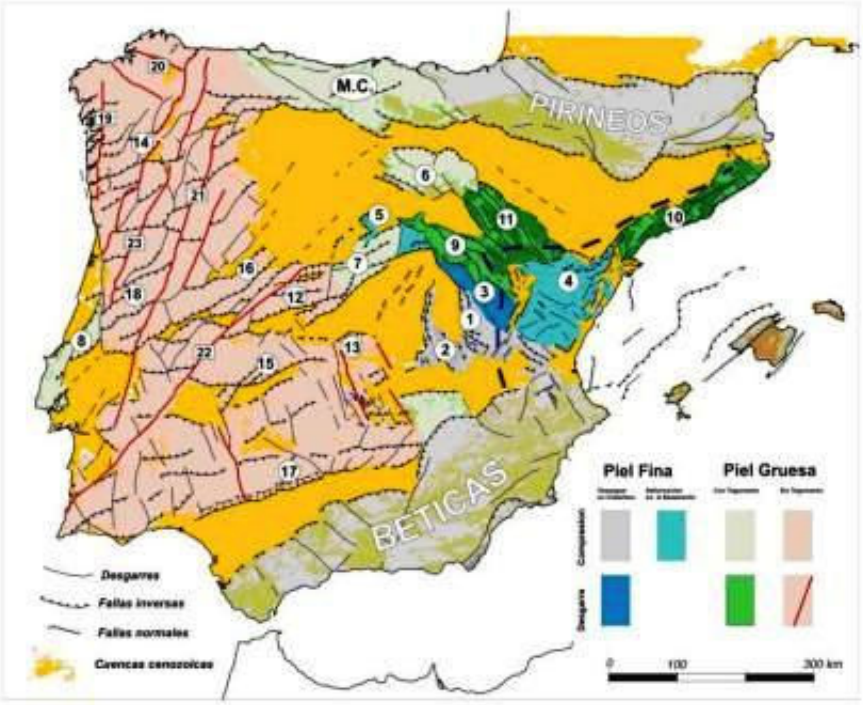


Figura 3.4: Situación de las principales cadenas del Antepaís Ibérico.

Fuente: SGE-IGME, 2004; *Geología de España*.

La numeración de la figura 3.4 coincide con la de la tabla 3.1.

4 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

El presente capítulo pretende exponer los conocimientos científicos necesarios para el desarrollo y comprensión de forma lógica y estructurada, de este Proyecto Fin de Carrera. Este capítulo, por tanto, no pretende abordar de forma exhaustiva la base teórica, sino simplemente realizar una oportuna introducción para el seguimiento de la metodología aplicada en este proyecto.

4.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE SISMOLOGÍA

En este apartado describiremos brevemente algunos de los principios de la sismología. Este apartado es completamente necesario para el correcto manejo de los datos que se van a analizar, así como para la correcta interpretación de los resultados obtenidos. Se describirán las herramientas básicas de la sismología así como la formulación y análisis de la ley de Gutenberg-Richter.

Los terremotos constituyen un fenómeno físico de disipación de energía resultante de la dislocación entre dos planos de falla (Fig. 4.1). Espacialmente, se representan como una fuente puntual explosiva de amplitud unitaria. Con esta definición es posible representar los terremotos como una fuente impulsiva según una onda compresiva esférica que se propaga a una velocidad C, tal y como representa la ecuación (4-1):

$$u(r,t_r) = \frac{\delta(t_i - t_r)}{4\pi\rho C^2 r} \tag{4-1}$$

Donde δ es una delta de Dirac, t_j es el tiempo de comienzo del terremoto, t, el tiempo de llegada a una distancia *r*, *C* la velocidad de propagación y *p* la densidad del medio de propagación y u es la amplitud de onda en el sismograma registrado.

Las condiciones iniciales para asumir esta fuerza puntual es que el terremoto se propaga en un medio elástico, homogéneo e isótropo, además de infinito

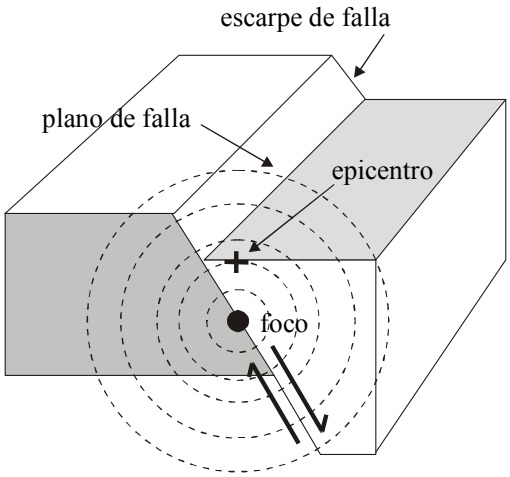


Figura 4.1: representación esquemática de un terremoto

4.1.1 Medida del tamaño de un terremoto

La magnitud representa el tamaño de un terremoto y es proporcional a la energía liberada. La magnitud fue la primera medida cuantitativa y su uso esta extendido ampliamente, aunque presenta ciertos inconvenientes. Además, es muy difícil de relacionar teóricamente con los parámetros propios de la fuente: energía de la deformación, salto de falla, caída de esfuerzos, etc. (Kanamori and Anderson, 1975) [12]. Es por ello que la energía liberada por un terremoto se mide desde dos métodos: métodos directos y métodos indirectos.

4.5.1.1 Métodos indirectos: estimación de la magnitud

La forma tradicional de medir el tamaño de un terremoto es mediante la magnitud la cual representa una escala logarítmica de la amplitud de una onda sísmica específica medida en una frecuencia particular y corregida la distancia entre el terremoto y la localidad donde está situado el sismómetro. La magnitud en sí se definió en los años 30 a partir de los trabajos simultáneos de Wadati (Wadati, 1928) [13] y de Richter (Richter, 1958) [14]. La respuesta de la tierra ante un terremoto se registra en el sismograma, a partir de un sismógrafo que registra la llegada de las ondas de volumen P, S, SH, etc. (Fig. 4.2).

La primera llegada corresponde a la onda P u onda longitudinal, la cual presenta un periodo cercano a 1 segundo. Después se registran las ondas transversales S, y finalmente las ondas superficiales, Rayleigh y Love, de periodo mayor (entre 18 y 32 s).

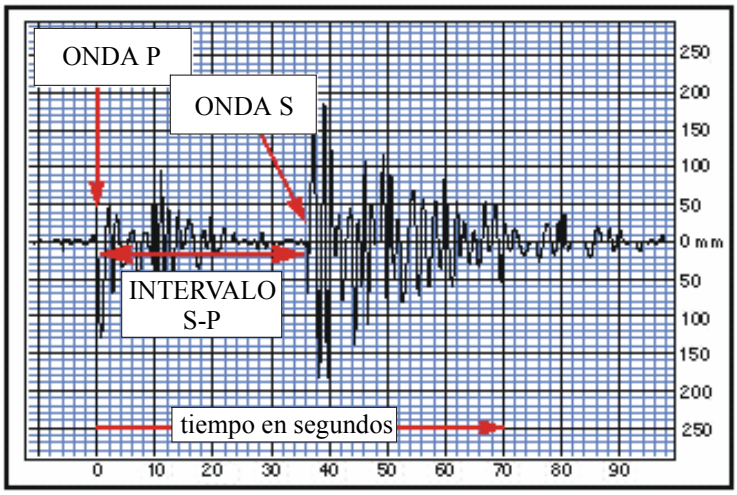


Figura 4.2: Aspecto típico de un sismograma

4.5.1.2 Magnitud Local, M_L

La primera publicación sobre una escala de magnitudes de los terremotos (Richter, 1935) [15] se indica cómo el número de terremotos cae rápidamente según aumentamos el tamaño de la misma. Richter (1958) [14] define la magnitud local de un terremoto como el logaritmo de la amplitud de la señal registrada en micras por un sismómetro estándar (tipo Wood-Anderson), con un periodo propio de 2,8 segundos, una amplificación de la señal con un factor de 2800 y 0,8 de atenuación a una distancia de 100 km (Δ).

$$M_L = \log A - 2.48 + 2.76 \log \Delta \qquad (4\text{-}2)$$

Esta magnitud se basa en dos hipótesis muy particulares. La primera que la magnitud define el tamaño de un terremoto y que la corrección del sismómetro es estadísticamente satisfactoria.

4.5.1.3 Magnitud de ondas de volumen (m_b) y ondas de superficie (M_s)

En distancias de registro superiores a 1000 km no se puede determinar la magnitud M_L, utilizándose la magnitud de ondas de volumen. Para determinar la magnitud a partir del sismograma, se mide el tiempo de llegada de las ondas de volumen S, P o la diferencia entre ambas, lo que indica la distancia ente la estación sismológica y el epicentro (Fig.2.1). Por otra parte, se mide la amplitud en milímetros de cualquiera de ellas y mediante el uso de un nomograma (Fig. 4.3) se obtiene la magnitud. La magnitud es, por tanto, una medida logarítmica de la amplitud cuyo rango de valores está

comprendido ente 0 y 10 (Richter, l958) [14]:

$$m_b = \log(A/T) + Q(h;\Delta) \tag{4-3}$$

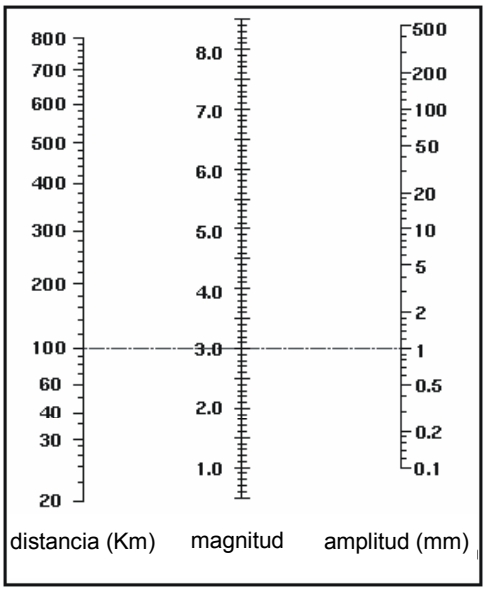


Figura 4.3: Ábaco de cálculo de la magnitud en función de la distancia y la amplitud.

Donde *T* es el periodo característico de la onda de volumen y *Q (h; Δ)* es una función empírica que depende de la profundidad y de la distancia al epicentro. Debido a que se produce una saturación en la señal registrada cuando las ondas utilizadas son las S o las P. la máxima magnitud registrable por este método es de 5,4. La localización del epicentro se realiza mediante triangulación de tres estaciones sismológicas convenientemente situadas (Fig. 4.4)

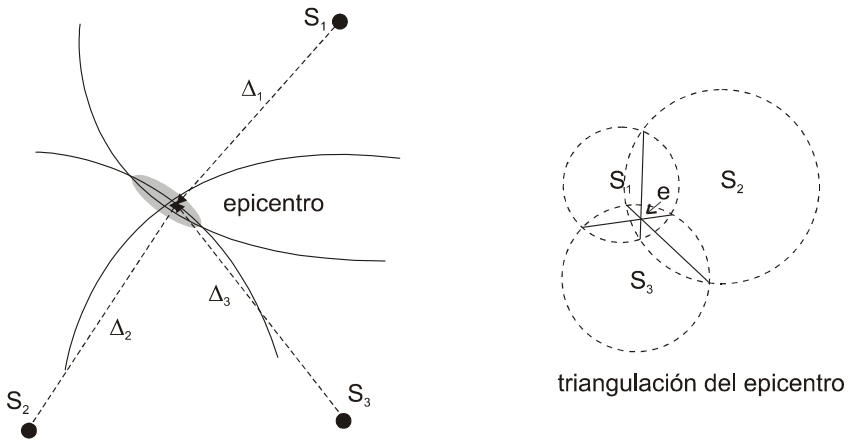


Figura 4.4: Esquema de localización de un terremoto mediante triangulación

A larga distancia dominan los sismogramas de ondas superficiales de largo periodo (cercano a 20 segundos). La magnitud definida mediante las ondas superficiales se encuentra en el intervalo $5 \leq Ms \leq 5$ debido a que no se registran todas las longitudes de onda (4-4).

$$M_S = \max\{\log(A/T)\} + 1.66.\log\Delta + 3.3 \qquad (4\text{-}4)$$

5.5.1.4 Métodos directos: estimación del momento sísmico

La estimación de la magnitud presenta varios inconvenientes, siendo uno de ellos el de relacionar la magnitud con parámetros propios de la fuente sísmica, tal y cómo la energía liberada, el salto de la falla, etc. Además, la magnitud implica una parte del sismograma, mientras que la energía liberada implica una integración sobre la totalidad del espectro. Para entender mejor cómo obtener la energía liberada a partir de parámetros propios de la fuente describamos los terremotos según el modelo de doble pareja y la dislocación elástica (Steketee, 1958 [16]; Burridge and Knopoff, 1964 [17]; Maruyama, 1963 [18]; Aki, 1966 [19]; Haskell, 1964 [20]). Sea una falla con un desplazamiento destral (Fig. 4.5 a). La zona hacia donde se desplaza sufre compresión, mientras que la zona desde donde se desplaza sufre dilatación. Este esquema muestra una simetría al representarse por otro momento de par de fuerzas de sentido contrario, sinestroso (Fig. 4.5 a). Desde este esquema, una falla que produce terremotos se modeliza conceptualmente mediante dislocación de una falla de cizalla sobre una superficie
en un medio elástico. Esta dislocación es equivalente a la distribución de una doble pareja de fuerzas sobre esta superficie cuyo momento total es:

$$M_0 = \mu S \Delta \qquad (4\text{-}5)$$

Donde μ es el coeficiente de rigidez del medio, S el área de la superficie de rotura y Δ la dislocación o salto medio a lo largo del plano de falla. Esta cantidad se denomina momento sísmico es función del tiempo y las dimensiones más comunes son dinas por centímetro.

Este esquema permite obtener el mecanismo del foco del terremoto, que constituye una representación en estereográfica de las zonas en compresión y extensión que provoca la dislocación (Fig.4.5 b y c). Además, cada geometría de falla presentará un mecanismo

focal característico (Fig. 4.6).

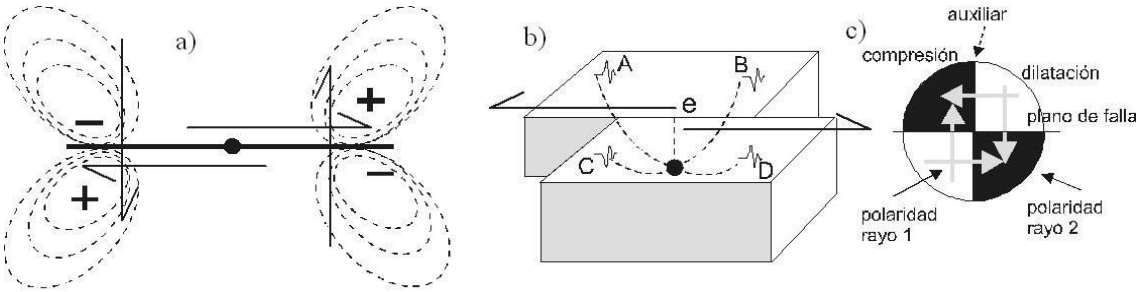


Figura 4.5: Movimiento de una falla y tensiones asociadas

La dimensión física de una fuente sísmica puede definirse mediante el tamaño del plano de falla o por el área donde se localizan las réplicas (Kanamori and Anderson, 1975) [12].

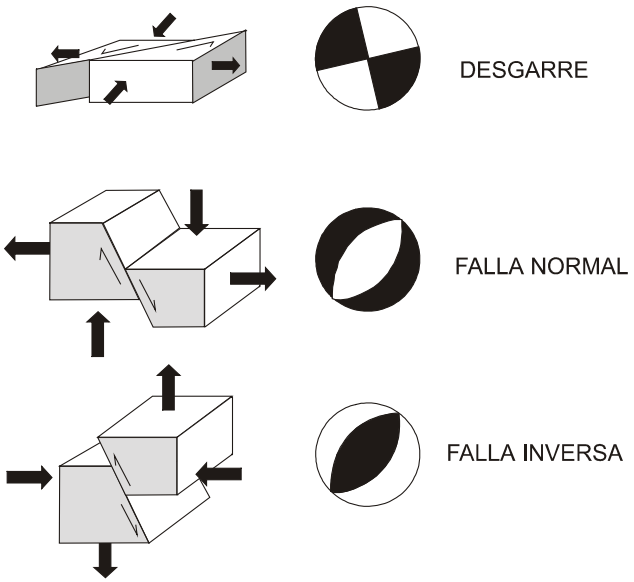


Figura 4.6: Representación de los diferentes mecanismos focales y tensiones asociadas

5.5.1.6 Magnitud de momento (M_w)

Siguiendo la tendencia continuista de representar los terremotos mediante la magnitud, Kanamori (1977) [21] propone la siguiente relación:

$$M_W = \frac{3}{2}\log M_0 - 10.73 \qquad (4\text{-}6)$$

4.2 RELACIONES SÍSMICAS TIPO LEY DE POTENCIA

En la literatura se encuentran una serie de relaciones empíricas o semi-empíricas de tipo ley de potencia que vinculan el comportamiento de parámetros como las magnitudes o el momento símico entre sí o con otros parámetros físicos o geométricos, medidos o calculados de forma independiente, del tamaño del terremoto como la energía sísmica liberada, la intensidad, la caída de esfuerzos, la duración de la ruptura, el área o longitud de la ruptura, el salto de dislocación, el área que ha sentido el movimiento, etc. En la mayoría de los terremotos estos parámetros aparecen relacionados de forma sistemática y predecible y en el caso de las relaciones con los parámetros de las fallas involucradas éstas se encuentran en su mayoría inferidas a partir de leyes de escala y condiciones de semejanza.

Así, las relaciones y leyes de escala permiten una primera estimación de la energía sísmica o de los parámetros de la falla involucrada a partir de las magnitudes medidas o de los momentos sísmicos o estos últimos a partir de evidencias en el terreno de la fracturación sobre la que se constate la ruptura superficial y/o el desplazamiento ocurrido. Por lo tanto, el conocimiento de estas leyes, ya sean teóricamente justificadas o (semi-) empíricamente calibradas, es de crucial importancia en los análisis probabilísticos y determinísticos de peligrosidad sísmica.

Con estas relaciones es posible estudiar el potencial futuro de ocurrencia sísmica en una región basándose en los datos procedentes de eventos pasados, tan alejados como sea posible, aún y a pesar de la escasez de información instrumental de magnitudes, momento o energía sísmica. Ya que, a menudo en estos estudios, es preciso efectuar estimaciones razonables del tamaño del terremoto más grande que ha podido ocurrir o que puede ocurrir generado sobre una falla en particular.

En este contexto, hay que tener igualmente en cuenta que, en principio, las fuentes sísmicas no solo difieren en su tamaño geométrico y deslizamiento medio, sino que también las condiciones de esfuerzo tectónico a las que están sometidas por su entorno, y los tipos de fracturas que se ven afectadas difieren de una región a otra. Por lo y tanto, el uso generalizado (sobre cualquier zona) de estas relaciones puede no ser apropiado del todo en ciertas áreas. En este caso, la aplicación de leyes de escala locales, o que tengan en cuenta los efectos al cambio de escala, deben emplearse de modo preferente

(si se encuentran disponibles), particularmente cuando las inferencias se van a efectuar sobre la peligrosidad sísmica, que se encuentra especialmente controlada por la frecuencia de ocurrencia y por el potencial de un terremoto a generar fuertes movimientos de alta frecuencia.

4.2.1 La ley de Gutenberg y Richter (G-R)

Mediante análisis estadísticos sobre la distribución de la frecuencia acumulada del tamaño de los terremotos y de forma independiente Ishimoto e Ida (1939) [22] y Gutenberg y Richter (1944) [23] establecieron esta ley empírica entre la magnitud de un terremoto y su frecuencia:

$$\log N(m) = a - bm \tag{4-7}$$

Donde:

N(m) es el número de terremotos de magnitud superior a una dada *m*, *a* es un parámetro que depende del número de terremotos y al igual que *b* es un parámetro de sismicidad.

Este comportamiento en forma de ley exponencial también aparece en la liberación de energía debida a la microfracturación, generada a partir de ensayos de compresión en laboratorio (Mogi, 1962 [24], Scholz, 1968 [25]). Atendiendo a la relación logarítmica entre la magnitud y la energía liberada por el terremoto, la ley de Gutenberg y Richter muestra cómo la liberación de energía sigue una ley potencial ó hiperbólica ó power-law.

El valor de la constante *a* de la ecuación de la ley de Gutenberg y Richter depende del número de terremotos de la muestra por lo que tiene escasa relevancia experimental. Sin embargo, el valor del parámetro *b*, parámetro de sismicidad, o exponente de la ley potencial en mas relevante. Presenta diversos valores: 1,1 para la sismicidad mundial, oscilando dentro del intervalo 0,5-1,5 (Aki, 1981) [26] aunque otros autores lo restringen algo más: 0,6-1,3 (King, 1983) [27]. La Fig. 4.7 muestra la Ley de Gutenberg y Richter para la sismicidad mundial obtenida de la base digital de datos Harvard-CMT entre los años 1962 y el año 2000, mediante la representación del acumulado del momento sísmico. En total se representan 18 267 eventos con magnitudes superiores a 4,4. Las explicaciones sobre el significado de la ley de Gutenberg y Richter relacionan el parámetro *b* con la distribución heterogénea de esfuerzos, atribuyendo esta relación

empírica a la distribución de esfuerzos. También se ha sugerido que el valor del parámetro *b* representa un índice de complejidad estructural, directamente relacionado con la geometría de la fracturación y la dimensión fractal de la distribución epicentral (Muñoz-Martín *et al*., 2000) [28].

Para la sismicidad mundial obtenida de la base de datos del catálogo CMT de la universidad de Harvard (Dziewonski et al., 1981) [29] entre los años 1962 y el año 2000, se ha realizado el cálculo de la ley de Gutenberg y Richter mediante la representación del acumulado de la magnitud de Richter, m_b (Fig. 4.7). En total se utilizaron 15 267 terremotos con magnitudes (m_b) superiores a 4,4. El valor del parámetro *b* es de 1,1, dentro del intervalo de confianza y similar al obtenido por otros autores en trabajos previos (Aki, 1981) [26]. Se obtuvo aplicando el método de máxima verosimilitud (Aki, 1967) [30].

Resulta particularmente interesante citar que en 19 años de nuevo registro se mantenga el valor mundial del parámetro *b*, aunque resultaría arriesgado sacar conclusiones precipitadas a estos resultados previos.

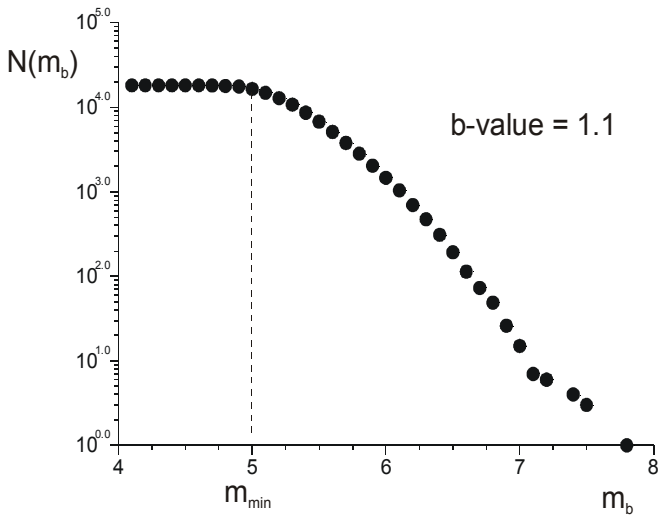


Figura 4.7: Curva frecuencia-tamaño para los terremotos de la base internacional Harvard CMT

La figura 4.8 muestra la relación de Gutenberg y Richter para la serie de terremotos filtrados desde la base digital Harvard y que corresponden a aquellos relacionados con zonas tectónicas de colisión continental de los años 1976 al 2000. Estas zonas comprenden a la península Ibérica, situada entre la colisión de la placa Euroasiática con la placa Africana, la zona de colisión entre la península Arábica con la plataforma Rusa, lo que provoca la sismicidad del Caúcaso y áreas adyacentes, y la zona de colisión continental entre la India con el Tíbet que da lugar a la cordillera del Himalaya. El valor del parámetro *b*, obtenido también mediante el método de máxima verosimilitud, es de 0,62, menor que el parámetro *b* de la sismicidad mundial.

Desde un punto de vista meramente probabilístico, esto significa que el balance entre terremotos medianos ($4.5 < m < 5$) y terremotos grandes ($m > 7$), es mayor para las zonas de colisión continental, dominando los grandes eventos en estas zonas.

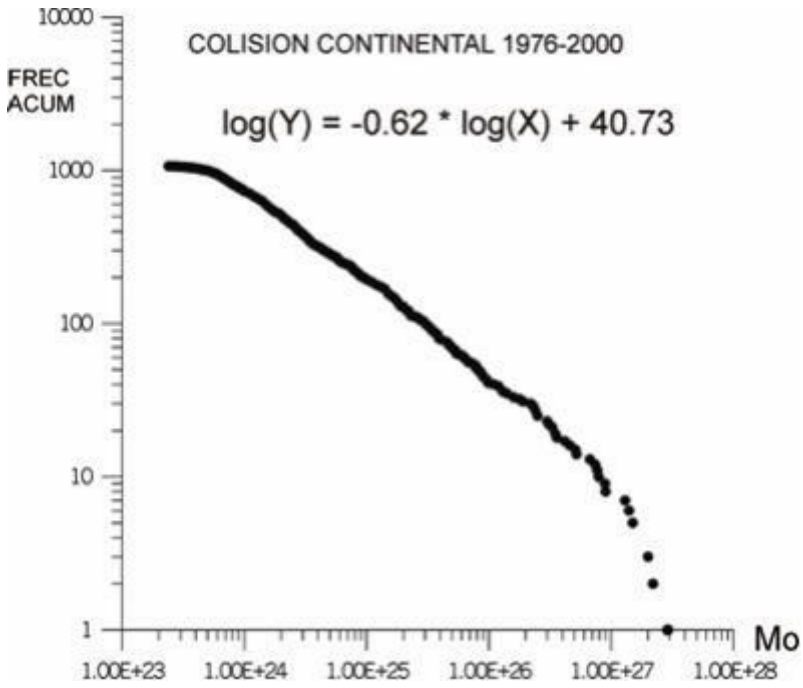


Figura 4.8: Relación de Gutenberg y Richter para los terremotos filtrados en la base digital Harvard

Combinando la ley de Gutenberg y Richter con el momento sísmico se obtiene:

$$\log N(m) \propto -\frac{b}{c} \log M_o \qquad (4\text{-}8)$$

Atendiendo a la relación entre el momento sísmico y la longitud de rotura total en el plano de falla y en un volumen tridimensional (Kanamori y Anderson, 1975 [12]; Aki, 1981 [26]; King, 1983 [27]).

$$M_o \propto L^3 \tag{4-9}$$

Esta relación muestra la autosimilitud de los terremotos (Aki, 1981 [26]) y es razonable para la mayoría de los terremotos registrados (Kanamori, 1975) [31]. Sustituyendo en la ecuación que liga *N(m)* con el momento, la ecuación que relaciona el momento con la longitud, se obtiene la ecuación de autosemejanza en tres dimensiones:

$$\log N(L)_{3D} \propto -\frac{3b}{c}\log L \tag{4-10}$$

y en dos dimensiones queda:

$$\log N(L)_{2D} \propto -\frac{2b}{c}\log L \tag{4-11}$$

Las ecuaciones anteriores muestran la distribución de tamaños de longitudes de rotura como un modelo de invarianza, lo que puede entenderse como un comportamiento hiperbólico o potencial, ya que la distribución de fallas sismogenéticas también sigue la ley de Gutenberg y Richter.

4.2.2 Relaciones entre energía, magnitud y momento sísmico

Gutenberg y Richter (1956) [32] proporcionan una de las primeras relaciones entre la energía sísmica E_s en julios y la magnitud m (unificada y vinculada con m_b) en la que:

$$\log E_S = 2.4m - 1.2 \tag{4-12}$$

Teniendo en cuenta que:

$$m_B = 0.63M_S + 2.5 \tag{4-13}$$

y sustituyendo, resulta que:

$$\log E_S = 1.5M_S - 4.8 \tag{4-14}$$

Relación publicada por Gutenberg y Richter en 1956(b) [32]. Recientemente, Choy y Boatwright (1995) [33] encuentran que:

$$\log E_S = 1.5M_S - 4.4 \qquad (4\text{-}15)$$

Como mejor resultado obtenido a partir de un catálogo de 397 terremotos para los que han determinado E_s directamente mediante la integración del cuadrado de la velocidad proporcional al ancho de banda de los registros de las ondas P.

A partir de consideraciones teóricas Randall (1973) [34] obtuvo una relación entre E_s y la magnitud local M_L, la cual ha sido confirmada empíricamente a posteriori por Seidl y Berckhemer (1982) [35] y por Berckhemer y Lindenfeld (1986) [36]. A partir de del cálculo directo de la energía para los terremotos de la región italiana de Friuli estos últimos autores obtuvieron la relación (4-16).

$$E_s \approx 2.0M_L \qquad (4\text{-}16)$$

Expresión muy semejante a la obtenida empíricamente por Gutenberg y Richter en 1956 para el sur de California:

$$E_s \approx 1.92M_L$$

Si bien Kanamori *et al*., (1993) [37] presentan una relación de tipo ley de potencia para el rango de magnitudes locales comprendidas entre (1,5 – 4,0):

$$\log E_S = 1.96M_L + 2.05 \qquad (4\text{-}17)$$

ya que para magnitudes locales superiores a 4,5 esta relación se satura.

Para las magnitudes de periodo corto m_b Sadovsky *et al*., (1986) [38] presenta la relación:

$$\log E_S = 1.7m_b + 2.3 \qquad (4\text{-}18)$$

la cual es aplicable, no solo para terremotos, sino también para explosiones subterráneas.

A la vista de estas relaciones hay que constatar que el aumento de la magnitud local M_s, de mb, de M_L, y de m_b en una unidad, da lugar a un incremento en la energía sísmica en un factor de 32, 50, 100 y 250 veces, respectivamente.

En Kanamori (1983) [39] se presentan una serie de relaciones lineales entre el $Log\ E_s$ y $Log\ M_o$, tanto para terremotos superficiales o someros, como para semiprofundos y profundos (Figura 4.9), las cuales son bastante similares y se comportan en promedio según el ratio $E_s/M_o = 4.10^{-5}$, lo que puede ser utilizado en el desarrollo de la escala de magnitud de momento (Kanamori, 1977) [21]. Aunque hayan sido constatadas desviaciones de este comportamiento medio, debidas a diferencias en el mecanismo de la fuente, en la caída de esfuerzos, en la historia del proceso de ruptura, etc.

Esto hace que la correlación global de este tipo de relaciones sea a veces inapropiada para establecer diferencias entre el proceso sísmico en dos áreas a escala regional para deformaciones tectónicas y/o acumulaciones de esfuerzos a largo plazo.

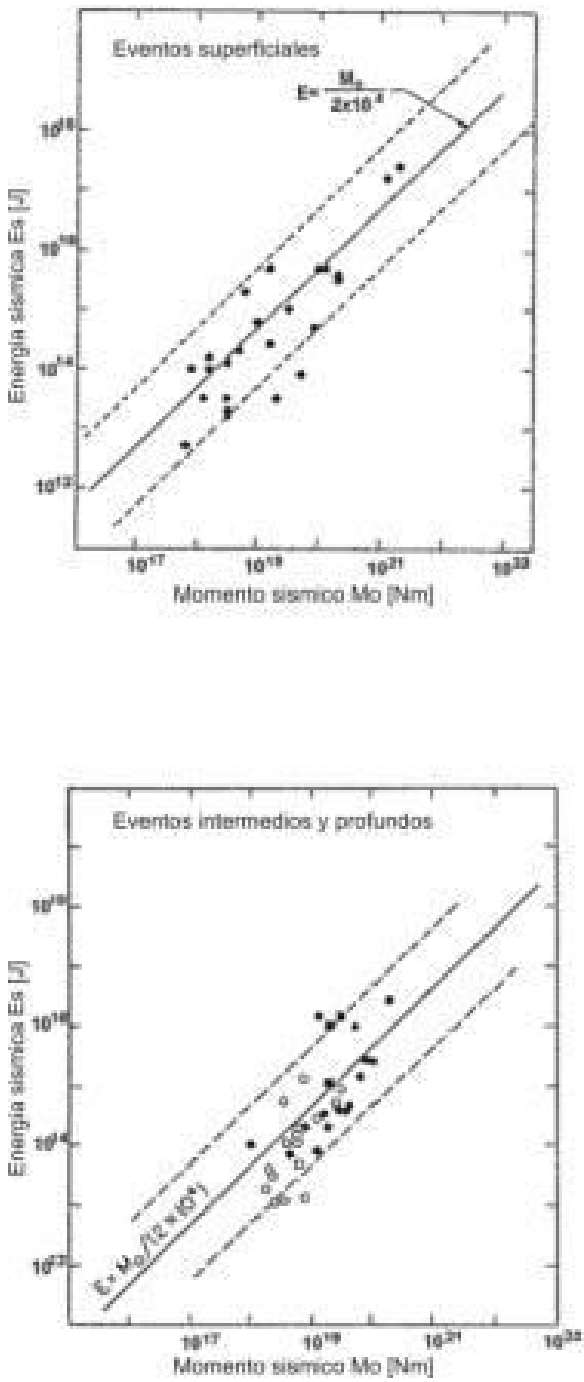


Figura 4.9: Relación entre el momento sísmico M_o y la energía sísmica para eventos someros y profundos (Vassilou y Kanamori, 1982) [40]

4.2.3 Relaciones entre momento y magnitud sísmica

Las primeras relaciones globales entre M_s y M_o fueron obtenidas por Ekström y Dziewonsky en 1988 (Ekström y Dziewonsky, 1988) [41] a partir de una base de datos (de la Global Digital Seismic Network) en la que se contaba con valores precisos de M_o:

$$M_S = \log M_0 - 12.24 \qquad \text{(para } M_o < 3.2\ 10^{17}\text{)} \qquad (4\text{-}19)$$

$$M_S = \log M_0 - 0.088(\log M_0 - 24.5)^2 - 19.24 \qquad \text{(para } 3.2\ 10^{17} \le M_o \le 2.5\ 10^{19}\text{)} \qquad (4\text{-}20)$$

$$M_S = 0.667 \log M_0 - 10.73 \qquad \text{(para } M_o \ge 2.5\ 10^{19}\text{)} \qquad (4\text{-}21)$$

tomando M_o en N.m = J (1 N.m = 10^7 dyn.cm = 10^7 ergs). Chen y Chen (1989) [42] igualmente ha publicado un conjunto detallado de relaciones globales de M_o con M_s y de m_b con M_L, a partir de datos recogidos de 800 terremotos cuya magnitud se encuentra entre $0 < M < 5.6$, basándose en el modelo de fuente sísmica de Haskell según una falla rectangular:

$$\log M_0 = 1.0 \log M_S - 12.2 \qquad \text{(para } M_s \le 4.4\text{)} \qquad (4\text{-}22)$$

$$\log M_0 = 1.5 \log M_S - 9.0 \qquad \text{(para } 4.4 < M_s \le 5.8\text{)} \qquad (4\text{-}23)$$

$$\log M_0 = 3.0 \log M_S - 2.7 \qquad \text{(para } 5.8 < M_s \le 5.5\text{)} \qquad (4\text{-}24)$$

Estas relaciones muestran una saturación para valores de M_s superiores a 5,2, así como una variación regional.

Las relaciones entre M_o y las magnitudes m_b pueden encontrarse en Chen y Chen (1989) [42], teniendo en cuanta que sufren de saturación para valores de m_b = 4,5 y de $log\ M_o >$ 20,7

$$\log M_0 = 1.5 m_b + 9.0 \qquad \text{(para } 3.8 < m_b \le 4.2\text{)} \qquad (4\text{-}25)$$

$$\log M_0 = 3.0 m_b + 1.2 \qquad \text{(para } 4.2 < m_b \le 4.5\text{)} \qquad (4\text{-}26)$$

La necesidad de establecer una relación regional entre M_o y M_L se hace evidente tras los diferentes estudios que han tratado de establecerla en diferentes áreas sísmicamente activas, encontrándose diferencias de hasta 32 veces el valor de M_o entre dos de estas relaciones (i.e. la establecida para el escudo Báltico con la de California).

4.2.4 Relaciones con los parámetros de la falla

La recopilación de relaciones que se presentan a continuación entre la magnitud, el momento sísmico y la energía con los parámetros de la falla son utilizadas en la mayoría

de las ocasiones para obtener una primera estimación de los parámetros más importantes de una falla cuando se conocen M, M_o o E_s a partir de los registros sísmicos instrumentales de un evento importante y segundo, con el fin de obtener una estimación de la magnitud, momento y/o energía sísmica para eventos históricos o prehistóricos, para los cuales no existen registros disponibles, pero si pueden extraerse, a partir de medidas en campo, una serie de parámetros de la falla tales como longitud (máxima posible) de la ruptura y/o la cantidad de desplazamiento en superficie.

Esta segunda posibilidad es realmente importante para mejorar la estimación de la peligrosidad sísmica en lo que al terremoto máximo posible se refiere, especialmente en zonas donde los fuertes eventos sísmicos poseen un muy largo periodo de retorno.

La mayoría de las relaciones que han sido establecidas para estos casos, especialmente aquellas entre varios parámetros de la fuente, se basan en hipótesis relativas a la geometría de la falla, velocidad de ruptura, historia sísmica, esfuerzos locales, caída de esfuerzos, etc. El gran número de factores que influyen provoca que los intentos por establecer relaciones globales produzcan nada más que toscas estimaciones de la realidad, por lo que estimaciones locales son más útiles.

Por ejemplo, el caso de la relación entre el momento sísmico M_o y el área de ruptura A_r en una falla, según Kanamori y Anderson (1975) [12], se encuentra controlada por la caída de esfuerzos $\Delta\sigma$. Así, cuanto mayor sea $\Delta\sigma$ mayor es M_o, para un A_r establecido, como muestra la figura 4.10. Puede reconocerse que los terremotos intraplaca poseen en promedio mayor caída de esfuerzos (alrededor de 10 MPa = 100 bar) que los entre placa (alrededor de 3 MPa). En la figura 4.10 se presenta la relación proporcionada por Abe (1975) [43]:

$$M_0 = 1.33.10^{15} A_r^{3/2} \qquad (4\text{-}27)$$

la cual se ajusta en promedio bastante bien. Esta ecuación es muy semejante a la que proporcionan Chen y Chen (1989) [42] obtenida teóricamente a partir del modelo de Haskell suponiendo que la longitud L de la falla es doble de la anchura W (si bien datos experimentales permiten establecer valores de aspecto L/W alrededor de 30) y que el desplazamiento promedio sufrido por ésta es $\overline{D} = 4\ 10^{-5}L$.

Quizás las relaciones más comúnmente utilizadas son las que se encuentran en Wells y Coppersmith (1984) [44], entre la magnitud de momento M_w y A_r:

$$M_W = (0.98 \pm 0.03)\log A_r + (4.07 \pm 0.06) \tag{4-28}$$

la cual ha sido obtenida a partir de la información recogida en una amplia base de datos históricos de la fuente sísmica para terremotos someros (profundidad < 40 km).

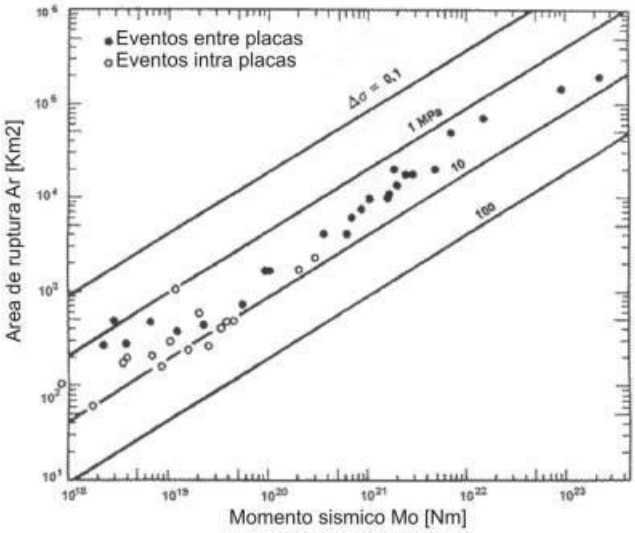


Figura 4.10: Comportamiento entre el área de ruptura de una falla Ar y el momento sísmico.

Por otro lado también se ha constatado una relación lineal entre los logaritmos de L y M_o, aunque esta varía si se trata de eventos entre placas o intraplaca sobre fallas en desgarre (aproximadamente para un M_o dado el valor de $log\ L$ es seis veces mayor en los primeros). El valor α de la relación entre el desplazamiento promedio en la falla con su longitud depende también del entorno donde ocurra el evento (aproximadamente α es del orden de 10^{-5} en los entre placa y 6 10^{-5} para los intraplaca) (Scholz *et al.*, 1986) [25]. Esto permite pensar que, suponiendo que este resultado es independiente del tipo de mecanismo de falla, las fallas intraplaca poseen más resistencia friccional (por ende menor caída de esfuerzos) que las fallas en las fronteras de las placas.

Como es fácil apreciar, las pendientes de las rectas son de 0,5 (Fig. 4.11), lo que significa que $M_o \propto L_2$ lo cual es válido para grandes terremotos (M > 4.5). A partir de

entonces la anchura W de la falla permanece constante, esto es, aproximadamente igual al espesor de la corteza frágil (unos 10 km a 30 km según zonas), y por lo tanto, para grandes terremotos el área de la falla, a medida que aumenta M_o, crece sólo en la dirección en superficie.

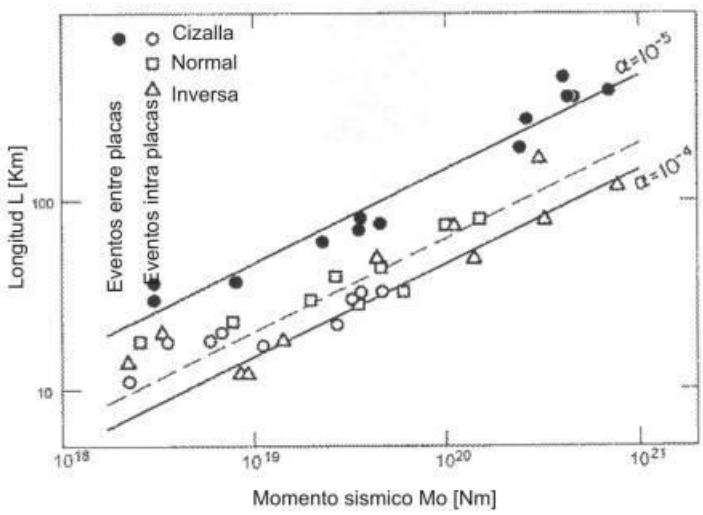


Figura 4.11: Longitud de la falla *L* en función del momento sísmico *Mo*, según diferentes valores de α.

Probablemente las relaciones mejor establecidas entre la magnitud de momento M_w, longitud de ruptura en superficie L_{RS} y longitud de ruptura en profundidad L_{RP} (dadas ambas en kilómetros) son las proporcionadas por Wells y Coppersmith (1994) [45] y de hecho utilizadas en este Proyecto. Para muchas de las aplicaciones prácticas estas relaciones promedio no presentan diferencias estadísticamente significativas (95%) frente a los diferentes mecanismos de falla (desgarre, normal o inverso):

$$M_w = (1.16 \pm 0.07)\ \log L_{RS} + (4.08 \pm 0.10) \qquad (4\text{-}29)$$

$$M_w = (1.49 \pm 0.04)\ \log L_{RP} + (4.38 \pm 0.06) \qquad (4\text{-}30)$$

O bien:

$$\log L_{RS} = (0.69 \pm 0.04)\ M_w - (3.22 \pm 0.27) \qquad (4\text{-}31)$$

$$\log L_{RP} = (0.59 \pm 0.02)\ M_w - (2.44 \pm 0.11) \qquad (4\text{-}32)$$

comparando estas dos últimas expresiones es posible entender que la longitud de ruptura reconocida en superficie viene a ser un 75% la longitud de ruptura en profundidad.

Las relaciones que también estos dos autores proporcionan para M_w con $\overline{D}$ y L_{RS} con $\overline{D}$, aun con una correlación inferior (0,71 a 0,78), son igualmente útiles:

$$M_w = (0.82 \pm 0.10) \log \overline{D} + (4.693 \pm 0.05) \quad (4\text{-}33)$$

$$\log \overline{D} = (0.69 \pm 0.08)\, M_w - (4.80 \pm 0.57) \quad (4\text{-}34)$$

$$\log \overline{D} = (0.88 \pm 0.11) \log L_{RS} - (1.43 \pm 0.18) \quad (4\text{-}35)$$

$$\log L_{RS} = (0.57 \pm 0.07) \log \overline{D} + (1.61 \pm 0.04) \quad (4\text{-}36)$$

Wells y Coppersmith razonan que esta reducción en la correlación puede reflejar el amplio rango de desplazamientos para una longitud de ruptura arbitraria (diferencias de hasta 50 veces).

4.2.5 Estacionariedad del parámetro *b*

Diversos trabajos han relacionado variaciones del valor del parámetro b con el tamaño de los terremotos (Pacheco *et al*, 1992 [46], Okal and Romanowicz, 1994 [47], Kagan, 1997 [48]). En primer lugar, estos autores distinguen los terremotos grandes de los pequeños en función de si rompen o no en superficie y la longitud de ruptura L es similar a la anchura de la ruptura W (Fig. 4.12). Observando que el momento sísmico liberado en los terremotos pequeños escala de forma diferente con la longitud de ruptura frente a los terremotos grandes (Kanamori and Anderson, 1975) [12].

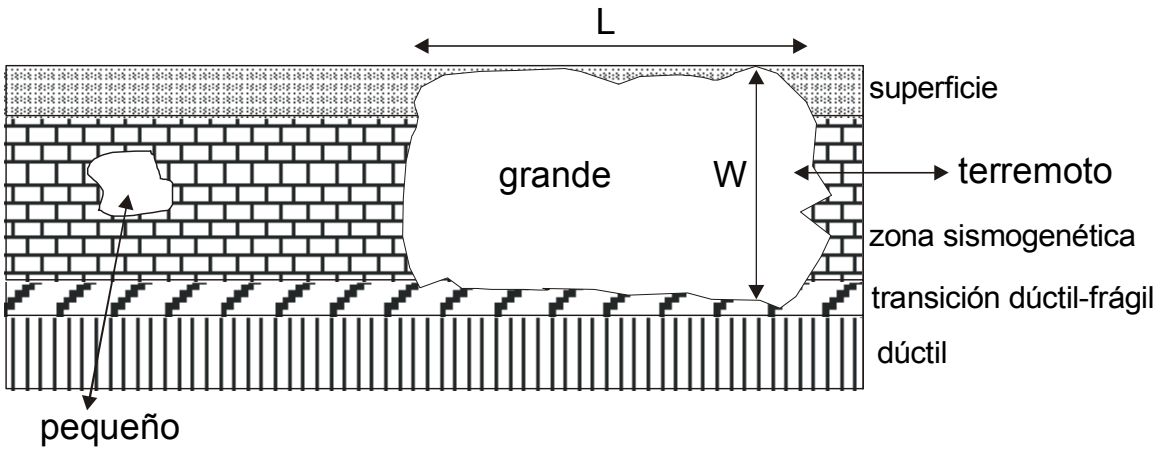


Figura 4.12: Tamaño de los terremotos en función de sus parámetros. (Pacheco *et al.*, 1992)

Pacheco *et al*., 1992 [3] explica esta variación mediante un sesgo en la ley de Gutenberg y Richter debido a que en el intervalo temporal de registro mundial instrumental la relación entre terremotos pequeños y terremotos grandes es mayor, además de las saturaciones debidas a los grandes terremotos que disminuye el valor de la magnitud registrada. Estos autores explican este comportamiento mediante una ruptura en la autosimilitud de las fallas en función de su geometría, la relación entre la anchura y la longitud de la ruptura. La ruptura se produce en el momento en que ambos valores coinciden. Sin embargo, es más razonable analizar la estacionaridad del proceso para poder afirmar que la tasa terremotos pequeños / grandes está sesgada, amén de que este valor no es homogéneo en todas las zonas tectónicas: convergentes, divergentes y zonas en régimen de tipo desgarre. Por otro lado, si trabajamos con el valor de M_o, parece difícil que haya problemas de saturación de la señal puesto que es un parámetro de la fuente.

Okal y Romanowicz (1994) [47] señalan que la curvatura que aparece en la ley de Gutenberg y Richter en función del intervalo de tamaño de la serie sísmica analizada incrementa el valor del parámetro b hasta dos tercios entre los terremotos pequeños ($m<5$) y más grandes. Explican este comportamiento indicando la necesidad de explicar el proceso geológico responsable de la sismicidad, el cual responsabilizan directamente. Además, la saturación del salto de falla, cuando coincide con la anchura de la superficie de ruptura, provoca un aumento del valor de b, mientras que el modelo que presenta una longitud de ruptura L mayor que la anchura presenta un valor más bajo (Romanowicz and Rundle, 1993) [49].

El análisis del valor de *b* según el catálogo sísmico utilizado indica que el catálogo de Harvard-CMT favorece un modelo en el que *L* y *W* son similares, donde el valor de *b* medido para conjuntos representados por m_b se encuentra entre 1,35 y algo mayor a 2, mayor que para dalos representados mediante M_s, (Okal y Romanowicz, 1994) [47]. Estos autores también calculan el parámetro *b* para series sísmicas relacionadas con la geometría de la falla mediante el tensor de esfuerzos concluyendo que los terremotos de fallas normal presentan un valor de *b* más alto, esto es, provocan una tasa mayor entre terremotos grandes frente a terremotos pequeños y medianos, aunque señalan que es algo precipitado concluir esto debido a la escasez del registro temporal.

Con estos principios se cubren en gran medida las necesidades del presente proyecto de fin de carrera en cuanto a sismología se refiere. En cualquier caso, en capítulos posteriores se describirán las técnicas de obtención y ajuste del parámetro b en series sísmicas, y se aplicarán los conceptos aquí expuestos para diseñar un filtro adecuado sobre la base de datos del I.G.N.

4.3 TEORÍA DE INFORMACIÓN. ENTROPÍA

En este apartado se introducen de manera básica los principios de la teoría de la información necesarios para la comprensión de la metodología adoptada. De ahora en adelante seguiremos el desarrollo y conceptos propuestos por Shannon (Shannon, 1948) [2]. Al final se describirán otros conceptos y definiciones de entropía, estas nuevas definiciones permitirán en un futuro extender el alcance de este proyecto, generalizando el concepto de análisis entrópico que se expone en el capítulo 5.

Imaginemos que tenemos un sistema caracterizado por un conjunto de *n* sucesos independientes con probabilidades de ocurrencia $p_1, p_2, p_3, ..., p_n$. Estas probabilidades son conocidas, pero es lo único que conocemos de dichos sistema, es decir, no podemos saber de ninguna forma el suceso que va a ocurrir a continuación. El problema consiste en encontrar una medida que de alguna manera cuantifique la cantidad de incertidumbre asociada a dicho sistema.

De ahora en adelante se considerara que:

$$\sum p_i = 1,\ p_i \geq 0$$

Si esta medida existe, llamémosla *H*. exigirle ciertas propiedades:

- H deberá ser continua en p_i.
- Si todas las p_i son iguales, $p_i=l/n$, entonces *H* deberá ser monótona creciente con n. Esto se traduce en el aumento de incertidumbre que hay si se aumenta el número de sucesos.
- Si un suceso de subdivide a su vez en dos elecciones, H deberá ser la suma ponderada de los valores individuales de *H* (e.g. *H(1/2, 1/3, 1/6) = H(1/2, 1/2)+1/2H(2/3,1/3)*

Teorema: (Adaptado de Shannon, 1948) [2].

La única medida *H* que cumple las anteriores propiedades es:

$$H = -K\sum_{i=1}^{n} p_i . \log p_i \qquad (4\text{-}37)$$

Demostración:

Sea *H(1/n, 1/n, ..., 1/n) = A(n)*, de la tercera propiedad, se deduce que podremos descomponer s^m sucesos equiprobables en series de m sucesos equiprobables, de forma que:

$$A(s^m) = m.A(s)$$

de igual forma:

$$A(t^n) = n.A(t)$$

Podremos escoger un *n* arbitrariamente elevado y encontrar un *m* que satisfaga:

$$s^m \leq t^n \leq s^{m+1}$$

Tomando logaritmos y dividiendo por *n.log(s)* tenemos:

$$\frac{m}{n} \leq \frac{\log t}{\log s} \leq \frac{m}{n} + \frac{1}{n} \text{; o lo que es lo mismo} \left| \frac{m}{n} - \frac{\log t}{\log s} \right| < \varepsilon$$

Con ε arbitrariamente pequeño.

Teniendo en cuenta la propiedad de monotonía creciente de *A(n)* con *n*, tenemos: $A(s^m) \leq A(t^n) \leq A(s^{m+1})$, esto es: $m.A(s) \leq n.A(t) \leq (m+1).A(s)$

Entonces dividiendo por *n.A(s)*, se tiene:

$$\frac{m}{n} \leq \frac{A(t)}{A(s)} \leq \frac{m}{n} + \frac{1}{n} \text{; o lo que es lo mismo:} \left| \frac{m}{n} - \frac{A(t)}{A(s)} \right| < \varepsilon$$

Sumando con lo anteriormente obtenido:

$$\left| \frac{A(t)}{A(s)} - \frac{\log t}{\log s} \right| < 2\varepsilon \text{ ; es decir, } A(t) = -K.\log t$$

Supongamos ahora que tenemos un sistema caracterizado por *n* probabilidades de valor:

$$p_i = \frac{n_i}{\sum n_i}$$

donde los n_i son enteros. Podemos subdividir un suceso $\sum n_i$ posibilidades en otro de *n* con probabilidades p_i y si el suceso *i*-ésimo es escogido, otra elección entre ni posibilidades equiprobables. De forma que:

$$K.\log \sum n_i = H(p_{1,} p_{2,} ..., p_n) + K \sum p_i \log n_{i,}$$

Entonces:

$$H = -K \sum p_i \log \frac{n_i}{\sum n_i} = -k \sum p_i \log p_i \qquad (4\text{-}38)$$

Este valor *H* se conoce como entropía de Shannon y es de una medida de la cantidad de incertidumbre (información) asociada a una elección.

Si en vez de un número de sucesos finitos, tenemos una función de distribución de probabilidad *p(x),* la entropía *H* será:

$$H = -K \int_a^b p(x).\log p(x).dx \qquad (4\text{-}39)$$

Donde el sumatorio se ha transformado en integral, *a* y *b* son los extremos del intervalo

donde está definida la función de distribución y *p(x)* es la función de distribución que verifica:

$$\int_a^b p(x).dx = 1 \tag{4-40}$$

Sobre esta función *H* se definen varias propiedades fundamentales. La única de ellas que es de interés para nuestra aplicación en el presente proyecto de fin de carrera es que *H* es máxima sí y sólo sí todas las p_i son iguales entre sí (equiprobabilidad). De forma que su valor para *n* sucesos equiprobables es:

$$H_{\max} = -K.\sum \frac{1}{n} \log \frac{1}{n} = K.\log n \tag{4-41}$$

De manera intuitiva, esto debe ser así puesto que el suceso más incierto (i.e. el que mayor información proporciona una vez sucedido) es aquel en el que todas las probabilidades son iguales.

4.3.1 Entropía de configuración

Se define la entropía de configuración o relativa como el tanto por uno que posee la entropía de un sistema frente a la máxima que podría tener. De manera inmediata se define la entropía relativa o de configuración *H** de n sucesos con probabilidades p_i, como la entropía dividida por la entropía máxima, esto es:

$$H^*(p_i) = \frac{H(p_i)}{H_{\max}} = \frac{-K\sum_{i=1}^{n} p_i \log p_i}{-K \log n} = \frac{\sum_{i=1}^{n} p_i \log p_i}{\log n} \tag{4-42}$$

Debe analizarse la importancia de todo lo anteriormente dicho, pues de su correcta comprensión depende la comprensión de la metodología propuesta por el proyecto. En definitiva, hemos definido una magnitud que se puede obtener inmediatamente de cualquier distribución de probabilidad sin más que aplicar la ecuación (4-37), el resultado es dividido por la entropía máxima adoptable por el sistema, este valor de entropía *H** está siempre comprendido entre 0 y 1, lógicamente un valor de 0 corresponde a un suceso en el que todas las probabilidades son nulas salvo una y un valor de 1 corresponde a un proceso equiprobable. Este valor es por tanto un estimador

normalizado de la información asociada a un proceso, un valor cercano a 1 (proceso equiprobable) corresponde a un proceso con gran cantidad de información asociada a cada elección, por el contrario un valor cercano a 0 indicará lo contrario.

4.3.2 Otras definiciones de entropía

El concepto antes expuesto no es el único existente, pero sí el más adaptado al propósito del presente proyecto, como se verá en capítulos posteriores. A continuación se presentan otras definiciones de entropía deducidas por diferentes autores. Dichas definiciones no son en absoluto excluyentes entre sí, sino que son casos particulares de un concepto amplio como es la medida del desorden (información) en un sistema.

4.3.2.1 Entropía de Boltzmann-Gibbs

En el dominio de la mecánica estadística, es usada de modo habitual la expresión de la entropía de Boltzmann-Gibbs:

$$H = -k\sum_{i=1}^{n} p_i \log p_i \qquad (4\text{-}43)$$

Inicialmente, la entropía fue definida por Boltzmann como *H=-K.log(n)*, considerando él que todos los sucesos eran equiprobables, siendo la expresión (4-43) una generalización.

Es evidente el parecido de la ecuación (4-43) con la de entropía de Shannon, sin embargo existen importantes diferencias entre ambas. En el caso de Shannon, k es una constante arbitraria que puede ser cualquier número real positivo, mientras que aquí es una constante universal llamada constante de Boltzmann que posee unidades. El valor de esta constante en el Sistema Internacional es:

$$k = 1.3208.10^{-23} J.K^{-1}$$

El significado de ambas es diferente, a pesar de que ambas tienen un carácter extensivo, la de Shannon cuantifica la incertidumbre asociada a una elección, la de Boltzmann mide el grado de desorden de un sistema de partículas. Por otra parte la forma de deducir ambas es absolutamente diferente, la entropía de Boltzmann se deduce a partir de los principios básicos de la mecánica estadística (referencia mecánica), esto es, la distribución más probable de un sistema de partículas (e.g. gas en el interior de un

recipiente) es aquel en el que el numero de estados posibles es máximo (i.e. el gas esta uniformemente distribuido en el recipiente), es decir, en el que el desorden es máximo.

4.3.2.2 Entropía de Boltzmann generalizada. Entropía de Tsallis

Diferentes autores han tratado de generalizar la expresión (4-43), Tsallis (1988) [51] propuso la siguiente:

$$S_Q = \frac{1 - \sum_{i=1}^{n} p_i^Q}{Q - 1} \tag{4-44}$$

Donde Q es el índice entrópico que en principio puede ser cualquier número real. Esta expresión coincide con la de Boltzmann si $Q= 1$.

Esta definición de entropía ha hecho un interesante aporte a la evolución de la mecánica estadística con la introducción del parámetro Q En la teoría clásica, se consideraba que la entropía de la suma de dos sistemas era la suma de entropías, sin embargo según esta nueva definición la entropía de un sistema conjunto es:

$$S_q(A+B) = S_q H(A) + S_q(B) + (1-Q).H(A).H(B)$$

Por tanto la entropía puede aumentar, permanecer igual o disminuir según sea el valor del parámetro Q característico del sistema, es decir, esta definición de entropía tiene un carácter no extensivo, lo cual permite trabajar con sistemas cuyo grado de ocupación del espacio no es completo sino restringido a ciertas posiciones que merezca su dinámica..

5.3.2.3 Entropía de Rényi

Como generalización a la entropía de Shannon, Rényi (1961) [52] propuso la siguiente:

$$S_Q = \frac{1}{1-Q} \log \sum_{i=1}^{n} p_i^Q \tag{4-45}$$

Donde n no es el número de sucesos, sino el numero de sucesos no vacíos, es decir, con $p_i \neq 0$. La entropía de Shannon se obtiene en el límite de $\tau = 1$. Esta entropía mantiene su carácter extensivo independientemente del valor τ que se adopte. Este valor está directamente relacionado con el concepto de dimensiones generalizadas, lo cual abre un abanico de posibilidades muy interesantes en la aplicación de la metodología que se

describirá en el capítulo siguiente, de forma que se generalice el análisis a momentos de orden superior de la distribución de medida.

5 METODOLOGÍA APLICADA

En el presente capítulo se describirá y justificará todo el desarrollo de la metodología que se aplicará a los datos disponibles. Este capítulo, en primer lugar describe la forma de transformar una distribución de masa (ya sea esta de puntos, líneas o de cualquier otra tipología) en una distribución de probabilidad. En segundo lugar se desarrollará una técnica de análisis que se apoya en la teoría de la información y se centra principalmente en técnicas multifractales que se describieron en el capítulo anterior.

5.1 MEDIDAS DE SOPORTE GEOMÉTRICO

Hemos visto que se puede caracterizar la información contenida en un sistema de manera muy sencilla mediante la aplicación de conceptos básicos de teoría de la información. Pero a nosotros esto no nos basta porque lo que queremos analizar son distribuciones geométricas de masa tales como puntos, líneas o incluso elementos más complicados. Mediante estos elementos simularemos sucesos como terremotos (puntos) o fracturas (líneas).

Debemos por tanto transformar la distribución geométrica de elementos en una distribución de probabilidad p_i para que sea aplicable lo dicho en el apartado 4.2. Esto se logrará discretizando el sistema (mallando el dominio Ω donde se encuentran los elementos de masa) mediante la asignación de una medida μ_i, de forma que a cada una de las unidades en las que dividamos el sistema le impondremos un valor de probabilidad de forma que:

$$H^{p^*}(\varepsilon) = 0 \tag{5-1}$$

Una vez calculadas las probabilidades se procederá al cálculo de la entropía del sistema, que permitirá obtener la escala de máxima información sobre la que aplicar las técnicas multifractales y que nos permitirá realizar una primera microzonación. El sumatorio de la ecuación (4-37) se efectúa sobre los *nc* sucesos (unidades en la que hemos dividido el sistema) que contienen medida no nula, $\mu_i^p \neq 0$ (por convenio, los sucesos de medida nula proporcionan una entropía nula).

5.1.1 Medidas de soporte geométrico puntual

Se definirán a continuación dos de las muchas medidas de probabilidad que se pueden aplicar a un conjunto de puntos distribuidos en el espacio (este espacio puede ser n-dimensional pero, por la tipología de los datos, se restringirá el estudio a 2D).

Debido a la naturaleza de los terremotos, es posible hacer un análisis desde dos puntos de vista completamente diferentes. El primero considerara todos los fenómenos iguales, es decir a efectos de medida contará lo mismo un terremoto de magnitud 2 que uno de magnitud 5, en este caso solo estaremos considerando la distribución geométrica de los puntos en el espacio. El otro caso considerara los terremotos como eventos con un tamaño asociado, de forma que uno de magnitud 2 tendrá menos peso que uno de magnitud 4.

5.1.1.1 Medida de puntos sin peso

A) Probabilidad de ocurrencia

Cuando se utiliza este soporte de puntos, se define como medida de probabilidad, sobre la *i*-ésima celda:

$$\mu_i^{p1} = \frac{\sum_{j=1}^{np} l_i(j)}{np} \tag{5-2}$$

Siendo:

- *np* el número de puntos $\{P_j\}_{j=1}^{np}$ (o píxeles)
- *nc* el número de celdas $\{\Omega_i\}_{i=1}^{nc}$
- La función indicadora: $l_i(j) = \begin{cases} 1; P_j \in \Omega_i \\ 0; P_j \notin \Omega_i \end{cases}$

La medida así definida es el numero de puntos dentro de una celda de tamaño ε dividido por el numero de puntos total. Se traía de una medida de probabilidad. Por ahora no debe preocuparnos la definición de celda de tamaño ε, pues será aclarado posteriormente.

La entropía para esta medida, cuyo soporte es:

$$Sop(\mu^{p1}) = \{P_j\} \subset \Re^n \tag{5-3}$$

La entropía es máxima cuando la distribución de la medida es uniforme. Es decir, que todas las celdas poseen la misma probabilidad de que tengan un punto en su interior (todas las celdas tienen el número de puntos):

$$\mu_i^{p1} = \mu_j^{p1} ; \forall \Omega_i \neq \Omega_j \tag{5-4}$$

Luego la función indicadora es:

$$\sum_{j=1}^{np} l_i(j) = \text{int}(\frac{np}{nc}) \tag{5-5}$$

y, sustituyendo en la entropía, se obtiene la máxima:

$$H_{\max}^{p1} = \log(nc) \tag{5-6}$$

que, como se pude apreciar (5-6) es independiente de la procedencia de los datos (puntos), ya sean éstos tipo ráster (píxeles) o tipo continuo (puntos coordenados), sólo es función del número de celdas en las que se discretice el dominio que contiene los puntos.

B) Densidad de ocurrencia

En ciertas ocasiones es interesante definir otra medida, ésta no de probabilidad, pero que tiene connotaciones de densidad, como cuantificación por unidad de superficie de la cantidad de puntos en el plano. Este hecho puede ser de interés cuando por ejemplo se esté modelizando el campo de puntos como un proceso estocástico multidimensional de Poison, con una densidad variable. Entonces es necesario saber a qué escala se debe discretizar la densidad para proceder a su modelización. Esta medida tiene como expresión:

$$\mu_i^{p2} = \frac{\sum_{j=1}^{np} l_i(j)}{\varepsilon^2} \tag{5-7}$$

Siendo:

- *np* el número de puntos $\{P_j\}_{j=1}^{np}$ (o píxeles)
- *nc* el número de celdas $\{\Omega_i\}_{i=1}^{nc}$
- La función indicadora: $l_i(j) = \begin{cases} 1; P_j \in \Omega_i \\ 0; P_j \notin \Omega_i \end{cases}$
- ε el tamaño de la celda ≈ *diam(Ωi)*

La entropía para esta medida, cuyo soporte aparece en la expresión (5-8), es máxima cuando la distribución de la medida es uniforme, es decir, que todas las celdas posean la misma probabilidad de que tengan un punto en su interior (5-9).

$$Sop(\mu^{p2}) = \{P_j\} \subset \Re^n \tag{5-8}$$

$$\mu_i^{p1} = \mu_j^{p1}; \forall \Omega_i \neq \Omega_j \tag{5-9}$$

Luego la función indicadora es:

$$\sum_{j=1}^{np} l_i(j) = \text{int}(\frac{np}{nc}) \tag{5-10}$$

y, sustituyendo en la entropía, se obtiene la máxima:

$$H_{\max}^{p2} = -I_\varepsilon \log(I) \tag{5-11}$$

Siendo:

- $I = np/A$ la densidad regional de puntos
- $I = np/\varepsilon^2$ la densidad máxima local

Como se ha mencionado anteriormente, esta medida no es de probabilidad. Para solventar este inconveniente, que provoca que la magnitud calculada, no sea más que una pseudoentropía, esta se relaciona en este proyecto fin de carrera a la entropía calculada con la medida de probabilidad anterior. Para encontrar por cuánto hay que

modificar esta pseudoentropía para que sea entropía, relacionarán ambas por un término en común que resulta de expandir ambas expresiones:

$$H^{p1} = \frac{1}{I_\varepsilon} H^{p2} + \log(I_\varepsilon) \tag{5-12}$$

Con lo que para referir la pseudoentropía a la entropía basta con modificarla por un término relacionado con la densidad local máxima I_ε para cada escala de discretización.

5.1.1.2 Medida sobre puntos ponderada con la energía

Las anteriores medidas, tan sólo tenían en cuenta la distribución espacial de los puntos y en ningún caso se consideraba el "tamaño" de los eventos sino que se le asignaba el mismo peso a todos y cada uno de ellos.

Parece lógico, como siguiente paso para el posterior análisis de los datos sísmicos, introducir en el estudio los datos de magnitud, de manera que los eventos pasen de ser considerados como puntos, a ser considerados como puntos etiquetados con un valor de magnitud asociado a cada uno de ellos. La manera de introducir este nuevo dato en el análisis pasa por definir una nueva medida que pondere el aporte de cada elemento según su magnitud, de tal manera que la contribución a la masa del conjunto de un evento pequeño sea menor que la de un evento mayor.

Esta nueva medida debe cumplir asimismo ciertas propiedades para poder ser utilizada con las técnicas de análisis de entropía de configuración, a saber:

- Debe cumplir las propiedades de medida
- Debe ser medida de probabilidad, lo cual implica:

$$\sum_{i=1}^{n} \mu_i = 1 \tag{5-13}$$

$$\mu_i \in [0,1] \forall i \tag{5-14}$$

Donde n es numero de eventos

La nueva medida además de cumplir los anteriores requisitos debe tener significado físico, de forma que los resultados obtenidos sean verdaderamente útiles. Para definir

esta nueva medida, se sabe que la magnitud de un sismo es proporcional al logaritmo de la energía liberada, según Richter (1956) [53], Kanamori y Anderson (1975) [12]. Si se pondera la energía liberada en cada sismo con la energía total de todos los eventos, se tendrá definida la medida asociada a cada *i*-ésima celda, es decir:

$$\mu_i^e = \frac{\sum_{k=1}^{np} l_i(k).10^{2.4m_{b,k}-1.2}}{\sum_{j=1}^{np} 10^{2.4m_{b,k}-1.2}} \tag{5-15}$$

para la energía expresada en julios (Herraiz, 1997) [54] *y* $m_{b,j}$ la magnitud de Richter para cada *j*-ésimo epicentro. Esta nueva medida además permitirá extraer datos extremadamente útiles tales como la energía liberada por unidad de área, así como identificar las zonas donde se libera mayor energía para un número reducido de eventos. Se trata por tanto una medida de energía distribuida, no solo una medida de distribución geométrica, como las anteriores.

En efecto esta medida cumple todas las premisas requeridas, cumple (5-16):

$$\sum_{i=1}^{nc} \mu_i^e = \sum_{i=1}^{np} \frac{10^{2.4m_{b,k}-1.2}}{\sum_{j=1}^{np} 10^{2.4m_{b,k}-1.2}} \tag{5-16}$$

Y cumple (5-17):

$$m_i \in \Re^+ \rightarrow 10^{2.4m_i-1.2} > 1 \forall i \rightarrow \sum_{j=1}^{n} 10^{2.4m_i-1.2} \geq 10^{2.4m_i-1.2} \forall i \rightarrow \mu_1 = \frac{10^{2.4m_i-1.2}}{\sum_{j=1}^{n} 10^{2.4m_i-1.2}} \in [0,1] \tag{5-17}$$

5.1.2 Medidas de soporte geométrico lineal

En el caso de las líneas será aplicable lo mismo dicho para puntos, solo que ahora no se evaluará el número de puntos a la hora de asignar una medida, sino que contará la longitud de fractura que cae en cada celda.

Se definirán a continuación tres de las muchas medidas de probabilidad que se pueden aplicar a un conjunto de líneas distribuidas en el espacio (este espacio puede ser n-dimensional pero, por la tipología de los dalos, se restringirá el estudio a 2D).

Debido a la naturaleza de los lineamientos, es posible hacer un análisis desde dos puntos de vista completamente diferentes. El primero considerara todos los fenómenos iguales, es decir a efectos de medida contará lo mismo una fractura de longitud l_i que otra de longitud l_j con $l_i > l_k$ si la longitud intersectada en la celda k, $l_{ik} = l_{jk}$, en este caso solo estaremos considerando la distribución geométrica de las trazas en el espacio. El otro caso considerara los lineamientos ponderados por la longitud total de la traza, de forma que una traza i de longitud l_i que intersecte en una celda k con una longitud l_{ik} igual a la intersectada por la traza j, l_{jk} de longitud l_j, tendrá mayor peso la fractura con longitud total mayor.

Como se ve, el proceso de asignación de medida, pasa por el desarrollo de cierta cantidad de programas informáticos que permitan el conteo de puntos dentro de celdas o el cálculo de longitudes de fractura dentro de celdas, en definitiva, algoritmos de "clipping", que no se detallarán aquí, pero que ha sido necesario desarrollar a fin de llevar a cabo los análisis.

5.1.2.1 Asignación de una medida de soporte geométrico lineal

La asignación de una medida de soporte geométrico lineal es necesaria, puesto que las técnicas utilizadas se aplican sobre un conjunto de datos distribuidos en el espacio, que serán discretizados en un mallado y caracterizados por una medida de tipo probabilístico. Algunas de esas técnicas son precisamente el análisis entrópico y el análisis multifractal, ambas aplicadas en el presente proyecto de fin de carrera.

La evaluación de la densidad de fracturación es un cálculo que, para la importancia que tiene, habitualmente o se realiza con técnicas manuales poco robustas, o se deja a cargo del software inadecuado. Estos métodos no tienen en cuenta a qué nivel de escala la información disponible del medio fracturado es máxima. Si así fuera, se podrían evitar redundancias o sesgos artificiales originados bien en la restitución de los lineamientos, bien en la atribución de la misma sobre una zona, o en ambos.

Por ello, se proponen dos soluciones que, aún siendo computacionalmente más costosas que las manuales, reducen el grado de incertidumbre asociado a esta medida, parámetro característico del medio fracturado. En la primera, se asigna un valor constante al área de estudio, dependiendo de las características fractales del campo de fracturas. Y en la segunda, se entiende que la densidad es una variable espacial discretizada sobre el plano

a cierta escala crítica que se calcula para recoger toda la información posible y distribuirla en el área.

Este hecho es muy importante, debido fundamentalmente a que no interesará perder información en el proceso de interpretación y restitución de los lineamientos, pero tampoco será conveniente añadir más información que la real. Como se discutirá más adelante, la cantidad de información máxima que puede aportar un medio es limitada y vendrá indicada por su entropía.

5.1.2.2 La intensidad de fracturación

A) Densidad de fracturación

En principio, ¿qué se entiende por densidad de fracturación? En la bibliografía pueden encontrarse diferentes aproximaciones a esta respuesta. En algunas se encuentra el término intensidad (Dershowitz *et al*., 1998) [55], en otras persistencia (Dershowitz y Herda, 1992) [56], y en otras se denomina densidad a una relación que no tiene nada que ver con los anteriores.

Según la definición física, la densidad es la cantidad de magnitud física, sea masa, energía,...que contiene la unidad de espacio (en términos infinitesimales $p=dm/dV$). Cuando se trata de campos de fracturas, o de cuerpos geométricos en el espacio, la magnitud física que se asocia es proporcional a su diámetro, es decir, a su extensión (longitud en el caso de trazas bidimensionales, o superficies en tres dimensiones). La definición se traduce entonces, para el plano en dos dimensiones, en la longitud ℓ total por unidad de área λ_{21}:

$$\lambda_{21} = \frac{\sum_i \lambda_i}{A} \qquad (5\text{-}18)$$

ó en tres dimensiones, como superficie fracturada s por unidad de volumen de roca, λ_{32}:

$$\lambda_{32} = \frac{\sum_i s_i}{V} \qquad (5\text{-}19)$$

ambas con dimensiones de $[L^{-1}]$. Los sumatorios se extienden sobre todas las i fracturas consideradas en el área o en el volumen, respectivamente.

En ocasiones, la densidad se confunde con la intensidad de fracturación. El concepto de intensidad esta asociado a la cuantificación de un flujo de cierta cantidad que, en este caso, corresponde con el número de fracturas. Así las cosas, dado que el flujo es una magnitud por unidad de superficie, la intensidad de fracturación se refiere al número de fracturas por unidad de área o de volumen:

$$I_{21} = \frac{\sum_i l_A(i)}{A} \quad ; \quad I_{32} = \frac{\sum_i l_V(i)}{V} \tag{5-20}$$

con dimensiones de $[L^{-2}]$ y $|L^{-3}]$, respectivamente. La función indicadora, $l_A(i)$ ó $l_V(i)$, es la unidad si la *i*-ésima fractura se encuentra en el área o en el volumen en estudio, y son cero en otro caso.

La persistencia de fracturación (Dershowitz y Herda. 1992) [56], aunque como denominación está menos extendida, se aplica para definir el mismo concepto que la intensidad o que la densidad de fracturación. La densidad y la intensidad de fracturación se encuentran relacionadas, a través de una proporcionalidad directa, exceptuando el caso particular en el que los datos estén tomados sobre una dirección o transecto (cuando se trata de puntos espaciados sobre una recta), para el que ambas coinciden:

$$\lambda_{10} = I_{10} = \frac{\sum_i l_L(i)}{L} \tag{5-21}$$

con dimensiones de $[L^{-1}]$. En los otros dos casos (bi y tridimensional), la constante de proporcionalidad es el momento de primer orden de la función de distribución de tamaños de fracturas. Así, en el caso bidimensional, al tratarse de segmentos rectilíneos, esta corresponde con la longitud promedio de la función de densidad de probabilidad de longitudes $f(\ell)$:

$$\lambda_{21} = I_{21} \int_0^\infty \lambda f(\lambda) d\lambda = I_{21} \bar{\lambda} \tag{5-22}$$

La estimación de la función de distribución $f(\ell)$ debe hacerse con cierta cautela, para evitar los efectos que puede producir el hecho de que haya fracturas truncadas por su restitución o por su posición. Para evitarlo, es recomendable un estudio más detallado de la información que proporcionan esas fracturas, cuyo tamaño esta sesgado, que modifique las colas de la función $f(\ell)$. En el caso volumétrico, la función de distribución

corresponde con la de superficie de fractura *f(s)*. Por lo tanto, la constante de proporcionalidad entre densidad e intensidad es la superficie promedio:

$$\lambda_{32} = I_{32} \int_0^\infty s f(s) ds = I_{32} \bar{s} \qquad (5\text{-}23)$$

En la práctica, la utilidad de las relaciones anteriormente presentadas es muy limitada. El problema de interés se plantea en la cuantificación de la relación entre las magnitudes, cuando estas se refieren a diferentes dimensiones, especialmente en la densidad, que es en la que interviene la extensión de las fracturas. Para encontrarlas es preciso acudir a aquellas que proporciona la estereología, y que se hallan en textos de geometría estocástica. El tipo de relaciones que se establecen son del estilo:

$$\lambda_{32} \propto C'' \lambda_{21} \propto C' \lambda_{10} \qquad (5\text{-}24)$$

donde, las constantes de proporcionalidad C' v C'', que establecen la igualdad, tienen una dependencia no lineal con las distribuciones de tamaños de fracturas y de orientaciones, que son desconocidas. En realidad, estas funciones de distribución deben ser estimadas a partir de los datos disponibles de campo, de tal manera que, en primer lugar, se calibra una 1 unción esférica para las orientaciones (direcciones y buzamientos) de las fracturas. Esta se usa, a posteriori, para evaluar una función de distribución test para los radios de fracturas (supuestas como discos tridimensionales en el espacio), teniendo en cuenta que, con ambas, debe de verificarse la distribución de tamaños de trazas cartografiadas sobre el terreno.

B) Probabilidad de fracturación

Hasta ahora se han expuesto dos medidas cuyo soporte es el campo de fracturas, expresadas como puntos, trazas o superficies alabeadas, según sea la dimensión de muestreo (uni, bi o tridimensional, respectivamente). Sobre este soporte espacial, es también posible definir otras medidas, que se denotaran de manera general como μ. Algunas de ellas tienen un significado físico relacionado con las anteriores.

Si se considera que la información procede de lineamientos (de igual manera se plantearan si el origen geométrico es diferente), desde un punto de vista probabilístico, puede definirse la probabilidad de fracturación de un área *A*, como la probabilidad de

encontrar alguna fractura en *A*, dentro de una región mayor *B*, según:

$$\mu_{A\subset B} = \frac{\sum_{i\in A} l_A(i)}{\sum_{j\in B} l_B(j)} \tag{5-25}$$

Obviamente, si *A* = *B*. esta medida es la unidad. Si la fracturación es uniforme en *B*, entonces $I_{A\subset B} \propto s_A / s_B$. La razón de longitud de fracturación en un área $A \subset B$, se calcula según:

$$\mu_{A\subset B} = \frac{\sum_{i\in A} \lambda_i}{\sum_{j\in B} \lambda_j} \tag{5-26}$$

Entendido como el tanto por uno de longitud de fracturación en *A* respecto *B*. ambas medidas están implícitamente normalizadas. Es decir, si a partir de un conjunto $\{A_k\}$ de áreas disjuntas, $A_m \cap A_n = \varnothing$, tales que todas ellas consiguen recubrir *B*, $\cup_k A_k = B$, entonces se verifica:

$$\mu_{A\subset B} \in [0,1]$$

$$\sum_k \mu_{A_k\subset B} = 1 \tag{5-27}$$

Para los cálculos de análisis entrópico que se presentarán el presente proyecto de fin de carrera no se ha adoptado como medida que caracteriza el medio fracturado la densidad de fracturación, a pesar de que es un parámetro importante y muy utilizado, pues la medida que define sobre un campo de fracturas no es de probabilidad. Se utilizará sin embargo dos medidas de soporte geométrico (5-33) y (5-42) que sí son probabilísticas:

$$\mu_i^l = \frac{\sum_{k=1}^{nl} \left| l_k \cap \Omega_i \right|}{\sum_{j=1}^{nl} \left| l_j \cap \Omega \right|} \tag{5-26b}$$

Siendo:

- *nl* el número de líneas $\{l_j\}_{j=1}^{nl}$

- nc el número de celdas $\{\Omega_i\}_{i=1}^{nc}$

La entropía asociada a esta medida, puede de manera muy sencilla relacionarse con la medida de densidad de fracturación, de manera análoga a como se hizo en (5-12), como se detalla en las expresiones de la (5-28) a la (5-34):

$$\mu^l = \frac{l_i}{L_T} \rightarrow H^l = -\frac{1}{L_T}\sum_{i=1}^{nc}(l_i.\log l_i) + \log L_T \tag{5.28}$$

$$\mu^\lambda = \frac{l_i}{\varepsilon^2} \rightarrow H^\lambda = -\frac{1}{\varepsilon^2}\sum_{i=1}^{nc}(l_i.\log l_i) + \frac{\varepsilon^2}{L_T}\log\varepsilon^2 \tag{5.29}$$

Despejando de ambas expresiones se tiene:

$$\sum_{i=1}^{nc}(l_i.\log l_i) = L_T.(\log L_T - H^l) \tag{5-30}$$

$$\sum_{i=1}^{nc}(l_i.\log l_i) = \varepsilon^2.(\frac{L_T}{\varepsilon^2}\log(\varepsilon^2) - H^\lambda) \tag{5-31}$$

Igualando:

$$L_T.(\log L_T - H^l) = \varepsilon^2.\left(\frac{L_T}{\varepsilon^2}\right)\log(\varepsilon^2 - H^\lambda) \tag{5-32}$$

Despejando, se tiene que:

$$H^\lambda = \frac{L_T}{\varepsilon^2}.H^l + \frac{L_T}{\varepsilon^2}.\log\varepsilon^2 - \frac{L_T}{\varepsilon^2}.\log L_T \tag{5-33}$$

haciendo $\lambda_\varepsilon = \frac{L_T}{\varepsilon^2}$, se llega:

$$H^l = \frac{1}{\lambda_\varepsilon}.H^\lambda + \log\lambda_\varepsilon \tag{5-34}$$

C) Importancia de fracturación

Las anteriores medidas, tan sólo tenían en cuenta la distribución espacial de las trazas y en ningún caso se consideraba la longitud total de las fracturas sino que se le asignaba el

mismo peso a todas y cada una de ellas.

La nueva medida aplicada en los análisis entrópicos y multifractales, es la denominada importancia de fracturación que pondera la medida con la longitud total de la traza que intersecta en la celda.

$$I_i = \frac{\sum_{j=1}^{nl} \lambda_j . L_i / L_t}{\sum_{i=1}^{nc} \sum_{j=1}^{nl} \lambda_j . L_i / L_t} \qquad (5\text{-}35)$$

Esta nueva medida debe cumplir asimismo ciertas propiedades para poder ser utilizada con las técnicas de análisis de entropía de configuración, definidas en (5-13) y (5-14).

La nueva medida además de cumplir los anteriores requisitos debe tener significado físico, de forma que los resultados obtenidos sean verdaderamente útiles. Al definir esta nueva medida, se pretende conocer si son las fallas más largas donde se producen terremotos de mayor magnitud, es decir fallas más capaces de acumular energía o si por el contrario se producen mayor número de terremotos pero de menor magnitud, en resumen, con ella podremos hacer un estudio comparativo con los mapas de densidad obtenidos de los sismos para extraer una posible relación terremoto-falla.

5.1.2.3 Medida de Hausdorff

La evaluación regional de la densidad de fracturas en un medio geológico se realiza cuando se intenta cuantificar el grado de fracturación sobre un área en toda su extensión. La caracterización cuantitativa a este nivel de escala es muy simple y se realiza normalmente a través de la relación (5-18), (5-19) ó (5-21), dependiendo de la dimensión de procedencia de los datos.

Esta estimación, aunque válida para una primera aproximación, puede ser deficiente si no reúne una serie de requisitos. Entre estos cabe mencionar el hecho de que para un tamaño concreto del área, las posibilidades de identificación de los lineamientos y su ulterior restitución, decrece con el tamaño de los mismos. De igual forma, aquellos lineamientos que se encuentran truncados en su longitud por el limitado tamaño de la ventana de observación, ó arca de estudio, introducen un sesgo en la aproximación de la densidad. Finalmente, hay que mencionar el hecho de que las trazas se encuentren

quebradas por tramos, lo que reduciría la longitud en el denominador; ó, por el contrario, se aumentaría si éstas se considerasen líneas tortuosas (cuando se evalúa λ_{21}, por ejemplo).

Entonces, ¿cómo aprovechar la información disponible para cada una de las escalas de la fracturación, de tal forma que en su conjunto sea representativa de toda el área?, ¿cuál es esta información?, y ¿cómo cuantificarla? La respuesta la proporciona la teoría geométrica de la medida, o más comúnmente conocida como geometría fractal. Si se estudia el comportamiento invariante al cambio de escala del medio fracturado, es decir se evalúa a qué dimensión el campo de fracturas puede medirse, y se utiliza esta medida para estimar la densidad de fracturación, el resultado proporcionado asegura que la densidad tiene en cuenta la información del medio a todas las escalas comprendidas entre aquellas que verifican el comportamiento fractal del campo de fracturas.

La medida que se utiliza, para cuantificar el tamaño del campo de fracturas, es la medida de Hausdorff (Falconer, 1990) [57], que se define, para un conjunto $F \subset \Re^n$ (que pudiera ser el campo de fracturas), como el límite:

$$\mu^{t,H} = \lim_{\varepsilon \to 0} H_{\varepsilon}^{l}(F) \tag{5-35}$$

si este límite existe para un t particular; y siendo:

$$H_{\varepsilon}^{l}(F) = \inf\left\{\sum |U_i|^t\right\} \{\mathrm{U_i}\} \text{ es un } \delta\text{-recubrimento de } F \tag{5-36}$$

para un δ-recubrimiento contable (o finito) de conjuntos $\{U_i\}$ cuyo diámetro es $|U_i| \leq \delta$, del conjunto F. El valor de t. para el cual este límite existe y es finito, se denomina dimensión de Hausdorff más conocida como dimensión fractal D, de F. Esta es la dimensión para la cual el conjunto F es mesurable. Ahora bien, ¿cómo medir computacionalmente F? Uno de los métodos comúnmente propuestos se denomina conteo de celdas ó *box-counting* (Paredes y Elorza, 1999) [58], que consiste en calcular el límite (5-35), utilizando un recubrimiento de conjuntos Ui formado por celdas de tamaño ε (de lado ó de diagonal) decreciente (para que $\varepsilon \to 0$). Transformando la expresión (5-35), para este tipo de recubrimiento, la medida D dimensional de Hausdorff de F se aproxima por:

$$\mu^{D,H} = \lim_{\varepsilon \to 0} H_{\varepsilon}^{D}(F) \cong \lim_{\varepsilon \to 0} (N(\varepsilon)\varepsilon^{D}) \tag{5-37}$$

Tomando logaritmos en ambos lados de la igualdad:

$$\log \mu^{D,H} = \lim_{\varepsilon \to 0} \left[\log N(\varepsilon) + D \log \varepsilon\right] \tag{5-38}$$

Y evaluando que su comportamiento es invariante al cambio de escala a partir de la calidad de la regresión lineal de *logN(ε) vs. Log ε*, puede aproximarse:

$$D \approx \lim_{\varepsilon \to 0} -\frac{\log N(\varepsilon)}{\log \varepsilon} \tag{5-39}$$

En el ajuste resultante, la ordenada en el origen, para $\varepsilon = 1$, permite determinar la medida *D* dimensional de Hausdorff de *F* como:

$$\mu^{D,H} = N(1) \tag{5-40}$$

A partir de (5-40), se define la densidad fractal de fracturación como:

$$\lambda_{10}^{D,H} = \frac{\mu^{D,H}}{L}; \lambda_{21}^{D,H} = \frac{\mu^{D,H}}{A}; \lambda_{32}^{D,H} = \frac{\mu^{D,H}}{V} \tag{5-41}$$

Para datos procedentes de un muestreo uni, bi y tridimensional respectivamente, la comparación de las medidas obtenidas regionalmente, a partir de las ecuaciones (5-18), (5-19) ó (5-21), con (5-41), respectivamente, proporciona información sobre la calidad de los datos analizados, en cuanto a la integridad de la restitución a una escala particular. Tomando este criterio, cuando $\lambda < \lambda^{D,H}$ significa que la calidad de la restitución es pobre, lo que conlleva a que fallen fracturas que pudieran encontrarse a la escala de muestreo, y que por lo lanío esta esté incompleta. Por el contrario, si $\lambda > \lambda^{D,H,}$ entonces se han cartografiado más fracturas de las que un modelo de tipo fractal puede admitir o bien que el nivel de detalle recogido en la cartografía sea excesivo para la escala de trabajo.

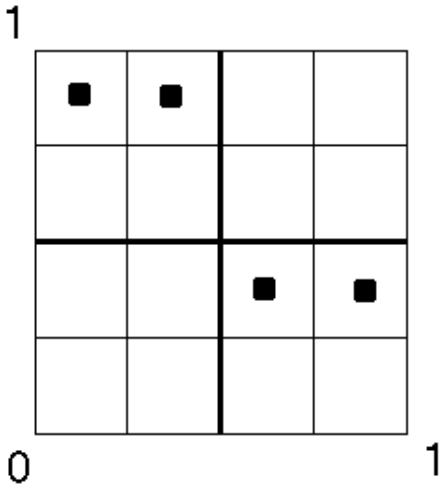
5.2 ANÁLISIS ENTRÓPICO.

Una vez vistos los fundamentos de la teoría de la información (apartado 4.2) y la conversión de los datos geométricos en distribuciones de probabilidad (Fig. 5.1 y 5.2), en este apartado se comprobará y analizará el funcionamiento de esta técnica.

Veamos entonces en que consiste el análisis entrópico de estructuras geométricas. Por una parte se ha presentado la definición de forma novedosa de calcular la entropía de configuración de una distribución de probabilidad (apartado 5.2), por otra, se ha visto la forma, por medio de las medidas, de transformar una distribución de masa en una distribución de probabilidad. La aplicación es inmediata, pues se podrá conocer la entropía de configuración de nuestra distribución de masa sin más que transformarla en una distribución de probabilidad y aplicar la definición de entropía.

Dependiendo de la discretización (tamaño de celda sobre la que apliquemos la medida) el resultado será diferente al calcular a entropía de configuración. Comprobemos esta afirmación sobre un sencillo ejemplo. Imaginemos una distribución de puntos como la representada en la figura 5.1.

Por tanto si muestreamos un determinado rango de escalas, podremos determinar cual de ellas es la que mayor entropía de configuración posee, y por tanto la que mas información aporta sobre el sistema.



$$H_1(0{,}5) = -2 \cdot \left(\frac{2}{4} \cdot \log \frac{2}{4} \right) = \log 2$$

$$H_1(0{,}25) = -4 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \log \frac{1}{4} \right) = 2 \cdot \log 2$$

Figura 5.1: Ejemplo de distribución de puntos y sus entropías asociadas a diferentes escalas.

El encontrar la escala apropiada de discretización, implica adoptar una solución de compromiso para el tamaño de las celdas, de tal forma que, siendo un tamaño grande no promedie excesivamente, manteniendo el grado de irregularidad espacial; y siendo un tamaño pequeño, que no exija una calidad de muestreo, un coste computacional difícilmente alcanzable con los recursos disponibles y una irregularidad impropia de la densidad.

En la práctica, la estimación de esta escala suele hacerse manualmente, ponderando los pros y los contras de tomar una escala mayor o menor, comparándose el error cometido en los análisis de variabilidad, para una serie de escalas entre las cuales se encuentra la considerada como óptima. Existe una relación empírica entre esta y un percentil de la función de distribución de distancias entre puntos. Como puede entenderse, esta forma de proceder resulta poco robusta, laboriosa y carente de todo fundamento.

La metodología alternativa que se presenta en este proyecto de fin de carrera, y que permite superar los inconvenientes de la aproximación manual de la escala, se basa en la búsqueda semi-automática de ésta para la que se encuentra el máximo de la entropía asociada a la distribución de densidad o intensidad de epicentros (o lineamientos en su caso).

Como antes se ha señalado, cabe destacar que para este proyecto se han diseñado e implementado cierta cantidad de algoritmos que permiten el cálculo de H^* para cierto tipo de dalos (principalmente puntos y líneas en 2D) a diferentes escalas. El esquema básico seguido por estos algoritmos consiste en mallar el espacio con celdas cuadradas (cúbicas en 3D). Dentro de cada celda se evalúa la medida correspondiente v se aplica la ecuación 2-13 para todas las celdas del mal lado, tras lo cual se obtiene un valor de H^*, que se almacena junio con el valor de la escala correspondiente. Liste proceso se repite para mallados de diferentes tamaños, obteniéndose al final una serie de parejas de valores que nos indican el comportamiento de H^* al cambio de escala.

Para calcular la escala de máxima información ε^*, se hace un estudio del comportamiento cóncavo que tiene la entropía de configuración (5-42) en un intervalo de escalas $\varepsilon^* \in [\varepsilon_{\min}, \varepsilon_{\max}] \subset [0,+\infty]$. En la practica, la cota superior de este intervalo corresponde con la longitud del menor lado que limita el área de estudio, para la que: $H^*(\varepsilon)=0$. La cota inferior puede tomarse en relación con la mínima distancia entre

puntos. Una vez, la entropía relativa alcance el máximo, la escala correspondiente se asigna a ε^*:

$$H^*(\varepsilon)\Big|_{\max} = H^*(\varepsilon^*) \tag{5-42}$$

En este estudio, el comportamiento de H^* muestra una fuerte dependencia con el número de datos, esto es, con el número de elementos en los que se discretiza el área de estudio (Goltz, 1998) [59], mientras que ε^* es mucho mas robusta, influenciada por los posibles efectos de lacunaridad en la medida. Gracias a la precisión con la que esta escala puede obtenerse, incluso pequeñas diferencias en los máximos pueden considerarse como muy significativas en las características de los datos de partida, aunque éstos sean muy parecidos.

De forma que el análisis del comportamiento de H^* de un sistema y de la posición de su máximo según variamos la escala, nos proporciona una robusta herramienta desarrollada íntegramente en el presente proyecto de fin de carrera, para determinar a que tamaño de ventana debe analizarse dicho sistema para obtener los resultados más significativos. Si tomáramos una escala mayor que la arrojada por el análisis estaríamos acumulando la información en poco espacio, si la escala fuera menor estaríamos dispersando la información y falseando los resultados.

6 MULTIFRACTALIDAD

6.1 MEDIDAS MULTIFRACTALES

6.1.1 El proceso binomial multiplicativo

Poblaciones o distribuciones generadas por un proceso multiplicativo tiene muchas aplicaciones y ventajas. Las propiedades de estas distribuciones pueden ser fácilmente analizadas. Si consideramos un población que consiste en N miembros distribuidos sobre un segmento S = [0,1]. Analizaremos lo que ocurre para el límite cuando $N \rightarrow \infty$. Con el fin de caracterizar esta distribución dividimos el segmento en celdas de $\delta = 2^{-n}$, de forma que N= 2n celdas son necesitadas para recubrir el segmento. Donde n es el número de generaciones en la subdidvisión binaria del segmento. Llamamos a las celdas con el índice i = 0, 1, 2, 3,..., N-1.La distribución de la población sobre la línea está especificada para una resolución δ, por los números, N_i, de los miembros de la población en la i-ésima celda. La fracción del total de la población $\mu_i = N_i/N$ es una medida conveniente para el contenido en la celda i. El conjunto M, dado por (6-1) da una completa descripción de la distribución de la población a la resolución δ. La medida $M(\zeta)$ de una parte o subregión ζ, del segmento lineal S es la dada por la expresión (6-2)

$$M = \{\mu_i\}_{i=0}^{N-1} \tag{6-1}$$

$$M(\zeta) = \sum_{i \in \zeta} \mu_i \tag{6-2}$$

En general, el único camino para describir la distribución de miembros sobre el segmento lineal es dando M, con suficiente resolución, esto es, con δ suficientemente pequeño como uno necesite. Sin embargo cuando M tiene un comportamiento en escala, mucho más puede decirse sobre la distribución.

Considerando un proceso multiplicativo que genera una medida sobre un intervalo unitario S = [0,1]. Si dividimos el segmento S anterior en partes iguales de longitud $\delta = 2^{-1}$. El lado izquierdo tiene una fracción p de la población y por lo tanto tiene por medida $\mu_0 = p$. El lado derecho esta tendrá entonces, una medida $\mu_1 = 1-p$. Incrementando la resolución y en la n-ésima generación hay $N = 2^n$ celdas etiquetadas secuencialmente por los índices i = 0, 1,...., N-1. La longitud de la i-ésima celda es $\delta_n = 2^{-n}$, y la medida

en la celda es $\mu_i = \mu_0^k \mu_1^{(n-k)}$, donde k es el número de ceros en la representación binaria del el número, x es la posición en la *n*-ésima medida y está dada por $x = i/2^n$. Esto puede verse si representásemos el índice de la celda por una fracción binaria:

$$x = i/2^n = \sum_{\nu=1}^{n} 2^{-\nu} \in_\nu \tag{6-3}$$

Los dígitos, $\in_\nu$, tienen sólo dos valores posibles: 0 y 1., así necesitamos n dígitos para representar todas las celdas todas las celdas en la *n*-ésima generación.

En general tenemos que con $\varepsilon = k/n$ y $k = 0, 1, ..., n$. *N* intervalos de medida (6-4).

$$N_n(\varepsilon) = \binom{n}{\varepsilon.n} = \frac{n!}{(\varepsilon.n)!((1-\varepsilon)n)!} \tag{6-4}$$

$$\mu_\varepsilon = \Delta^n(\varepsilon) \text{, con } \Delta(\varepsilon) = \mu_0^\varepsilon \mu_1^{(1-\varepsilon)} = p^\varepsilon (1-p)^{1-\varepsilon} \tag{6-5}$$

La medida total de los segmentos representando la población es:

$$M(x=1) = \sum_{i=0}^{2^{-n}-1} \mu_i = \sum N_n(\varepsilon)\Delta^n(\varepsilon) = (\mu_0 + \mu_1)^n = 1 \tag{6-6}$$

Las celdas, describiendo la distribución de la población, recubren la línea completamente, y contienen toda la medida, es decir, cada miembro de la población.

6.1.2 Subconjuntos fractales

En la *n*-ésima generación $N_n(\varepsilon)$ segmentos lineales tienen una longitud de $\delta_n = 2^{-n}$ y la misma medida μ_ε. Estos segmento forman un subconjunto, $S_n(\varepsilon)$, del intervalo unitario $S = [0, 1]$. Los puntos en el conjunto $S_n(\varepsilon)$ tienen el mismo número $k = \varepsilon.n$ de ceros entre el primer puesto decimal en la expansión binaria de las x-coordinadas de los puntos. Por supuesto, diferentes puntos son representados por diferentes secuencias de ceros y unos. Uno encuentra, en el límite $n \to \infty$, que ε es la fracción de ceros en la representación binaria de la fracción infinita de los puntos en el conjunto Sε. Este conjunto es un conjunto fractal de puntos. Para ver esto recubrimos el conjunto en

intervalos de longitud δ y forma de d-medida M_d $(S\varepsilon)$, la dimensión fractal $D(\varepsilon)$ resulta del estudio de cómo M_d se comporta cuando $\delta \to 0$ y $n \to \infty$:

$$M_d = \sum_{S_\varepsilon} \delta^d = N_n(\varepsilon)\delta^d \underset{\delta \to 0}{\to} \begin{cases} 0, d > D(\varepsilon) \\ \infty, d < D(\varepsilon) \end{cases} \tag{6-7}$$

Usando la fórmula de Stirling para $n!$ (6-8) en la ecuación (6-4) se llega a (6-9).

$$n! = \sqrt{2\pi} n^{n+1/2} e^{-n} \tag{6-8}$$

$$N_n(\varepsilon) \approx \frac{1}{\sqrt{2\pi n \varepsilon(1-\varepsilon)}} \exp\{-n(\varepsilon \ln \varepsilon + (1-\varepsilon)\ln(1-\varepsilon))\} \tag{6-9}$$

Sabiendo que $n = -\ln \delta / \ln 2$, encontramos que la medida M_d de la ecuación (6-7) puede ser escrita (pasando por alto el término $n^{-1/2}$, que da lugar a únicamente una correción logarítmica) como:

$$M_d(S_\varepsilon) \approx \delta^{-f(\varepsilon)} \delta^d \tag{6-10}$$

Con el exponente f(ε) definido por la ecuación (6-11).

$$f(\varepsilon) = -\frac{\varepsilon \ln \varepsilon + (1-\varepsilon)\ln(1-\varepsilon)}{\ln 2} \tag{6-11}$$

Se sigue que la d-medida M_d, para el conjunto S_ε, se mantiene finito para $\delta \to 0$ sólo para $d = f(\varepsilon)$, y por lo tanto la dimensión fractal, $D(\varepsilon)$, del conjunto S_ε es $f(\varepsilon)$.

La población generada por un proceso multiplicativo se extiende sobre los puntos en el intervalo unitario S= [0, 1]. Este conjunto es la unión de los subconjuntos Sε:

$$S = \bigcup_{\varepsilon} S_\varepsilon \tag{6-12}$$

Los puntos en un subconjunto Sε tienen, por decirlo de alguna manera, la misma "densidad". Los conjuntos Sε son fractales con dimensión fractal $f(\varepsilon)$, dada por la ecuación (6-11). La dimensión fractal depende del parámetro ε. La medida $M(x)$ de la población distribuida sobre el intervalo unitario está completamente caracterizada por la unión de conjuntos fractales. Cada conjunto en la unión es fractal con su propia dimensión. Esta es la razón que da origen al término multifractal.

6.1.3 El exponente de Lipschitz-Hölder α

El parámetro ε no es muy útil por lo que en la práctica suele utilizarse el exponente de Lipschitz-Hölder α (Mandelbrot, 1983) [5]. Las singularidades de la medida $M(x)$ están caracterizadas mediante α. Considerando la medida generada por un proceso multiplicativo en la n-ésima generación. Esta medida es una función no decreciente en x, con incrementos $\mu_\varepsilon = \Delta^n(\varepsilon)$, para todos los x que tienen $\varepsilon.n$ ceros entre los n primeros dígitos cuando son escritos como una fracción binaria, esto es, como se muestra en la expresión (6-13).

$$x = \sum_{\nu=1}^{n} 2^{-\nu} \epsilon_\nu \tag{6-13}$$

Eligiendo un $x(\varepsilon)$ que corresponda a un valor dado de ε; Este punto es un miembro del conjunto S_ε. La medida $M(x)$ está también definida en el punto $x(\varepsilon) + \delta$, con $\delta = 2^{-n}$. El incremento en $M(x)$ entre esos dos puntos es μ_ε y entonces tenemos la relación (6-14).

$$\mu_\varepsilon = M(x(\varepsilon) + \delta) - M(x(\varepsilon)) = \delta^\alpha \tag{6-14}$$

queda, por tanto, definido α por la ecuación (6-15):

$$\mu_\varepsilon = \delta^\alpha \tag{6-15}$$

En las subsiguientes generaciones más puntos del conjunto S_ε son obtenidos y la ecuación (6-14) permanece correcta en el límite $n \to \infty$.

Una función $M(x)$ que satisface la ecuación (6-14) para todos los valores de x, tiene un subproducto si $\alpha = 1$, es constante para $\alpha > 1$, y es singular si $0 \leq \alpha \leq 1$.

Se sigue desde $\delta = 2^{-n}$, que una medida para una población multiplicativa tiene una exponente de Lipschitz-Hölder dado por la expresión (6-16).

$$\alpha(\varepsilon) = \frac{\ln \mu_\varepsilon}{\ln \delta} = -\frac{\varepsilon \ln p + (1-\varepsilon)\ln(1-p)}{\ln 2} \tag{6-16}$$

Este α se mantiene para los puntos del conjunto S_ε, y es una función lineal de ε. α es también función del peso p, definiendo la subdivisión del intervalo. Encontramos para la medida multiplicativa con $p \leq ½$ que $\alpha_{min} \leq \alpha \leq \alpha_{max}$ con

$$\alpha_{\min} = \frac{-\ln(1-p)}{\ln 2} \qquad \text{para } \varepsilon = 0$$

$$\alpha_{\max} = \frac{-\ln p}{\ln 2} \qquad \text{para } \varepsilon = 1 \qquad (6\text{-}17)$$

Hay una correspondencia unívoca entre el parámetro ε y α, y por tanto los subconjuntos S_ε deben ser escritos como S_α. La medida $M(x)$ es caracterizada por los conjuntos S_α, los cuales como unión recomponen el intervalo unitario S= [0,1]:

$$S = \bigcup_{\alpha} S_\alpha \qquad (6\text{-}18)$$

La medida tiene singularidades con el exponente α de Lipschitz-Hölder sobre los conjuntos fractales S_α. Los cuales tienen dimensión fractal dada por la pendiente de la curva $f(\alpha)=f(\varepsilon(\alpha))$. La curva $f(\alpha)$ para la medida de la población generada por un proceso multiplicativo con p=0.25, es mostrada en la Fig. 6.1.

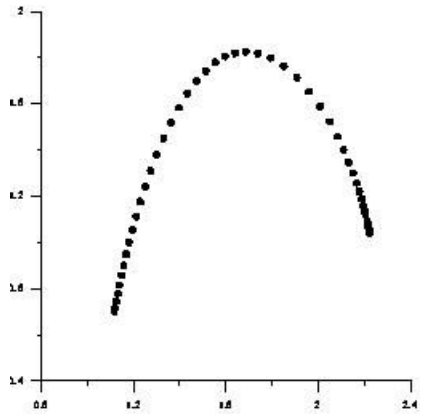


Figura 6.1: Espectro multifractal típico

6.1.4 La Curva *f(α)*

La curva $f(\alpha)$ (Fig.6.1) tiene unas propiedades peculiares. En este apartado se va a describir la función indicando sus características generales.

La derivada respecto a α de $f(\alpha)$ es:

$$\frac{df(\alpha)}{d\alpha} = \frac{\ln\varepsilon - \ln(1-\varepsilon)}{\ln p - \ln(1-p)} \ . \tag{6-19}$$

Cuyo máximo es $f(\alpha_0)=1$, con :

$$\varepsilon = \frac{1}{2}, \qquad f\max = f(\alpha_0) = 1, \qquad \alpha_0 = -\frac{\ln p + \ln(1-p)}{2lm2}. \tag{6-20}$$

Este es un resultado general tal que el máximo valor de la dimensión fractal de los subconjuntos S_α. Iguala la dimensión del soporte de la medida, que es 1 puesto que la medida esta definida sobre el intervalo unitario. Para medidas definidas sobre fractales con dimensión fractal D, uno encuentra que $f_{max}(\alpha)=D$. Aquí el subconjunto $S_{\alpha o}$ tiene dimensión fractal de 1. Esto no implica que este conjunto recubra el intervalo, pero sí que $S_{\alpha o}$ contiene una fracción de los puntos en el intervalo.

El máximo se encuentra en $\alpha_0=1.205..$,para $p=0.24$. La función $M(x)$ tiene derivada cero en los puntos donde $\alpha > 1$ pero M(x) es una función singular porque puntos donde $\alpha(\varepsilon) \leq 1$ son los más frecuentes.

La discusión de las propiedades de la función $M(x)$ es de alguna manera, delicada e involucra cuestiones tales como si los puntos límites de la secuencia de puntos generada por el proceso multiplicativo son incluidos (Mandelbrot, 1983) [5], (Billingsley, 1965) [60]. Para un estudio de las propiedades de esta función ver Billingsley (1983) [61].

Ya se ha comentado que la derivada de la curva $M(x)$ tiene derivada cero casi por todas partes. Sin embargo, ésta aumenta desde 0 hasta 1, cuando x aumenta de 0 a 1. Esto es lo que se llama una “escalera del demonio” según una traducción literal. La longitud de la curva desde el origen al fin en el intervalo (1,1) es igual a 2 el término “por todas partes” quiere decir aquí que incluye a todos los puntos excepto en un conjunto de puntos con medida de Lebesgue cero. Estos puntos excepcionales pueden ser recubiertos por segmentos de arbitrariamente pequeña longitud total. Es fácil de ver que las fracciones binarias tienen medida lineal igual a cero: escribiendo las fracciones en una manera sistemática 1/2, 1/4, 3/4, 1/8, 3/8,...Cubriendo el primer punto con un segmento de longitud δ^2, el próximo con un segmento de longitud δ^3, el siguiente con

δ^4, etc. La secuencia infinita de estos segmentos recubrirán todas las fracciones binarias, y tendrán una longitud total $l = \delta^2 + \delta^3 + \ldots = \delta^2/(1-\delta)$, que desaparece cuando $\delta \rightarrow 0$.

Otro punto especial en la curva $f(\alpha)$ sucede en:

$$\begin{aligned} &\frac{f(\alpha)}{d\alpha} = 1, \\ &\varepsilon = p, \\ &f(\alpha s) = \alpha s = S, \\ &S = -\{p \ln p + (1-p)\ln(1-p)\}/\ln 2. \end{aligned} \tag{6-21}$$

Donde si trazamos una recta a través del origen es tangente a $f(\alpha_s)$. La dimensión fractal de el conjunto es S, la cual es conocida como entropía de información (Mandelbrot, 1982) de un proceso multiplicativo binomial. En el proceso multiplicativo general, donde los intervalos están subdivididos en b celdas con pesos $p_0, p_1, \ldots p_{b-1}$, uno encuentra que $f(\alpha_s)$ esta dado por la ecuación (6-22).

$$S = -\sum_{\beta=0}^{b=-1} p_\beta \log_b p_\beta \tag{6-22}$$

6.1.5 La secuencia del exponente de masa

Las estructuras fractales observadas experimentalmente, pueden también ser modelizadas por simulaciones numéricas. Ambas, observaciones experimentales y resultados de simulaciones proporcionan conjunto de puntos S, los cuales son entonces presentados en forma de curvas o figuras. Quizá el método más ampliamente usado en el análisis de las estructuras de estos conjuntos es el método del *Box-counting*. En este método el espacio E-dimensional de las observaciones es dividido en hipercubos de lado δ, y se realiza un conteo del número de cubos $N(\delta)$ que al menos contienen un punto del conjunto S. Claramente, esta es una forma primitiva de medir el conjunto, y no da ninguna información de la estructura del mismo. Por ejemplo, si medimos la longitud de una línea de costa y esta se pliega de forma que cruza una *caja* un número n de veces, tal caja contribuye sólo una vez al número de cajas totales necesitadas para recubrir el conjunto -este modo de hacer no parece muy ajustado- ¿Hay un camino de dar un mayor peso a las cajas con elevado n_i y un menor peso a las cajas con $n_i=1$?

La respuesta tiene dos principales componentes: El curvado-curdling- de la medida *M(x)* sobre el conjunto discutido (Mandelbrot, 1974) [62], y un desigual escalado con radios distintos (Grassberger, 1983) [63], (Hentschel y Procaccia, 19983b) [64], (Grassberger y Procaccia, 1983) [65]. Estos autores usaron una medida que dirige el problema de *curdling*. Una medida relativa que también se ocupa de un escalado desigual fue introducido por Hasley *et al*., (1986 b) [66]. Estas medidas son idénticas, excepto por la notación, a otras medidas de probabilidad discutidas por Mandelbrot (1972, 1974, 1983) y por Voss (1985 a) [67], Meakin (1987 b, c) [68] ha discutido también un conjunto de exponentes de masa.

Un conjunto consistente de N puntos tendrán N_i puntos en la i-ésima celda. Estos puntos son ejemplos de puntos de una medida subyacente. Usando la *masa* o probabilidad $\mu_i = N_i/N$ en la i-ésima celda para construir la medida, ésta puede ser escrita según muestra la expresión (6-23).

$$M_d(q,\delta) = \sum_{i=1}^{N} \mu_i^q \delta^d = N(q,\delta)\delta^d \rightarrow \begin{cases} 0, d > \tau(q) \\ \infty, d < \tau(q) \end{cases}, \qquad (6\text{-}23)$$
$$\delta \rightarrow 0$$

Esta medida tiene un exponente de masa $d = \tau(q)$ para el cual la medida ni decrece ni diverge cuando $\delta \rightarrow 0$, El exponente de masa $\tau(q)$ para el conjunto depende del orden del momento q elegido. La medida está caracterizada por una secuencia entera de exponentes $\tau(q)$ que controlan cómo el momento de probabilidades $\{\mu_i\}$ escala con δ. De la ecuación (6-11) se deduce que el número de cajas con peso $N(q,\delta)$ tiene la forma:

$$N(q,\delta) = \sum_i \mu_i^q \approx \delta^{-\tau(q)} \qquad (6\text{-}24)$$

Y el exponente de masa viene dado por la expresión (6-25).

$$\tau(q) = -\lim \frac{\ln N(q,\delta)}{\ln \delta} \qquad (6\text{-}26)$$

Primero, notamos que si elegimos $q = 0$ como el momento de orden q, entonces tenemos $\mu_i^{q=0}=1$. Por tanto, encontramos que $N(q=0,\delta)=N(\delta)$ es simplemente el número de cajas necesitado para cubrir el conjunto, y $\tau(0)=D$ iguala la dimensión fractal del conjunto. Las probabilidades son normalizadas: $\sum_i \mu_i=1$, y siguiendo la ecuación (6-25) se llega a $\tau(1)=0$.

Eligiendo elevados valores de q, como 10 o 100, según la ecuación (6-27) se contribuye a las celdas con relativamente altos valores de μ_i puesto que $\mu_i^q >> \mu_j^q$, con $\mu_i > \mu_i$ si $q>>1$. En caso contrario, si $q<<-1$ se favorece a las celdas con relativamente bajos valores de la medida μ_i en la celda i. estos límites están mejor delimitados si consideramos la derivada dada por la expresión (6-27).

$$\frac{d\tau(q)}{dq} = -\lim_{\delta\to 0}\frac{\sum_i \mu_i^q \ln \mu_i}{(\sum_i \mu_i^q)\ln\delta} \tag{6-27}$$

Si μ_- es el mínimo valor de μ_i en la suma, encontramos que:

$$\left.\frac{d\tau(q)}{dq}\right|_{q\to-\infty} = -\lim_{\delta\to 0}\frac{(\sum_i{}' \mu_-^q \ln \mu_-)}{(\sum_i{}' \mu_-^q)\ln\delta} \tag{6-28}$$

Donde en la suma se indica que sólo la celda con $\mu_i = \mu_-$ contribuye. Esta expresión puede ser rescrita como:

$$\left.\frac{d\tau(q)}{dq}\right|_{q\to-\infty} = -\lim_{\delta\to 0}\frac{(\ln \mu_-)}{\ln\delta} = -\alpha_{\max} \tag{6-29}$$

Aquí hemos usado la definición (6-15) del exponente de Lipschitz-Hölder α. Un argumento similar en el límite $q\to\infty$ conduce a la conclusión que el mínimo valor de α esta dado por la expresión (6-30).

$$\left.\frac{d\tau(q)}{dq}\right|_{q\to+\infty} = -\lim_{\delta\to 0}\frac{(\ln \mu+)}{\ln\delta} = -\alpha_{\min} \tag{6-30}$$

Donde μ_+ es el valor más alto de μ_i, lo que conduce al valor más pequeño de α. En el apartado 6.1.7 se muestra que $\alpha=-d\tau/dq$ en general.

Para $q = 1$ encontramos que $d\tau/dq$ tiene un interesante valor:

$$\left.\frac{d\tau(q)}{dq}\right|_{q=1} = -\lim_{\delta\to 0}\frac{\sum_i \mu_i \ln \mu_i}{\ln\delta} = \lim_{\delta\to 0}\frac{S(\delta)}{\ln\delta} \tag{6-31}$$

Donde $S(\alpha)$ es la entropía de información de la partición de la medida $M = \{\mu_i\}_{i=0}^{N-1}$ sobre cajas de tamaño δ, que puede escribirse tal y como refleja la expresión (6-32).

$$S(\delta) = -\sum_i \mu_i \ln \mu_i \approx -\alpha_1 . \ln \delta \tag{6-32}$$

El exponente $\alpha_1 = -(d\tau/dq)\big|_{q=1} = f_s$ es también la dimensión fractal del conjunto sobre el cual la medida se concentra y describe la escala con el tamaño de la caja de la (partición) entropía de la medida. Se percibe que la entropía de la partición $S(\delta)$ está dada en términos de la entropía S de la medida por $S(\delta)=-S\ln \delta$.

El comportamiento general de la secuencia del exponente de masa $\tau(q)$ es ilustrada por la medida sobre el intervalo generado por el proceso binomial multiplicativo, para este proceso encontramos que:

$$N(d,\delta) = \sum_{k=0}^{n} \binom{n}{k} p^{qk} (1-p)^{q(n-k)} = (p^q + (1-p)^q)^n \tag{6-33}$$

Con la generación dada por $n = ln\delta/ln2$, como antes, encontramos usando la ecuación (6-31), que:

$$\tau(q) = \frac{\ln(p^q + (1-p)^q)}{\ln 2} \tag{6-34}$$

La secuencia resultante de los exponentes de masa se muestra en la Fig. 6.2. Para $q = 0$, encontramos que $\tau(0)=1$, lo que representa la dimensión del soporte, esto es, el intervalo unitario.

6.1.6 Relación entre τ(q) y f(α)

La secuencia del exponente de masa está relacionada con la curva $f(\alpha)$ en un sentido general, útil para algunas aplicaciones. Una medida multifractal esta sostenida por un conjunto S, que es la unión de subconjuntos fractales S_α con α elegido en el continuo de valores permitidos.

$$S = \coprod_{\alpha} S_\alpha . \tag{6-35}$$

¿Qué describen las dimensiones fractales acerca de la medida? Puesto que el conjunto completo S es fractal, con dimensión fractal D, los subconjuntos tienen dimensiones fractales $f(\alpha) \leq D$. Para los subconjuntos fractales, con una dimensión fractal $f(\alpha)$, el

número $N(\alpha,\delta)$ de segmentos de longitud δ necesitados para recubrir los conjuntos S_α con α en el rango de α a $\alpha + d\alpha$ es:

$$N(\alpha,\delta) = \rho(\alpha)d\alpha\delta^{-f(\alpha)} \tag{6-36}$$

Aquí $\rho(\alpha)d\alpha$ es el número de conjuntos desde S_α a $S_{\alpha+d\alpha}$. Para estos conjuntos la medida μ_α en una celda de tamaño δ tiene una dependencia según una ley de potencia sobre la longitud de escala δ de forma que podría escribirse $\mu_\alpha = \delta$, y por tanto la medida M para el conjunto S, podría ser escrita como:

$$M_d(q,\delta) = \int \rho(\alpha)d\alpha\delta^{-f(\alpha)}\delta^{\alpha q}\delta^d = \int \rho(\alpha)d\alpha\delta^{\alpha q - f(\alpha)+d}. \tag{6-37}$$

La integral en la ecuación (6-37) está dominada por los términos donde el integrando alcanza su valor máximo, en otras palabras por:

$$\frac{d}{d\alpha}\{q\alpha - f(\alpha)\}\Big|_{\alpha=\alpha(q)} = 0. \tag{6-38}$$

La integral en la ecuación (6-37) está asintóticamente dada por:

$$M_d(q,\delta) \approx \delta^{q\alpha(q)-f(\alpha)+d}. \tag{6-39}$$

Aquí M_d se mantiene finito en el límite $\delta \to 0$ si d iguala el exponente de masa $\tau(q)$ dado por:

$$\tau(q) = f(\alpha(q)) - q\alpha(q), \tag{6-40}$$

Donde $\alpha(q)$ es la solución de la ecuación (6-38). De esta manera el exponente de masa está dado en términos de el exponente de Lipschitz-hölder $\alpha(q)$ para la masa, y la dimensión fractal $f(\alpha(q))$ de el conjunto que soporta este exponente.

Por otra parte, si nosotros conocemos el exponente de masa $\tau(q)$, determinando el exponente de Lipschitz-Hölder y f usando ecuaciones (6-38) y (6-40). Esto da:

$$\alpha(q) = -\frac{d\tau(q)}{dq}, \tag{6-41}$$

$$f(\alpha(q)) = q\alpha(q) + \tau(q). \tag{6-42}$$

Estas dos ecuaciones dan una representación paramétrica de la curva *f(α),* esto es, la dimensión fractal *f(α),* del soporte de singularidades en la medida con el exponente de Lipschitz-Hölder *α*. La curva *f(α)* caracteriza la medida y es equivalente a la secuencia del exponente de masa *τ(q)*. El par de ecuaciones (6-41), (6-42) en efecto constituyen una transformación de Legendre desde las variables independientes *τ* y *q* a las variables independientes *f* y *α*. Usando el par de ecuaciones (6-41) y (6-42) para el simple ejemplo del proceso multiplicativo binomial con *τ(q)* dado por la ecuación (6-34) (ver Fig. 6.2), recubrimos la curva *f(α)* mostrada en la Fig. 6.1.

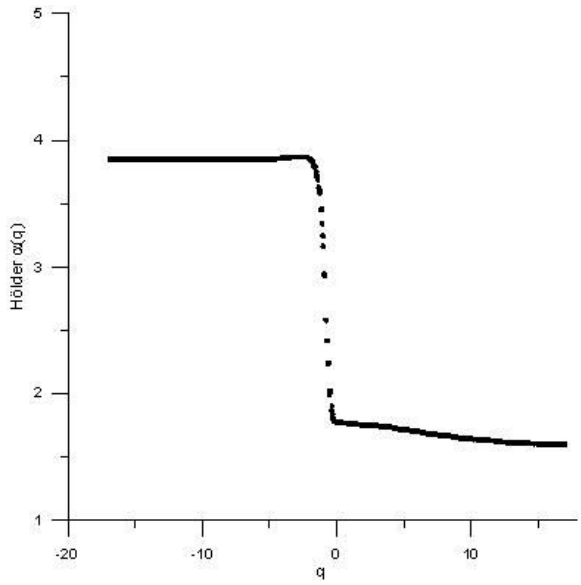


Figura 6.2: La secuencia del exponente de masa como función del orden del momento q

El máximo de la curva *f(α)* ocurre para $df(\alpha)/d\alpha = 0$. Desde la ecuación (6-38) seguimos que $q=0$, y que $f_{max}=D$, puesto que ya hemos señalado que $\tau(0)=D$, donde *D* es la dimensión fractal del soporte de la medida. En la tabla 6.1 se resumen algunas de la relaciones entre la curva *f(α)* y la secuencia del exponente de masa.

Tabla 6.1: Valores especiales y límites de la secuencia del exponente de masa *τ(q)* y la curva *f(α)*

q	τ(q)	α=-d τ(q)/dq	F=qα+ τ(q)/
$q \to -\infty$	$q\ \alpha_{max}$	$\alpha_{max}=-\ln \mu_{-}/\ln \delta$	$\to 0$
q = 0	D	α_o	$f_{max} = D$
q =1	0	$\alpha_o=-S(\delta)/\ln \delta$	$fs= \alpha_1= S$
$q \to +\infty$	$q\ \alpha_{min}$	$\alpha_{min}=-\ln \mu_{+}/\ln \delta$	$\to 0$

Fuente: Feder., J., *Fractals* (1988)

Figura 6.3: Medida sobre un segmento de cantor

6.1.7 Variación de las longitudes de escala

Considerando la generalización de la medida multiplicativa binomial al conjunto de Cantor ilustrado en la figura 6.3. En cada generación cada porción superviviente es dividida en dos intervalos, una pequeña de longitud relativa $l_0 = 0.25$ y una parte de longitud relativa $l_1=0.4$, mientras que la otra mitad de la porción es eliminada. La parte pequeña contiene una fracción $p_0= 0.6$ y la más grande $p_1=0.4$ de la medida contenida en el intervalo inicial.

La medida recientemente usada por Hasley *et al*., (1986 b)[66] es una combinación de las anteriormente usadas. Considerando que un conjunto fractal *S* puede ser dividido en

algún número N de partes disjuntas $S_0, S_1, \ldots, S_{N-1}$, recubriendo el conjunto. La longitud euclidiana del i-ésimo conjunto es l_i de forma que S_i encaja en un hipercubo de lado l_i tal que $l_i < \delta$, para todo i. la medida es entonces definida por la expresión (6-44).

$$M_d = \sum_{i=1}^{N} l_i^d \underset{\delta \to 0}{\to} \begin{cases} 0, d > D; \\ \infty, d < D. \end{cases} \tag{6-43}$$

$$M_d(q,\delta) = \sum_{i=0}^{N-1} \mu_i^q l_i^d \underset{\delta \to 0}{\to} \begin{cases} 0, d > \tau(q), \\ \infty, d < \tau(q). \end{cases} \tag{6-44}$$

Esta medida tiene de nuevo un exponente de masa $d=\tau(q)$ para el que la medida ni decrece ni diverge cuando $\delta \to 0$.

En la n-ésima generación del conjunto de Cantor, encontramos que la medida es fácilmente evaluada y dada por:

$$M_d(q,\delta) = \sum_{k=0}^{n} \binom{n}{k} (p_0^q l_0^d)^k (p_1^q l_1^d)^{n-k} = (p_0^q l_0^d + p_1^q l_1^d)^n. \tag{6-45}$$

Esta medida es finita con $\delta = l_1^n$ y con $n \to \infty$ si, y sólo si, uno elige $d=\tau(q)$, donde $\tau(q)$ es la solución de la ecuación (6-46).

$$p_0^q l_0^{\tau(q)} + p_1^q l_1^{\tau(q)} = 1. \tag{6-46}$$

La ecuación (6-46), puede resolverse para $\tau(q)$ numéricamente. Una vez que $\tau(q)$ esta disponible, la curva $f(\alpha)$ mostrada en la Fig. 6.1 es obtenida como antes (ver ecuación (6-41) y (6-42).

Para $q=0$ el exponente de masa $\tau(0)$ iguala $D=0.6110$ el mismo valor que el determinado para la dimensión fractal de el conjunto usando la definición para la medida del conjunto. En el límite $q \to \infty$, tenemos que $p_0^q >> p_1^q$. Por tanto, el primer término domina el lado izquierdo en la ecuación (6-46) y $\tau(q)$ está simplemente dado por la ecuación:

$$p_0^q l_0^{\tau(q)} = 1. \tag{6-47}$$

Esto conduce al resultado

$$\tau(q)\big|_{q\to+\infty} = -q\alpha_{\min,} \qquad \text{con} \qquad \alpha_{\min} = \frac{\ln p_0}{\ln l_0} = 0.3685. \tag{6-48}$$

Similarmente, cuando $q\to-\infty$, el término p_1 predomina y encontramos que:

$$\tau(q)\big|_{q\to-\infty} = -q\alpha_{\max} \qquad \text{con} \qquad \alpha_{\max} = \frac{\ln p_1}{\ln l_1} = 1. \tag{6-49}$$

Hasley *et al*., (1986b) [66] discutió la medida dada en la ecuación (6-49) en términos de la función de dimensión D_q introducida por Grassberger (1983) [63], Hentschel y Procaccia (1983b) [64] y Grassberger y Procaccia (1983) [65], la cual está dada por:

$$D_q = \tau(q)/(1-q), \tag{6-50}$$

Donde el factor numérico *(1-q)* modifica el exponente de masa en el espacio E-dimensional.

El espectro de dimensiones fractales D_q está dado por:

$$D_q = \frac{1}{q-1}\lim_{\delta\to 0}\frac{\ln N(q,\delta)}{\ln\delta}. \tag{6-51}$$

El orden del momento q es un número en el rango $(-\infty, \infty)$, y la función D_q es el espectro de dimensiones fractales para una medida fractal sobre un conjunto S. si elegimos $q=0$ para el momento de orden q, entonces tenemos $\mu_i^{q=0}=1$. Por tanto encontramos que $N(q=0,\delta)=N(\delta)$ es simplemente el número de cajas necesarias para cubrir el conjunto, y $D_{q=0}=D$ iguala la dimensión fractal del conjunto. En el límite $q\to\infty$, encontramos que $D_\infty=\alpha_{min}$, mientras $D_{-\infty}=\alpha_{max}$. Debido a la singularidad, $1/(q-1)$, en la definición de D_q, debemos tener cuidado en la evaluación de $N(q,\delta)$ para $q\to 1$. Se puede percibir que $\mu_i^q = \mu_i\,\mu_i^{q-1} = \mu_i\, exp\{(q-1)ln\,\mu_i\}$, y usando que la $exp\{(q-1)\,\mu_i\}\to 1+(q-1)ln\mu_i$, en el límite $q\to 1$, encontramos que:

$$\ln(\sum_i \mu_i^q) \to \ln\left\{1+(q-1)\sum_i \mu_i \ln\mu_i\right\} \cong (q-1)\sum_i \mu_i \ln\mu_i \tag{6-52}$$

Si usamos $\sum_i \mu_i=1$.tenemos que D_q viene dado por la expresión (6-53).

$$D_1 = \lim_{\delta \to 0} \frac{\sum_i \mu_i \ln \mu_i}{\ln \delta}. \tag{6-53}$$

Esta dimensión describe el comportamiento al cambio de escala de la entropía de la medida en el conjunto *S*. La entropía *S(δ)* definida en la física estadística para probabilidades $\{\mu_i\}$ distribuida sobre cajas de tamaño δ, esta dada por:

$$S = -\sum_i \mu_i \ln \mu_i \approx -D_1 \ln \delta. \tag{6-54}$$

En los términos de las relaciones derivadas en el apartado anterior, concluimos que para $q=1$, encontramos $\alpha = f = D_1$.

Con el fin de obtener alguna impresión para el espectro de dimensiones, se considera el caso Euclídeo. Para una medida uniforme en el espacio E-dimensional con una densidad constante de puntos, se divide el espacio en $N = \delta^{-E}$ celdas con un volumen de δ^E cada uno. Entonces $\mu_i = \delta^E$ y encontramos:

$$\sum_{i=1} \mu_i^q = \sum_{i=1}^{N} \delta^{qE} = \delta^{(q-1)E}. \tag{6-55}$$

Usando este resultado en la definición (6-51), encontramos que el espectro de la dimensión fractal D_q para una medida uniforme en el espacio iguala la dimensión euclídea:

$$D_q = \frac{1}{q-1} \lim_{\delta \to 0} \frac{\ln \delta^{(q-1)E}}{\ln \delta} = E. \tag{6-56}$$

Por tanto, el resultado consiste en que el espectro de las dimensiones fractales es E para una medida uniforme y es independiente del orden del momento *q*, esto es, no tiene estructura. Este resultado también explica el uso del factor *(1-q)* en la definición de D_q. De paso, se aprecia que la entropía es $S=-\sum \mu_i ln\mu_i = lnN = -Eln\delta$, así que la dimensión "entrópica" es de hecho E.

En la Fig.6.2 está dibujado el espectro de dimensiones fractales D_q frente al orden del momento *q* para el conjunto de cantor mostrado en la Fig. 6.3.

6.2 MÉTODO DE LOS MOMENTOS

El concepto de objeto multifractal ha sido introducido por Mandelbrot, (1982) [1] con el fin de investigar varias características en las discontinuidades de la turbulencia. Muchos autores han desarrollado el concepto de multifractalidad y su formalismo, aplicándolos a en varios campos de la investigación científica.

En primer lugar, la llamada función de partición $Z(q,\varepsilon)$ ha sido definida en la ecuación (6-44):

$$Z(q,\varepsilon) = \sum_{i=1}^{Nboxes(\varepsilon)} \mu_i(\varepsilon)^q \tag{6-57}$$

La cantidad $\mu(\varepsilon)$ es una medida que depende de ε, es decir, del tamaño o la escala de las cajas (celdas de un mallado) usadas para cubrir la muestra. Las cajas están etiquetadas por el índice i y $N_{boxes}(\varepsilon)$ indican el número de cajas de tamaño ε necesarias para cubrir la muestra. El exponente q es un parámetro real, que indica el orden del momento de la medida. La elección de la forma funcional de la medida $\mu(\varepsilon)$ es arbitraria, debido a que condición más restrictiva $\mu(\varepsilon) \geq 0$ es siempre satisfecha. En el presente proyecto se usa la definición de medida representada por la ecuación y otras definidas en el capítulo 5 (6-58):

$$\mu(\varepsilon) = \frac{1}{K} \sum_{j=1}^{N_{boxi}} \tau_j \tag{6-58}$$

Donde τ_j es el j-ésimo evento en el espacio dentro de la celda i. K es la suma de todos las energías asociadas a los eventos temporales, y se incluye para normalizar la medida de forma que $\Sigma_i \mu_i(\varepsilon) = 1$. Con esta normalización, la medida $\mu_i(\varepsilon)$ es interpretada como una probabilidad.

El parámetro q puede ser considerado como un poderoso microscopio, capacitado para aumentar las más pequeñas diferencias entre dos mapas similares. Adicionalmente, q representa un parámetro selectivo: valores elevados de q prepondera las celdas con relativamente altos valores para $\mu_i(\varepsilon)$; mientras bajos valores de q favorecen celdas con relativamente bajos valores de $\mu_i(\varepsilon)$. La celda de tamaño ε puede ser considerada como un filtro, de tal forma que considerables valores del tamaño equivale a aplicar un filtro

de gran escala al mapa. Cambiando el tamaño ε, se analiza el patrón a diferentes escalas. Por ende, la función de partición $Z(q,\varepsilon)$ suministra información a diferentes escalas y momentos.

La dimensión generalizada es definida por la ecuación (6-59).

$$D(q) = \lim_{\varepsilon \to o} \frac{1}{q-1} \frac{\ln Z(q,\varepsilon)}{\ln \varepsilon} \tag{6-59}$$

D(0) es la dimensión de capacidad; *D(1)* es la dimensión de información, y *D(2)* es la dimensión de correlación. Un objeto es monofractal si *D(q)* es constante para todos los valores de q, de lo contrario el objeto se dice que es multifractal. En la mayoría de la aplicaciones prácticas, el límite de la ecuación (6-59) no puede ser calculado, debido a la ausencia de información a escalas pequeñas, o porque bajo una mínima longitud física ninguna escala existe realmente. Generalmente, una región escalada es encontrada, donde la función de partición puede ser ajustada por una ley de potencia, con lo que el rango escalado se comporta según la expresión (6-60).

$$Z(q,\varepsilon) \propto \varepsilon^{\tau(q)} \tag{6-60}$$

La pendiente $\tau(q)$ esta relacionada con la dimensión generalizada por la expresión (6-61):

$$\tau(q) = (q-1)D(q) \tag{6-61}$$

Una medida usual en la caracterización multifractal está dada por el espectro de singularidad o función de Legendre $f(\alpha)$, que es definida a continuación. Si para cierta celda *j* la medida escala según la expresión (6-62)

$$\mu_j(\varepsilon) \propto \varepsilon^{\alpha_j} \tag{6-62}$$

El exponente α, el cual depende de la celda *j*, es llamado exponente de Hölder. Si todas las celdas tienen la misma escala con el mismo exponente α, el patrón es monofractal. La multifractalidad aparece con diferentes exponentes α, para diferentes escalas, correspondientes a las diferentes magnitudes de la medida. Denotando S_α, al subconjunto formado por las celdas con el mismo valor de α, e indicando como $N_\alpha(\varepsilon)$ el cardinal de S_α, la relación (6-63) se mantiene para un objeto multifractal.

$$N_{\alpha}(\varepsilon) \propto \varepsilon^{-f(\alpha)} \tag{6-63}$$

Por medio de la transformación de Legendre, las cantidades α y $f(\alpha)$ están relacionadas con q y $\tau(q)$ según las expresiones (6-41) y (6-42).

$$\alpha(q) = \frac{d\tau(q)}{dq}, \tag{6-41}$$

$$f(\alpha) = q\alpha(q) - \tau(q). \tag{6-42}$$

La curva f(α) presenta una única cumbre para objetos multifractales, mientras que para un objeto monofractal se reduce a un punto. La capacidad de establecer más diferencias cuantitativas a cerca de las posibles diferencias en el espectro de Legendre procede de diferentes señales, posibles de ajustar, al menos por el método de los cuadrados.

Otro parámetro es la amplitud del espectro, éste se estima el rango de α donde $f(\alpha) > 0$, obtenido extrapolando la curva ajustada a cero; por tanto la amplitud esta definida como indica la expresión (6-64).

$$\Delta\alpha = \alpha_{\max} - \alpha_{\min} \tag{6-64}$$

Donde $f(\alpha_{max})=f(\alpha_{min}) = 0$.

Estos tres parámetros sirven para describir la complejidad de la señal. Si es pequeña, la señal esta correlacionada y el proceso subyacente "pierde estructura", adoptando una apariencia más regular. La amplitud W mide la longitud del rango del exponente fractal en la señal; en consecuencia, a mayor rango, más "rica" es la señal en la estructura. El parámetro de asimetría B informa sobre la dominancia de bajos o altos exponentes fractales respecto al resto. Un espectro sesgado hacia la derecha denota relativamente mayor peso para exponentes fractales elevados, correspondiendo a fuertes estructuras, mientras espectros sesgados hacia la izquierda implica exponentes fractales bajos que corresponden a estructuras suavizadas.

7 ZONIFICACIÓN SÍMICA DEL CENTRO DE LA P.I.

7.1 PRESENTACIÓN Y ESTRUCTURA DE LA BASE

Este capítulo analiza la base de datos cedida por el IGN para la realización del proyecto. Esta base de datos brutos ha sido filtrada anteriormente desde el punto de vista de las necesidades de PRIOR; El proyecto MICEP continua la línea de investigación que abordaba el primero, complementándolo y compartiendo algunas de sus necesidades. Por ello, se ha tratado la base de datos procedente del filtrado de PRIOR con un enfoque orientado a las nuevas necesidades y análisis que se procederán a realizar con posterioridad.

La base de datos proporcionada por el IGN consta de un total de 20235 datos (sismos recogidos). La información que se asocia a cada sismo se distribuye sobre 23 campos dispuestos en columnas (Tabla 7.1):

Tabla 7.1: Campos de la base de datos del IGN.

Campo	Campo
A: Agencia	J: ERH error cuadrático medio de posición (km)
B: Longitud Este (º ‘ “.0)	K: ERZ error cuadrático medio de prof. Km
C: Latitud Norte (º ‘ “.0)	L: Tipo de magnitud (vacío: mbLg, P:mb)
D: Fecha del evento (año, mes, día)	M: Magnitud .10
E: Instante (hora, minutos, segundos.0)	N: Número de estaciones que lo identifican
F: Profundidad (km)	O: Intensidad .10 (EMS)
G: Mecanismo focal calculado	P: Comentarios
H: D si hay disponible registro digital	Q: población más próxima al epicentro
I: RMS error cuadrático medio (s)	R: código provincial

Fuente: Elaboración Propia

Del conjunto de datos recogidos en esta base, inicialmente se han descartado aquellos que se han datado anteriores al año 1985, ya que la primera estación sísmica instalada en España data de 1984 (estación "GUD" ubicada en el interior de la basílica al pie de la Cruz de los Caídos, en la sierra de Guadarrama). A partir de ese momento, se han ido instalando sucesivas estaciones del IGN sobre el territorio Español, hasta configurar una red de registro con 42 estaciones.

Con la información disponible procedente de las estaciones sísmicas cuyos datos aparecen el la Tabla 7.2, orientada a este proyecto, se ha elaborado la base de datos que será analizada en este proyecto Fin de Carrera. Atendiendo a la ubicación y fecha de instalación de cada una de las estaciones (Fig. 7.1) puede entenderse que es a partir del año 1985 cuando es posible realizar un apropiado registro de los terremotos con precisión adecuada, dentro del área de interés considerada para este estudio. Dicha área se encuentra delimitada arbitrariamente por las siguientes coordenadas UTM:

Xmin: 222000 Xmax: 658000 Ymin: 4266000 Ymax: 4707000

Del conjunto resultante de sismos considerados a partir de 1985, que suponen un total de 11 503 datos. De estos datos se suprimen tres que poseen magnitud nula (campo M de la tabla 1 con valor 0), se observa que no todos los campos poseen información, por ende se escogen aquellos que tienen los campos ERH (Error de localización horizontal), RMS (Error de localización temporal) y M (magnitud), completos. Sobre esta base se aplica el filtro realizado por el proyecto PRIOR, configurando una base de 8732 datos. La base proporcionada recoge los sismos de un área mayor a la considerada en el proyecto MICEP (Figura 7.2) por lo que sólo se seleccionan aquellos que se encuentran dentro de la mencionada ventana, resultando una base de 228 datos. Para ello se han incluido dos columnas adicionales, con las coordenadas UTM X e Y de los epicentros.

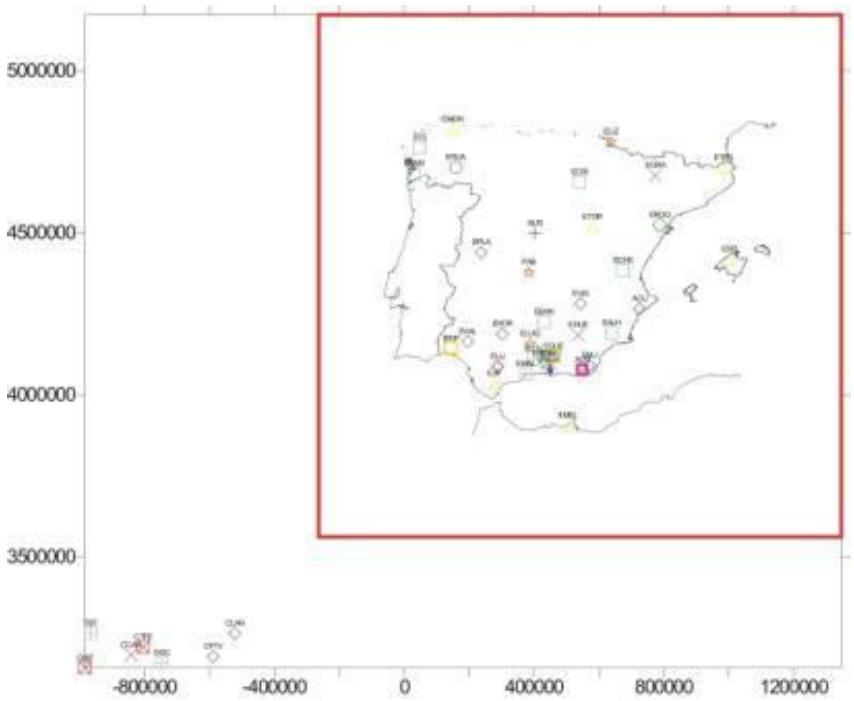


Figura 7.1: Distribución sobre la península Ibérica y el Archipiélago Canario de las estaciones sísmicas del IGN. Según fecha de instalación: +-1984, ◇-1985, □-1986, ○-1987, △-1988, ⊠-1989, ×-1990, ★-1992, ✋-1993, □-1994.

Tabla 7.2: Base con las estaciones de la red sísmica nacional

Código	Nombre	Lat °	Lon°	Alt.	Año	Comp	Agencia	Código	Código	m.p.s.	Sensor	Auto	Acceso	Comentarios
ACU	Canalobre	38,51133	-0,41066	580	80-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ALM	Almería	36,85167	-2,45983		97-	3R	IGN	B	H		STS-2	N	s	
EALH	Alhama	37,85816	-1,41966	294	86-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EBAN	Baños	38,17099	-3,78999	460	86-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ECHE	Chera	39,59083	-0,96766	643	86-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ECOG	Cogollos	37,02716	-3,56633	1176	90-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ECRI	Cripán	42,05861	-2,51000	807	86-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EGRA	Graus	42,19516	0,31600	706	90-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EGUA	Guajares	36,83366	-3,56533	386	91-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EHOR	Hornachuelos	37,82316	-5,24799	160	85-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EHUE	Huescar	37,81483	-2,59266	980	90-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EJIF	Jimena de la Frontera	36,45133	-5,46883	260	88-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ELIJ	Sierra de Líjar	36,91902	-5,37962	870	97-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ELOJ	Loja	37,14799	-4,15300	998	93-	1R	IGN	S	H	50	L-4	N	s	
ELIZ	Elizondo	43,16400	-1,31408	523	92-	1R	IGN	S	H	50	L-4	N	s	
ELUQ	Luque	37,56050	-4,26683	703	92-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EMAL	Málaga	36,72750	-4,41110	60	92-	3R	IGN	S	H	125	L-4	N	s	
EMEL	Melilla	35,29999	-2,95666	85	88-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EMON	Mondonedo	43,43616	-7,32983	615	88-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ENIJ	Níjar	36,97149	-2,20700	440	85-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EPLA	Plasencia	40,06416	-6,08033	591	85-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EQUE	Quentar	37,20860	-3,44444	1050	95-	3R	IGN	B	H	125	STS-2	N	s	
ERIP	Rio piedras	37,37610	-7,02555		95-	3R	IGN	B	H	125	STS-2	N	s	
ERON	Agron	37,01799	-3,80500	1305	94-	1R	IGN	S	H	50	L-4	N	s	
EROQ	Roquetas	40,82316	0,40883	284	87-	3R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ERUA	La Rúa	42,39266	-7,14249	431	87-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ESEL	Selva	39,76816	2,89433	231	88-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ETER	Terrades	42,30150	2,85550	238	88-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
ETOR	Torete	40,81949	-2,05516	1018	88-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EVAL	Valverde del Camino	37,58416	-6,44516	295	85-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EVIA	Vianos	38,68499	-2,50250	1142	85-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
EZAM	Zamans	42,14899	-8,69499	398	86-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
GUD	Guadarrama	40,64316	-4,15366	1268	79-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	
PAB	San Pablo	39,54580	-4,34830	925	92-	3R	IGN/IRIS	B	H	20	STS-1	Y	s	ESTACIÓN IRIS/IGN
STS	Santiago	42,88599	-8,55250	265	71-	1R	IGN	S	H	50	SS-1	N	s	

Fuente: IGN (área peninsular)

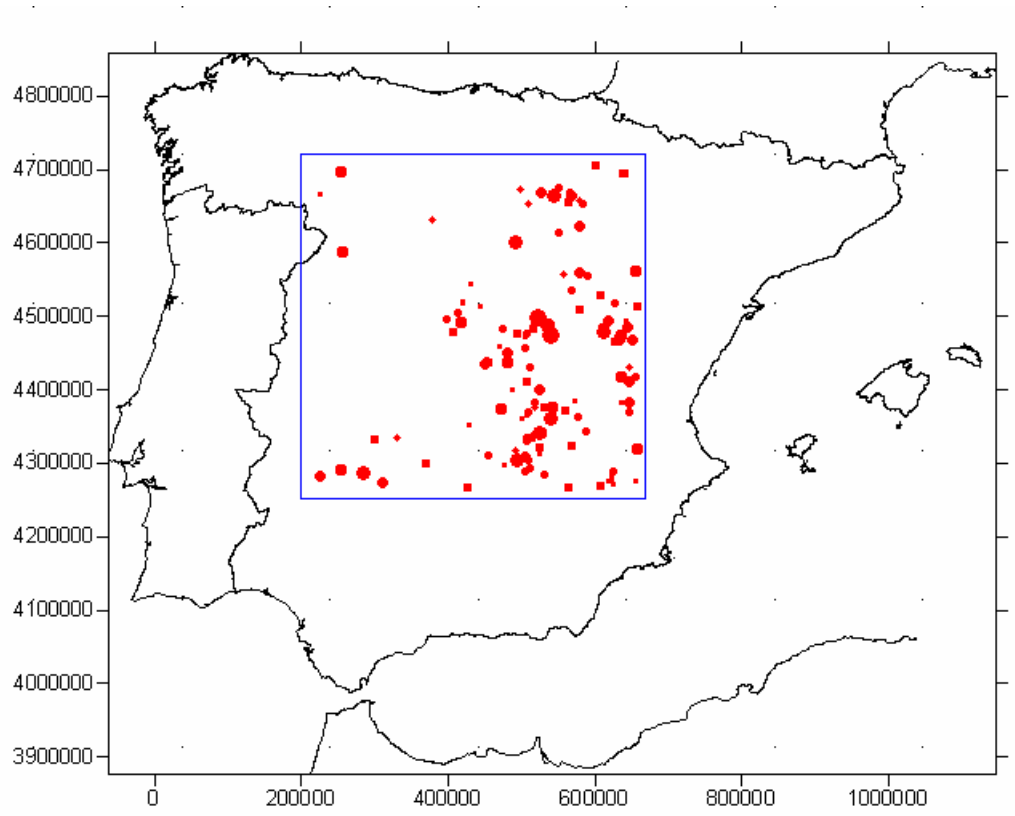


Figura 7.2: Extensión del área considerada por MICEP (—).

Estos datos se estudian con el fin de asegurar la idoneidad de la base que se va a someter a análisis para la microzonación.

Adicionalmente y con motivo excepcional se van a incluir 3 sismos correspondientes a los años 1979 y 1982 por poseer una magnitud relativamente más elevada que el conjunto de datos que en principio habíamos considerado.

7.2 CARACTERIZACIÓN DE LA BASE DE DATOS

Para la caracterización, desde un punto de vista estadístico, de la base de datos que se va a utilizar para el estudio espacial de la distribución geométrica de la medida, se ha procedido a evaluar los estadísticos univariantes de la misma, en lo que se refiere a distribución de magnitudes de terremoto y de intervalos de recurrencia entre sismos, dentro del área considerada. Además, esta primera caracterización univariante se realiza sobre la estimación de la función de distribución paramétrica de las magnitudes (función de distribución de probabilidad empírica complementaria) o ley de Gutemberg-Richter.

La descripción paramétrica de esta función de distribución de tamaños de terremotos mayores que uno dado, se basa en dos parámetros, a saber, el terremoto mínimo localizado, y el exponente *b* (cuando esta ley corresponde con una de tipo potencial). La estimación de dichos parámetros se ha realizado por el método de máxima verosimilitud.

7.3 ESTIMACIÓN PARAMÉTRICA SOBRE LA BASE DE DATOS DEL IGN

El valor del exponente *b* que se estima con la expresión resultante del msm es una primera aproximación obtenida a partir de los estadísticos de la muestra media y varianza. De esta forma se han ajustado las correspondientes leyes de G - R hasta el valor que marca la magnitud mínima $M_{\min} = \min_{i=1,n}\{M_i\}$ hasta la cual la distribución de los valores es de tipo hiperbólico, para cada uno de los periodos reconocidos. Los resultados se presentan gráficamente en la figura 7.3.

- Sobre los 228 datos del año 1985 al 2000 (●)
  - Parámetros del ajuste: Mmin = 2,6, b = 3,48
  - Calidad de la regresión: ρ = 0,97, σ = 0,028
- Sobre los 231 datos del año 1979 al 2000 (♦)
  - Parámetros del ajuste: Mmin = 2,6, b = 3.46,
  - Calidad de la regresión: ρ = 0,94, σ = 0,14

Claramente se observa una diferencia apreciable entre los comportamientos registrados, lo que supone que al disminuir el parámetro *b* aumenta la relación del número de terremotos grandes respecto al número de pequeños.

De los resultados obtenidos sobre la magnitud mínima para cada tramo se tomará el promedio de las mismas como magnitud de corte a partir de la cual, dado que los datos son insuficientes, según los estadísticos de la muestra, éstos no se comportan según la ley de G-R. Este valor es una magnitud de 2,6. No obstante al ser una zona de baja

sismicidad y disponer de muy pocos terremotos, se van a incluir todos al estudio, considerando de mayor importancia el análisis de los errores.

Diversos trabajos se han centrado en analizar variaciones del valor del parámetro *b* con el tamaño de los terremotos (Pacheco *et al*., 1992 [3]; Okal y Romanowicz, 1994 [47]; Kagan, 1997) [48]. En primer lugar, estos autores distinguen los terremotos grandes de los pequeños en función de si rompen o no en superficie (magnitud superior o igual a 6), y la longitud de ruptura *L* es similar a la anchura de la ruptura *W*. El momento sísmico liberado en los terremotos pequeños escala de forma diferente con la longitud de ruptura frente a los terremotos grandes (Kanamori y Anderson, 1975) [12].

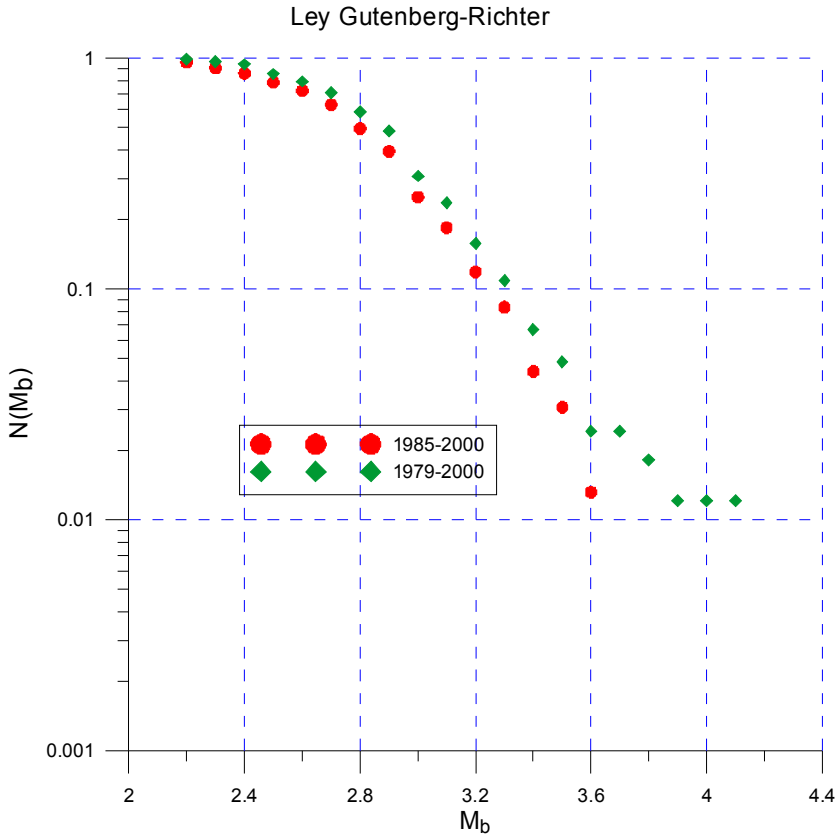


Figura 7.3: Representación gráfica de la ley de G-R, a los 228 datos

Estos autores explican este comportamiento mediante una ruptura, un cambio en la autosimilitud de las fallas en función de su geometría: o bien la relación entre la longitud de rotura y la profundidad de la superficie de ruptura, o bien la relación entre la anchura y la longitud de la ruptura.

Sin embargo, es más razonable explicar este cambio o sesgo en la ley de Gutenberg y Richter a partir del análisis de la estacionariedad del proceso sísmico para poder afirmar que la tasa terremotos pequeños / grandes está sesgada, amén que el valor del parámetro *b* no es homogéneo en todas las situaciones tectónicas.

En general, de las publicaciones más relevantes sobre la variabilidad espacial del parámetro *b* destacan las de Ogata *et al*., (1991) [[69], Frohlich y Davis (1993) [70], Karnik y Klima (1993) [71], Okal y Kirby (1995) [72] y Wyss *et al.,* (1997) [73]; y sobre la variabilidad temporal del parámetro *b* Smith (1986) [74], Imoto (1987) [75], Ogata y Abe (1991) [76], Trifu y Shumila (1996) [77]. El trabajo de Frohlich y Davis (1993) [70] demuestra que el valor del parámetro *b* es mayor para el conjunto de terremotos debidos a fallas normales (mecanismo focal normal).

7.3.1 Estudio de los errores de localización temporal RMS y espacial ERH.

Se presenta en las figuras 7.4 a y b los datos de los errores de localización para los 228 datos ya seleccionados, con el fin de realizar un análisis más exhaustivo sobre ellos.

El comportamiento de los errores temporales RMS es muy semejante en todo el intervalo temporal considerado; al igual que sucede con los errores espaciales ERH (Fig. 7.4b). Esta afirmación puede corroborarse si se interpretan las gráficas correspondientes a cada error. El uso de estas gráficas sólo pretende dar una idea de cómo las correspondientes funciones de distribución sufren un desplazamiento hacia valores superiores de la variable aleatoria cuando se avanza en el tiempo, pero tan levemente, que no podemos afirmar que haya una diferencia significativa entre la calidad de los datos procedentes de los diferentes periodos considerados. Este hecho no supondrá un detrimento en el número final de sismos considerados como útiles, pues debido a la uniformidad de la distribución no existen muchos datos con valores de ERH superiores a los admisibles.

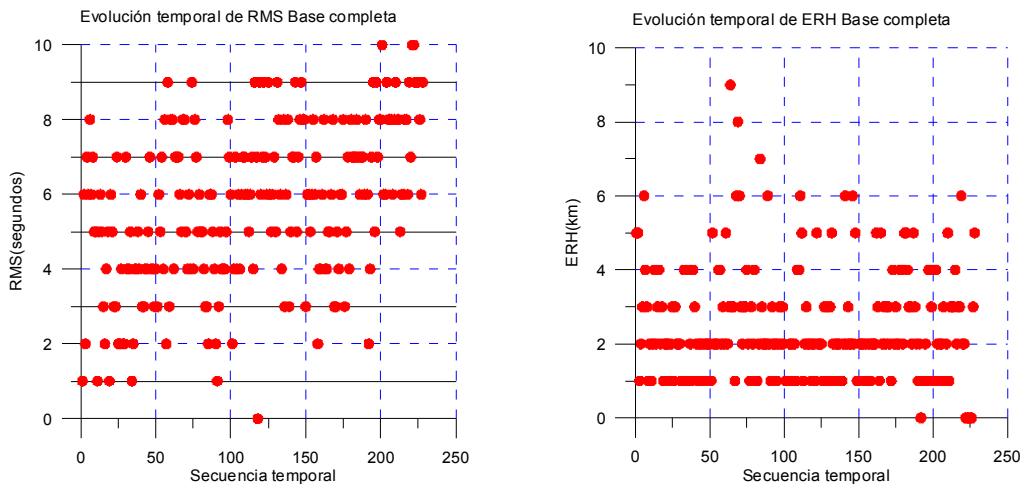


Figura 7.4: Evolución temporal de los errores RMS y ERH para los 228 datos

Tabla 7.3: Estadísticos muestrales sobre la distribución de RMS y ERH (1985-2000)

	ERH(km)	RMS(s)
	1985-2000	1985-2000
Media	2,5	5,70
Mediana	2	6,00
Mínimo	0	0,00
Máximo	9	10,00
Varianza	2,26	4,57
Desviación estándar	1,5	2,14
Coeficiente asimetría	1,18	-0,23
Kurtosis	1,81	-0,60

Fuente: Elaboración propia

El estudio de los resultados estadísticos sugiere restringir los valores de ERH a un valor máximo de 6 km, valor que poseen la mayor parte de los datos, considerando la base total, y se eliminarán los tres valores extremos que en el periodo 1985-1997 poseen un error de localización superior al fijado como aceptable.

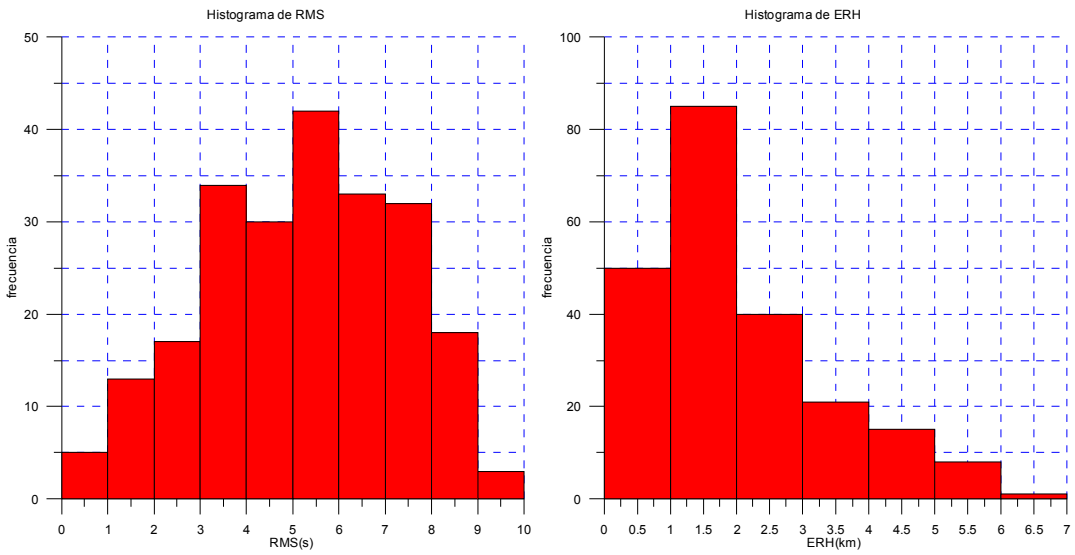


Figura 7.5: Estimadores de las funciones de densidad de probabilidad para los errores RMS y ERH

7.3.2 Estudio de la correlación y distribución de RMS y ERH con la magnitud.

No es equivocado suponer que bajo las mismas condiciones una estación detecta mejor un sismo cuanto mayor sea su magnitud, lo cual traducido a toda la red permite aseverar que aquellos terremotos de baja magnitud pueden poseer un error de localización elevado y recíprocamente. Para confirmar esta afirmación se presenta un estudio sobre las correlaciones bivariantes entre los errores y las magnitudes de los 228 terremotos, median la obtención de los diferentes distribuciones bivariantes (Figura 7.6).

La interpretación efectuada sobre estos histogramas (Figura 7.6), sugiere que el comportamiento es como se ha mencionado, tal que las magnitudes bajas, en general alrededor de magnitudes entre 2,2 y 2,8 son las que poseen errores de localización más altos, centrándose la moda alrededor de 2.5 a 2.7. Por ello se considera que al hacer la eliminación de los datos con ERH > 6 km, y si se tiene en cuenta que, a tenor del estudio sobre la Ley de G-R anterior, también se suprimirán aquellos cuya magnitud se encuentra por debajo de 2.2, los sismos más probables, no son eliminados.

A) B)

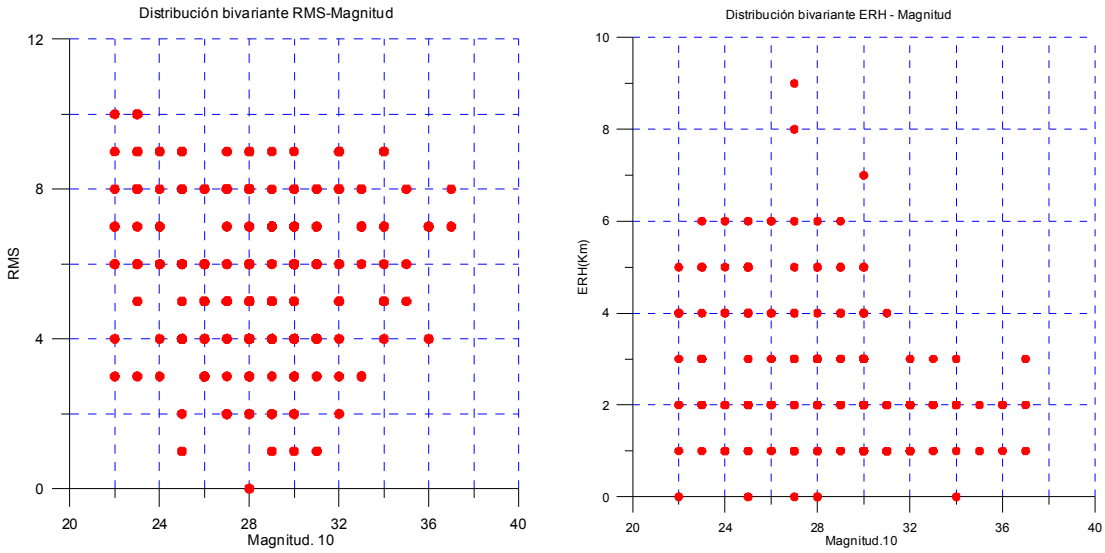


Figura 7.6: Distribuciones bivariantes entre, A) RMS y magnitud, B) ERH y magnitud.

7.3.3 Estudio del comportamiento de ERZ y la profundidad

Es obvio, que a medida que se mejora la red se sismógrafos en la península el error medio de localización en profundidad disminuya, tal y como se muestra en la figura 7.7 a.

En la figura 7.7 b se aprecia que los errores de localización se encuentran principalmente entre 1 y 4 km, situándose la moda en 2 km. Este errores con valores aparentemente bajos, y cuyo valor máximo no supera los 10 km debe ser contrastados con la profundidad para saber si relativamente se puede decir realmente que son unos valores bajos.

No hay que olvidar que los terremotos de la zona de estudio, de baja magnitud se consideran superficiales y tienen lugar en la corteza, y por lo tanto también a baja profundidad por lo que podemos encontrarnos errores del mismo orden que la profundidad que serían despreciados debido a la incertidumbre que arrojarían al estudio.

A) **B)**

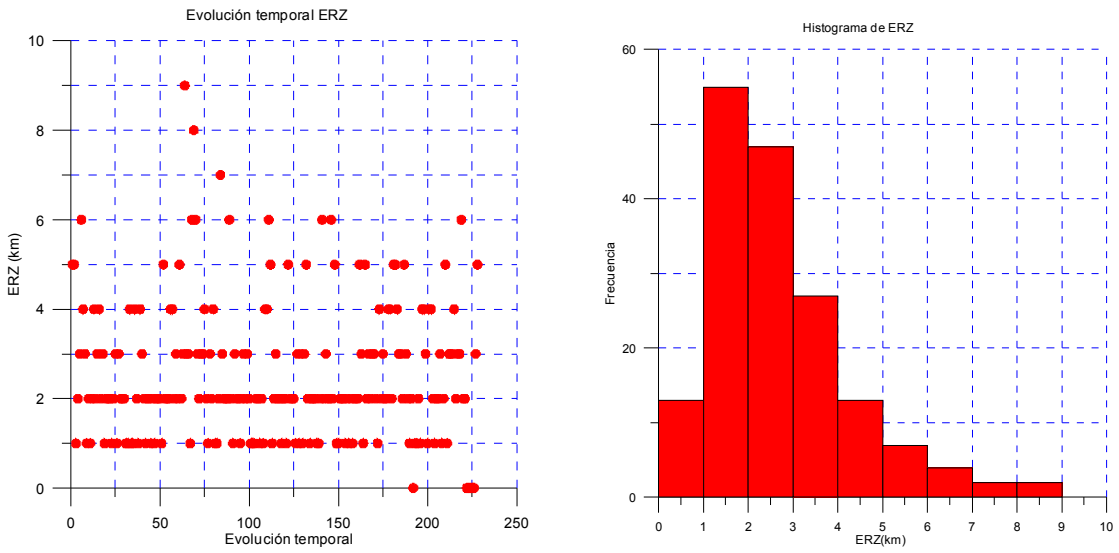


Figura 7.7: A) Evolución temporal del error ERZ para los 228 datos. B) Estimador de la función densidad de probabilidad para el error ERZ.

A continuación se estudia la variable profundidad, su densidad de probabilidad confirma lo que ya sabíamos, los terremotos que se han registrado en la zona de estudio son terremotos superficiales. Las profundidades entre 2 y 8 km son las que muestran mayor densidad de probabilidad. Encontrándose la moda en 2 km (ver Fig. 7.8).

A) **B)**

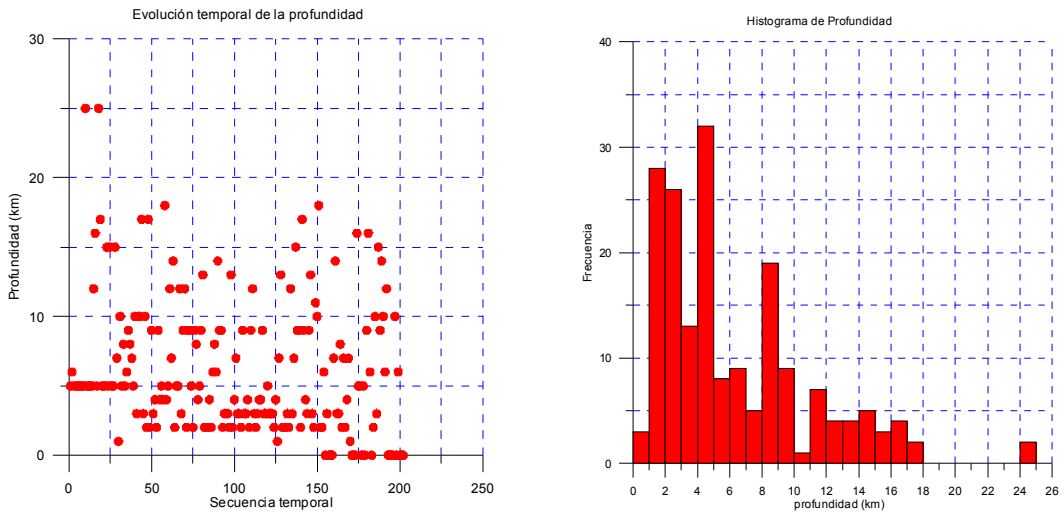


Figura 7.8: A) Evolución temporal de la profundidad para los 228 datos. B) Estimador de la función densidad de probabilidad para la profundidad.

A Diferencia de lo que se hizo con los errores RMS y ERH se va a realizar un estudio por periodos para comparar la variabilidad de la distribución de ERZ entre los dos periodos con comportamientos diferentes que se han deducido de las gráficas. (1985-1997) y (1997-2000)

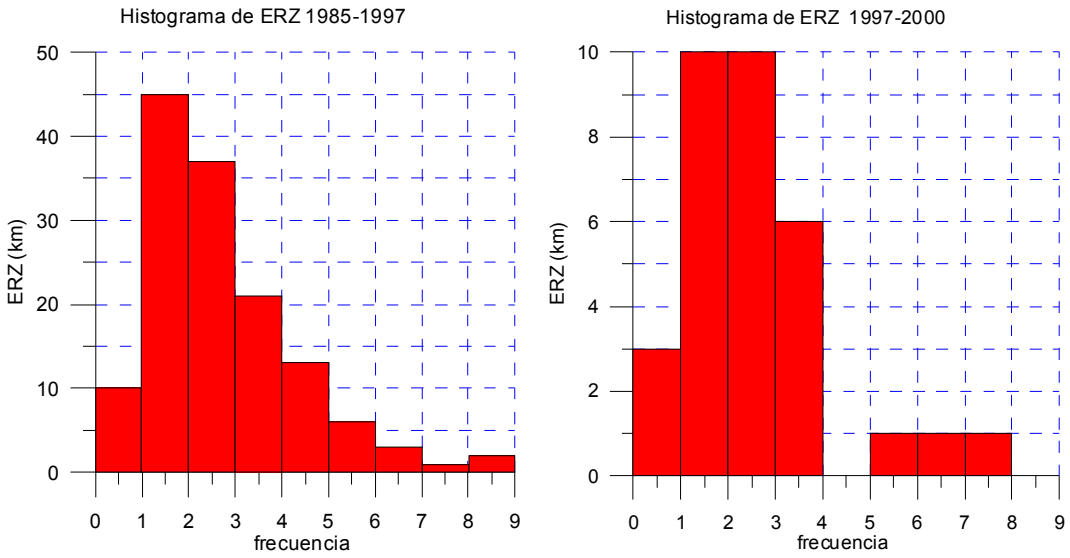


Figura 7.9: Estimador de la densidad de probabilidad para el error ERZ por periodos 1985-1997 y 1997-2000.

En las gráficas de la figura 7.9 se aprecia cómo el error disminuye en el segundo periodo. El uso de los estadísticos (tabla 7.4 y 7.6) nos ayuda a hacernos una idea de cómo las correspondientes funciones de distribución sufren un desplazamiento hacia valores menores de la variable aleatoria cuando se pasa del primer período al siguiente, lo que permite poner en evidencia la peor calidad de los datos durante la primera época en cuanto a ERZ se refiere.

El ERZ presenta unos valores de la media, comparativamente más altos en el periodo 1985-1997 respecto a la global (de 1985 al 2000) disminuyendo significativamente durante el segundo 1997-2000. Si observamos los valores extremos, como refleja el máximo, el rango de valores ha disminuido de un valor de 9 km hasta un valor de 8 km, con una dispersión en los valores mayor frente al período anterior. Si se analiza el coeficiente de asimetría, este parámetro sobre las funciones de distribución obtenidas, se puede afirmar que los valores medios para el período 1997-2000 disminuyen ligeramente, extendiéndose la cola de la distribución hacia valores ligeramente menores.

De esta forma, al desplazarse la moda hacia valores más bajos, la asimetría debe aumentar, como efectivamente ocurre respecto a la global.

Tabla 7.4: Estadísticos muestrales sobre la distribución de ERZ para diferentes periodos.

	ERZ(km)		
	1985-2000	1985-1997	1997-2000
Media	2.65	3.21	1.51
Mediana	3	3	0
Mínimo	-1	1	0
Máximo	9	9	8
Varianza	3.72	2.56	3.65
viación estár	1.93	1.6	1.91
ficiente asim	0.52	1.24	1.26
Kurtosis	0.78	1.85	1.47

Fuente: Elaboración propia

7.3.4 Estudio de la correlación y distribución de la profundidad con ERZ

A la vista del análisis efectuado en el apartado anterior y la interpretación efectuada sobre la distribución entre bivariante ERZ y la profundidad (Figura 7.10), se infiere que el comportamiento es como se ha mencionado, tal que las profundidades altas, en general con valores superiores a 10 km son las que poseen errores de localización más altos. Por otra parte los terremotos registrados a una profundidad superior a 10 km se encuentran fuera del límite considerado como terremotos superficiales objeto de estudio y por tanto del fenómeno de microsismicidad estudiado en el presente proyecto por lo que serán eliminados. Al eliminar estos datos se estará favoreciendo valores de ERZ más bajos.

Por otra parte, la gráfica 7.10 confirma la hipótesis supuesta en el apartado anterior a cerca de la igualdad del orden de magnitud de ERZ y la profundidad, existiendo casos con ERZ > PROF. Los terremotos que verifican esa condición están aportando incertidumbre al estudio por lo que no son útiles para el análisis sismotectónico que se realizará en apartados anteriores y serán eliminados de la base de datos definitiva.

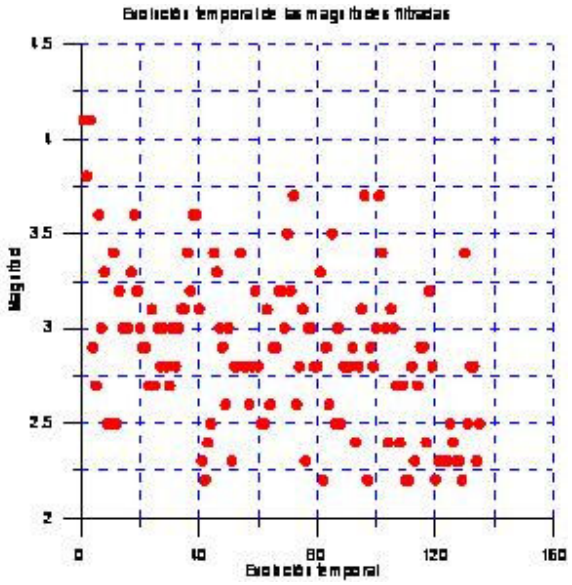


Figura 7.10: Distribucion bivariante entre ERZ y profundidad.

7.3.5 Distribución útil de sismos

La base resultante para los objetivos marcados en esta línea de investigación para el análisis epicentral, está formada por 133 datos, cuya distribución de magnitudes se refleja en la figura 7.11. No obstante, dada la baja sismicidad de la zona de estudio se estima oportuno incluir tres datos más, correspondientes a terremotos registrados con unas magnitudes elevadas cerca de la Comunidad de Madrid. De estos terremotos, dos se registraron en 1979 con magnitudes de 4,1 y 3,8 respectivamente, y el tercero en 1982 con magnitud 4,1. Los tres se localizaron en la provincia de Guadalajara. Estos terremotos son representativos del patrón de sismicidad estudiado y por ello se ha incluido a pesar de no encontrarse en el intervalo temporal considerado inicialmente.

Los estadísticos de los errores ERH y RMS asociados a los mismos se representa en las tablas 7.3 y 7.5. Los valores recogidos del parámetro *b*, de la ley de Gutenberg-Richter (7-1) se mantienen con una sismicidad moderada-baja propia del área de estudio.

- Sobre los 133 datos del año 1985 al 2000 (●)

  - Parámetros del ajuste: Mmin = 2,5, b = 2,79,

  - Calidad de la regresión: $\rho = 0{,}97$, $\sigma = 0{,}03$

- Sobre los 135 datos del año 1979 al 2000 (◆)

  - Parámetros del ajuste: Mmin = 2,5, b = 2,45,

  - Calidad de la regresión: ρ = 0,98, σ = 0,02,

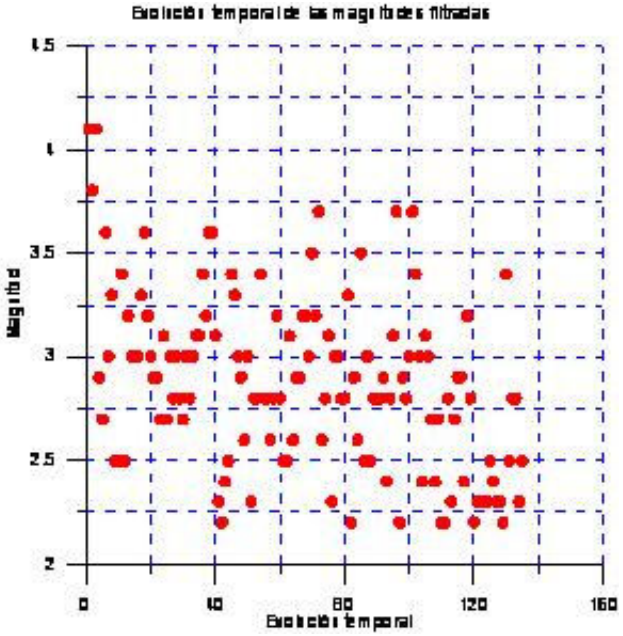


Figura 7.11: Distribución secuencial de los 135 datos de magnitudes filtradas

Los valores de magnitudes mínimas para cada periodo son iguales. De manera semejante se comportan los valores del exponente *b* de la ley de G-R, aunque muestra un valor más bajo en el periodo 1979-2000 debido a la mayor sismicidad en este intervalo temporal, gracias a la consideración de esos tres sismos representativos que se han incluido como útiles. Aún así cabe remarcar que el parámetro *b* presenta para el área de estudio valores superiores a 2,5 esto refleja la baja sismicidad de la zona.

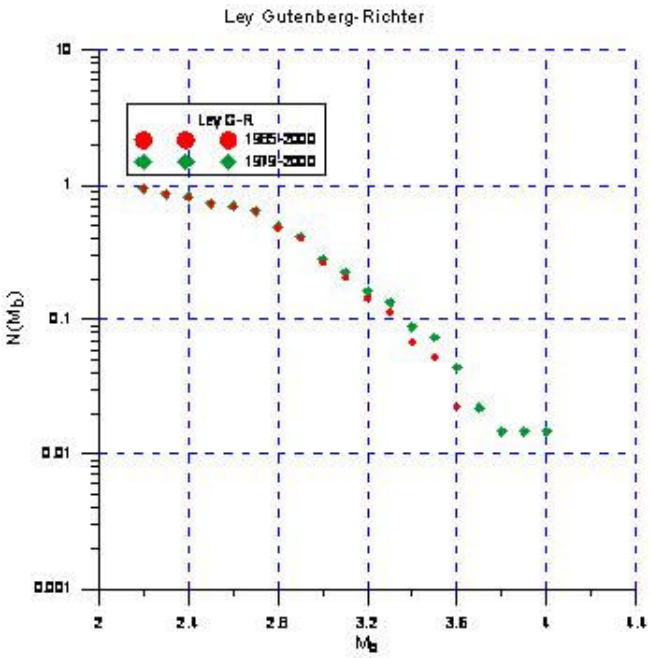


Figura 7.12: Ajustes de la ley de G-R a los datos filtrados y por periodos.

En la figura 7.12 se aprecia como tras el filtrado se recuperan frecuencias, esto se percibe en la aproximación de las leyes de G-R para los dos periodos considerados.

A continuación se muestran el efecto producido sobre los errores de localización del sismo, por el filtrado. Para ello se muestran las secuencias temporales de los errores filtrados y sus estadísticos.

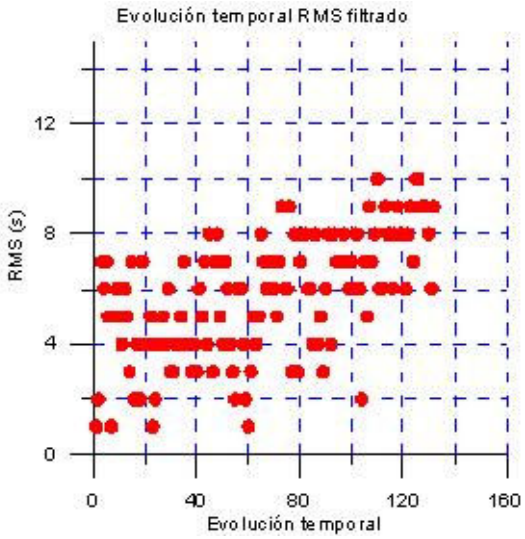


Figura 7.13: Secuencia temporal del error RMS para los datos filtrados

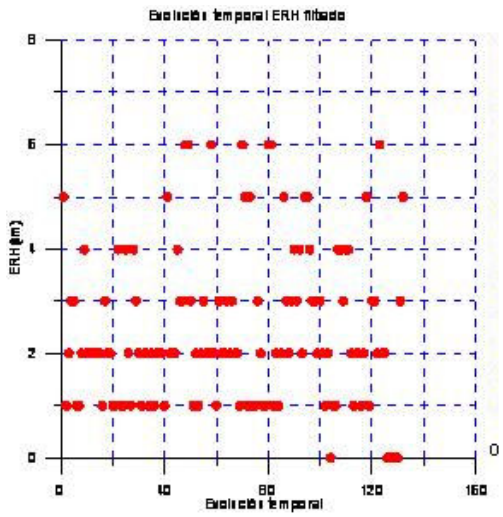


Figura 7.14: Secuencia temporal del error ERH para los datos filtrados

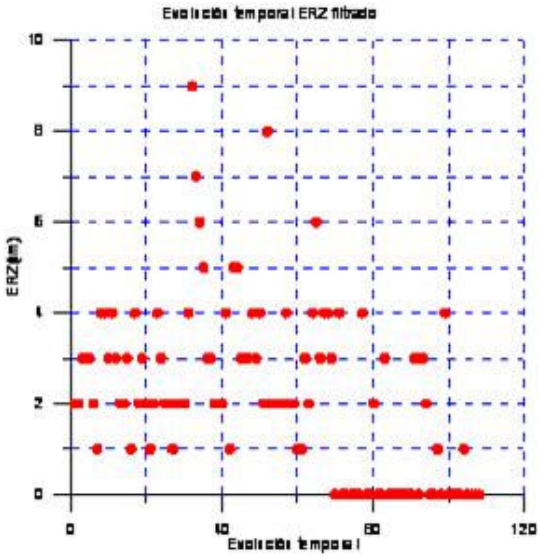


Figura 7.15: Secuencia temporal del error ERZ para los datos filtrados

Estas evoluciones pueden compararse con las gráficas 7.8 y 7.11 A) para los errores RMS, ERH y ERZ respectivamente, apreciándose cómo se reducen las extensiones de las colas en las funciones. Respecto a los tres datos introducidos, vemos que son los únicos que incumplen las condiciones impuestas a la profundidad y ERH, mostrando también valores más elevados de RMS. No obstante, las diferencias en cuanto a errores puede hacerse una excepción puesto que no distan excesivamente de los criterios tomados mientras que la aportación de sus magnitudes es muy interesante a la hora de caracterizar la ley de G-R.

Tabla 7.5: Estadísticos muestrales sobre la distribución de RMS y ERZ para diferentes periodos

	ERH(km)	RMS(s)
	1985-2000	1985-2000
Media	2,44	5,73
Mediana	2	6
Mínimo	0	1
Máximo	6	10
Varianza	2,22	4,81
Desviación estándar	1,48	2,19
Coeficiente asimetría	0,77	-0,21
Kurtosis	0,044	-0,69

Fuente: Elaboración propia

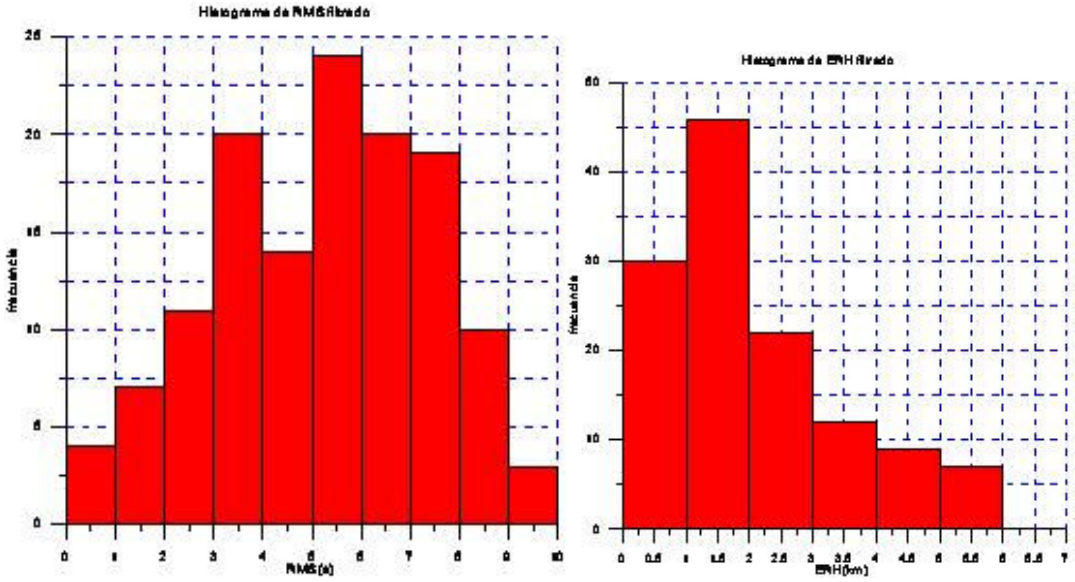


Figura 7.16: Estimadores de la funciones de densidad de probabilidad para: A) RMS y B) ERH sobre el intervalo 1985-2000

Tabla 7.6: Estadísticos muestrales sobre la distribución de ERZ para diferentes periodos

	ERZ(km)		
	1979-2000	1979-1997	1997-2000
Media	2,7	3.24	1.39
Mediana	3	3	0,5
Mínimo	-1	1	-1
Máximo	10	10	7
Varianza	3,9	2.9	3.98
Desviación estándar	1,98	1.7	1.99
Coeficiente asimetría	0,79	1.77	0,74
Kurtosis	1,99	4,1	-0,08

Fuente: Elaboración propia

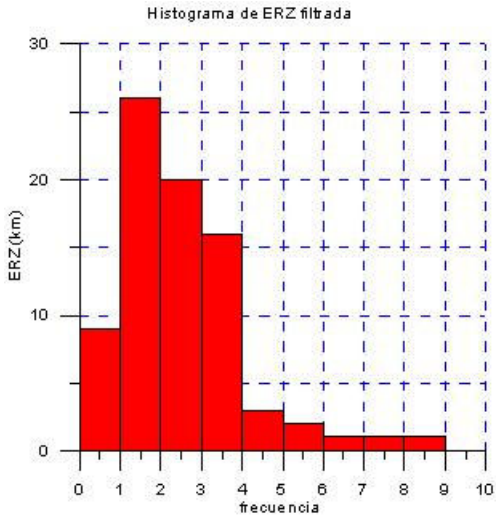


Figura 7.17: Estimador de densidad de probabilidad para ERZ (1985-2000)

7.3.6 Análisis espacial de errores: áreas sombra

El análisis que se presenta a continuación no aborda nuevos criterios para el filtrado de la base. Sin embargo permite identificar áreas sobre las que aún habiendo eliminado aquellos datos que daban lugar a valores anormalmente altos de ERH y que contribuyen a introducir ruido sobre la base final, se mantienen con los valores más altos próximos a los límites de filtrado.

En este estudio se hace una diferenciación de periodos con el fin de conocer mejor cómo varía este error a lo largo del tiempo en la zona estudiada por MICEP. Estos periodos 1985-1997 y 1997-2000 no han sido elegidos arbitrariamente sino que son los

periodos para los cuales PRIOR detectó un cambio de comportamiento de los errores para todo el área peninsular.

Queda por tanto claro, que el objetivo de este análisis no tiene por objeto una depuración adicional sino que se trata de una herramienta eficaz para el control de la calidad de los datos obtenidos por la red de detección.

Es en las zonas con valores elevados de ERH tanto antes como después del filtrado donde la red sísmica no identifica eficientemente los terremotos acaecidos. Se denominará pues a estas áreas como áreas sombra, queriendo decir con esta denominación, que son áreas no cubiertas eficientemente, con valores altos de error antes del filtrado y cercanos al límite después del mismo.

Para su obtención se define un criterio de operación booleana entre imágenes cuyo resultado proporciona las regiones con valores comunes entre las imágenes. Se tratará entonces de una operación lógica de tipo AND entre los píxeles de cada imagen.

De esta forma si para un punto, o píxel en particular, que posee un valor estandarizado alto de ERH, y además, para este valor se mantiene elevado para todo el periodo considerado y para cada periodo en particular, de 1985 a 1997 y de 1997 a 2000, se define éste como perteneciente a un área sombra.

De esta forma y según se aprecia en la figura 7.18 sobre la variabilidad de ERH distinguimos las siguientes áreas sombra para la red sísmica española del IGN:

- La sierra de Altomira y Bascuñana
- La sierra de Cameros y la Demanda
- El sector intermedio del Sistema Central
- Arco de Montalbán
- Rama aragonesa de la Cordillera Ibérica
- Enlace SCE- Cordillera Ibérica

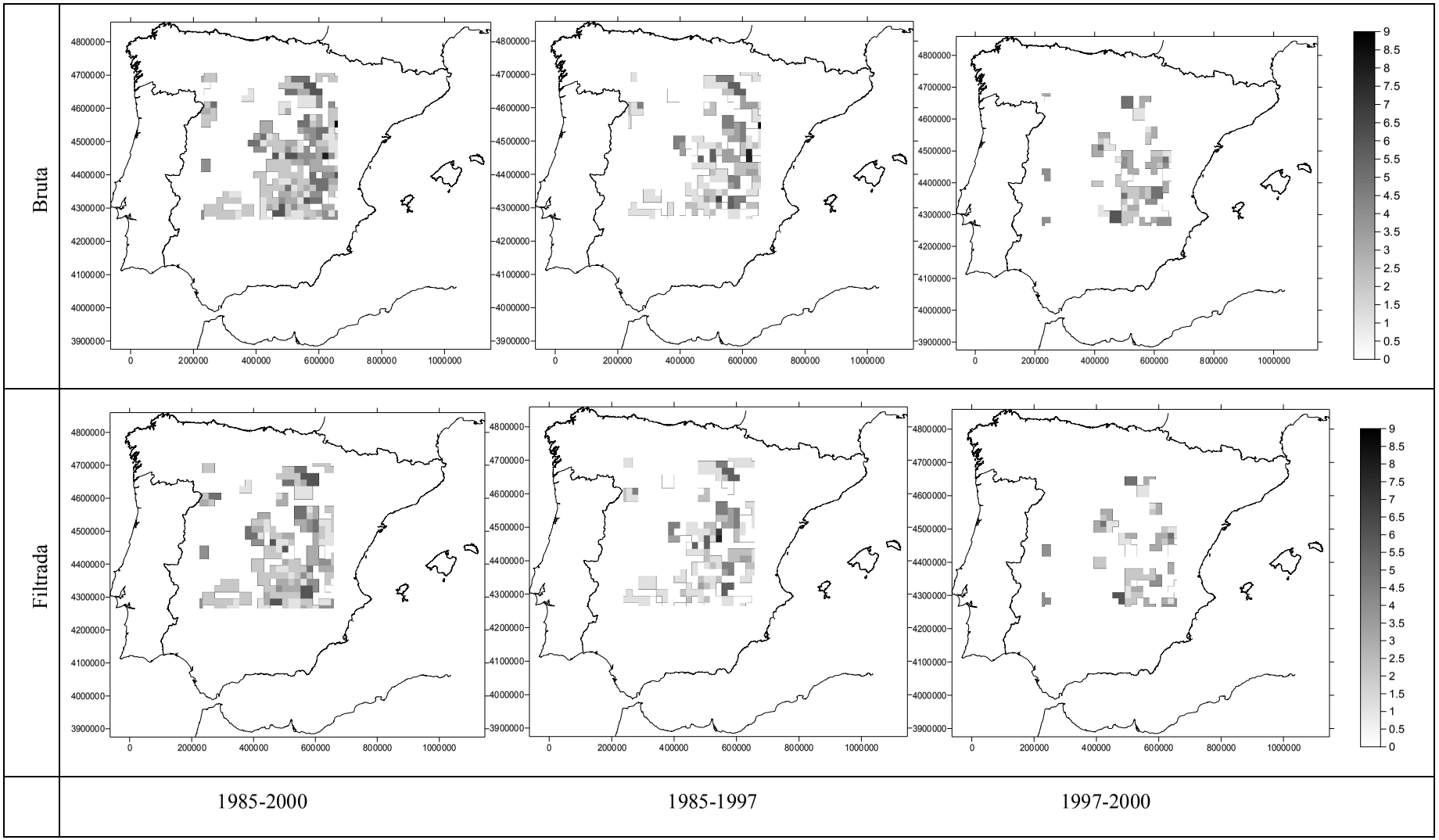


Figura 7.18: Variabilidad del error ERH antes y después del filtrado.

De forma más concreta, para la obtención de los mapas de sombra se siguió el proceso descrito, primero se estandarizaron los valores de ERH en cada uno de los seis mapas, a continuación se efectuó la operación AND con una tolerancia determinada, de manera que con un valor bajo de ésta, sólo se aceptarán valores extremadamente parecidos de ERH con lo cual el mapa resultante reflejará sólo las zonas de sombra más significativas, a medida que se aumenta la tolerancia irán apareciendo zonas sombra menos severas.

Los resultados se representan georreferenciados en la figura 7.19.

Como se aprecia en las imágenes, las zonas donde los terremotos están sistemáticamente mal localizados, por una mal cobertura de la red se localiza en el SO de la zona estudiada. En concreto la zona de mayor error se corresponde con la zona donde se localizan los terremotos de una mayor magnitud, es decir la Sierra de Altomira y Bascuñana (ver gráfico 7.23). Igualmente, pero con menor intensidad se aprecia en la sierra de Cazorla un área sombra. Sin embargo esta zona se puede considerar como zona de enlace entre la parte de las Béticas con una actividad sísmica mucho mayor a la estudiada y el interior peninsular, por lo que está afectada en parte por otro tipo de dinámica distinta pero influyente en la zona estudiada.

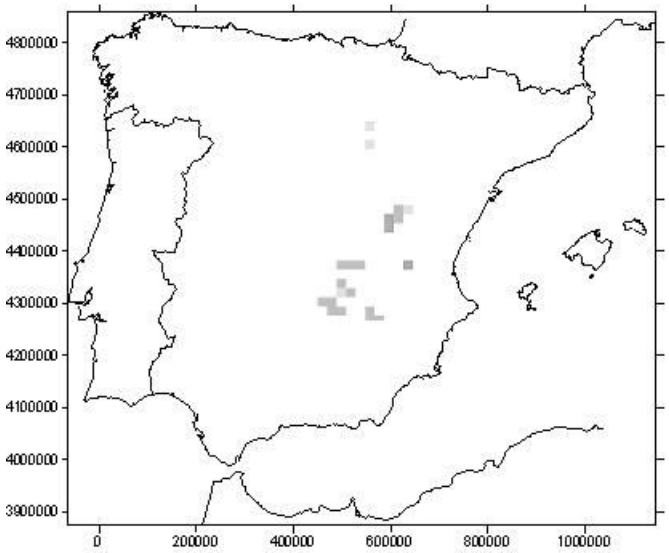


Figura 7.19: Resultado georreferenciado de las áreas sombra para la base de datos del IGN

Hay que destacar que este estudio arroja información no sólo de las áreas sombra sino que también de la distribución de sismicidad ya que en los gráficos (ver Fig. 7.22) aparecen como tales áreas en las que existe información, no por una inadecuada cobertura de la red, sino por la presencia de sismicidad.

7.4 DEFINICIÓN DEL CONJUNTO DE DATOS ÚTILES

El conjunto de datos epicentrales a los que se ha aplicado la metodología descrita en 7.3 consta de 133 sismos entre las fechas 07/01/1985 y 15/10/2000, con una magnitud mínima *mb* de 2,2, siendo el parámetro *b* de la ley de G-R de 2,6, y con un error de localización horizontal (ERH) menor de 6 km. Esta base procede de una base de 8732 sismos filtrados anteriormente en el proyecto PRIOR, sobre la cual se ha realizado el proceso de filtrado. No obstante, al margen de los análisis realizados para el filtrado de la base, se ha estimado oportuno, dada la baja sismicidad de la zona incluir tres datos fuera del intervalo temporal estudiado, y con unos errores algo superiores que no han entrado dentro de los análisis anteriores de filtrado de errores por introducir ruido pero, que no obstante si se han tenido en cuenta para el cálculo del parámetro b de la ley de G-R por su elevada magnitud. Por ello y por su cercanía a la Comunidad de Madrid, se consideran representativos. Estos tres datos se localizan en la provincia de Guadalajara, siendo registrados dos de ellos en 1979 con magnitudes de 4,1 y 3,8, y el tercero en 1982 con una magnitud de 4,1.

En general y a excepción de estos tres datos, los criterios aplicados han sido:

- Año de registro igual o superior a 1985 y área de trabajo comprendida entre las coordenadas UTM Xmin:, Xmax:, Ymin:, Ymax: A partir del año 1985 es posible realizar una apropiada ubicación de los terremotos con cierta confianza dentro del área de interés considerada para este estudio. Del conjunto resultante de sismos considerados, que suponen un total de 8 732 datos, se han seleccionado aquellos que se encuentran dentro de la mencionada ventana, resultando una base de 228 datos.

- Estudio del comportamiento de los errores RMS y ERH: De este estudio de los errores realizado en el apartado 7.3 se establece el límite de error ERH admisible con la condición ERH < 6 km.

- Estudio del comportamiento del error ERZ y la profundidad: Los sismos registrados se localizan en la corteza, son por tanto terremotos superficiales de baja magnitud. Según este criterio, aquellos terremotos más profundos no corresponden al fenómeno estudiado y por lo tanto son eliminados. El límite de profundidad considerado para los terremotos superficiales, es el límite de la corteza, alrededor de los 10 km, por lo que serán eliminados aquellos que presentan el campo PROF > 10 (ver tabla 7.1), que a su vez serán los que presenten valores de ERZ elevados. Por otra parte, los errores ERZ presentan unos órdenes de magnitud parecidos a la profundidad por lo que si observamos las distribuciones bivariantes, veremos cómo existen datos con ERZ > PROF, algo que aporta incertidumbre al estudio y va en contra de la lógica seguida para el filtrado. Los datos cuyo ERZ > PROF serán, en consecuencia, suprimidos.

Tras la aplicación de estos filtros, la distribución geométrica, georreferenciada sobre sistema de coordenadas UTM, de los sismos seleccionados se presenta en la figura 7.20.

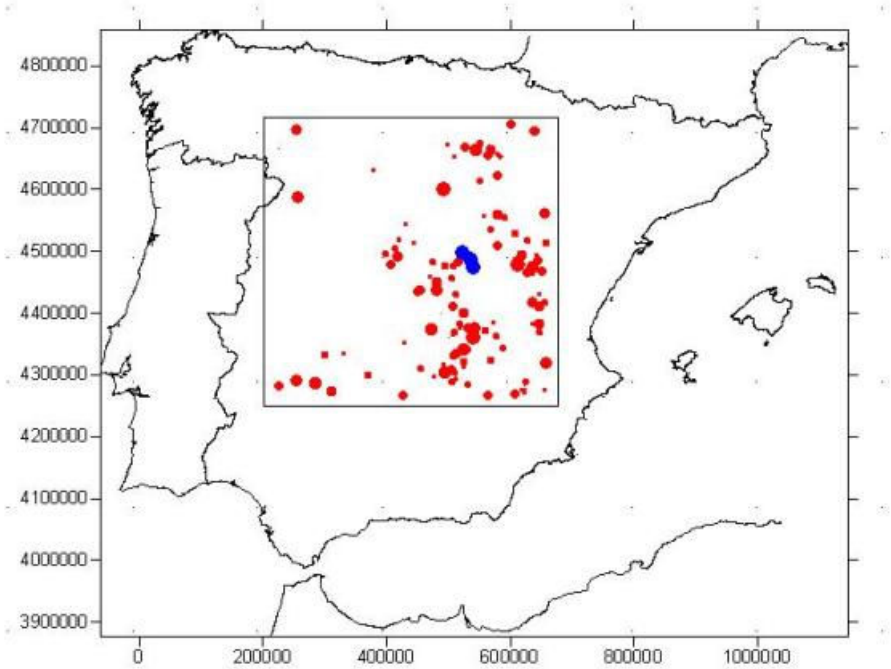


Figura 7.20: Conjunto de los 135 epicentros que constituyen la base filtrada

En azul se representan los tres sismos correspondientes a los años 1979-1982 en Guadalajara.

7.5 ESTUDIO SOBRE LA DISTRIBUCIÓN DE SISMOS MEDIANTE ANÁLISIS ENTRÓPICO

En el capítulo 4 (apartado 4.3) se ha desarrollado una técnica de análisis basada en la teoría de la información. Esta técnica ha sido aplicada para determinar la escala óptima, en el sentido de la información, de muestreo de la distribución de sismos resultante de filtrar la base de datos del IGN. De esta forma es posible pasar de un campo estocástico de puntos sobre el plano IR^2, a una función de medida probabilística cuyo soporte geométrico es el campo de epicentros de los eventos seleccionados tal y como se ha descrito en el apartado 5.1.1

Para ello, resumidamente, se realiza un estudio del comportamiento de la entropía de configuración según la escala de muestreo para detectar el máximo de la misma. Donde se encuentre dicho máximo se determina su correspondiente escala, que será la de máxima información y mínima redundancia.

7.5.1 Epicentros sin etiqueta

En primer lugar efectuaremos el estudio para la medida probabilística de ocurrencia de un terremoto sin tener en cuenta su intensidad. Es, sobre la entropía estándar calculada, (Figura 7.21) donde se determina que la escala de máxima información, donde se ubica el primer máximo, es a los 20 km aproximadamente para la medida definida sobre el soporte geométrico epicentral.

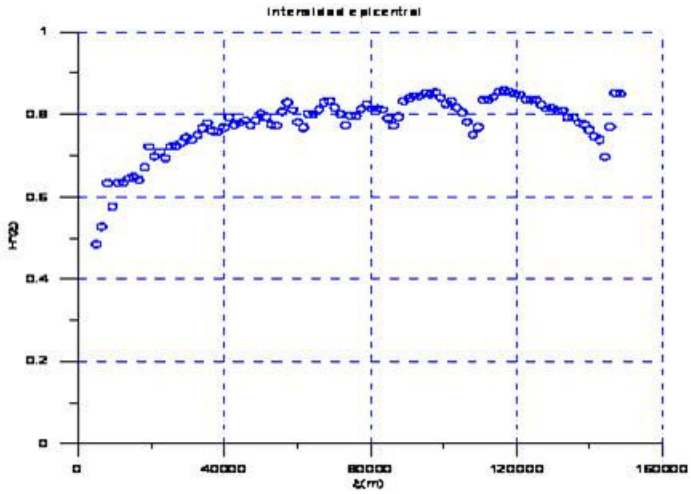


Figura 7.21: Entropía de configuración para el total de sismos sin peso en función de la escala.

En la figura 7.22 se representa la densidad de sismos (campo de la función estocástica o variable regionalizada) (en tanto por uno) a la escala de discretización obtenida.

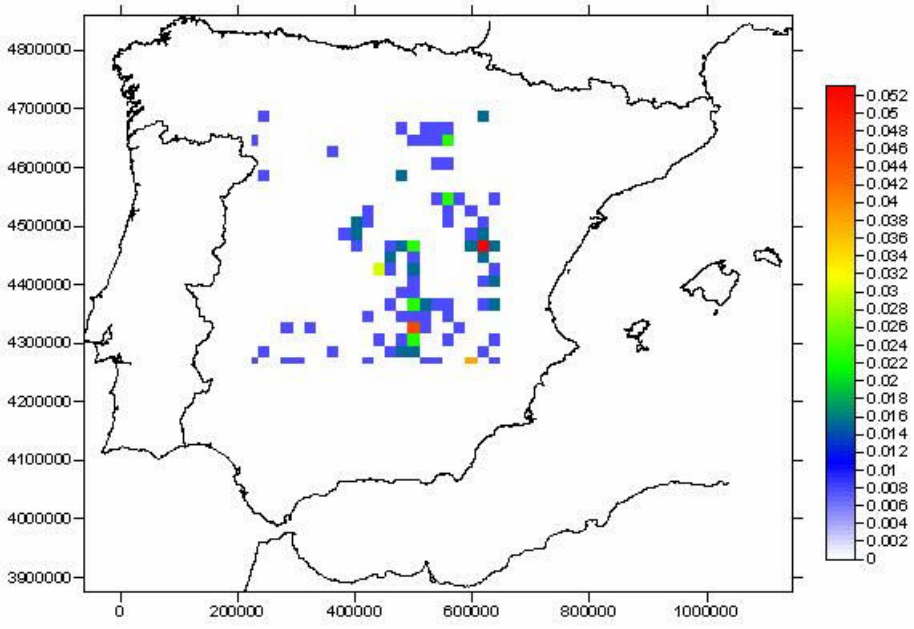


Figura 7.22: Distribución espacial de la medida intensidad sísmica discretizada a la escala H*(ε)

En el mapa de la figura 7.22 puede apreciarse cinco distribuciones diferentes de terremotos. La primera coincide con la zona de la sierra de Cameros hacia la rama aragonesa de la cordillera Ibérica con dirección O-E y otra distribución donde la dirección varía hacia el Este con dirección NO-SE que se localiza desde la rama castellana de la cordillera Ibérica y hacia el surco de Valencia. Por otro lado, hacia el O la intensidad epicentral decrece, con valores bajos de en las cuencas del Duero y Tajo. También se observa un máximo relativo en las sierras de Bascuñana y Altomira orientada NO-SE. La orientación varía hacia el oeste localizándose dos distribuciones con dirección NE-SO, una de ellas dentro de la zona correspondiente a la alta cuenca del Tajo y la otra en el sector intermedio del sistema Central. Finalmente las distribuciones de los bordes inferior derecho e izquierdo de la ventana de estudio, no corresponden tanto a la zona centro y se enmarcan dentro de las Béticas y sierra Morena respectivamente, siendo estas zonas de mayor sismicidad que la zona de estudio.

7.5.2 Epicentros con magnitud asociada

El mismo cálculo se ha llevado a cabo con la medida densidad energética definida en 5.1.1. Los resultados de la entropía de configuración en función de la escala se presentan en la Figura 7.23.

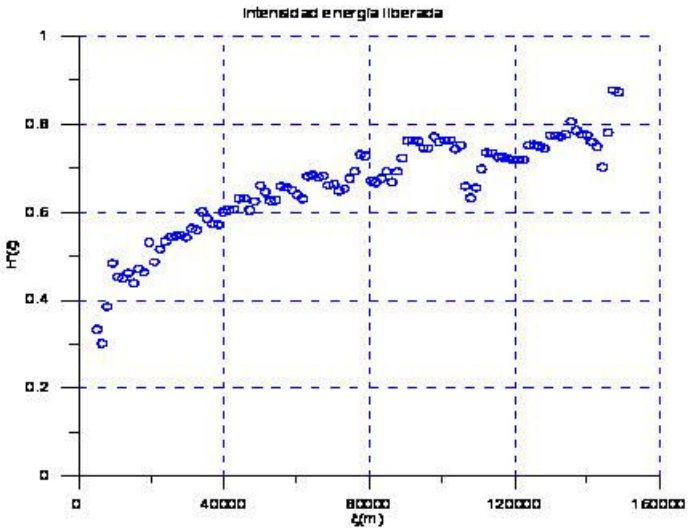


Figura 7.23: Entropía de configuración para la medida de soporte epicentral de densidad energética

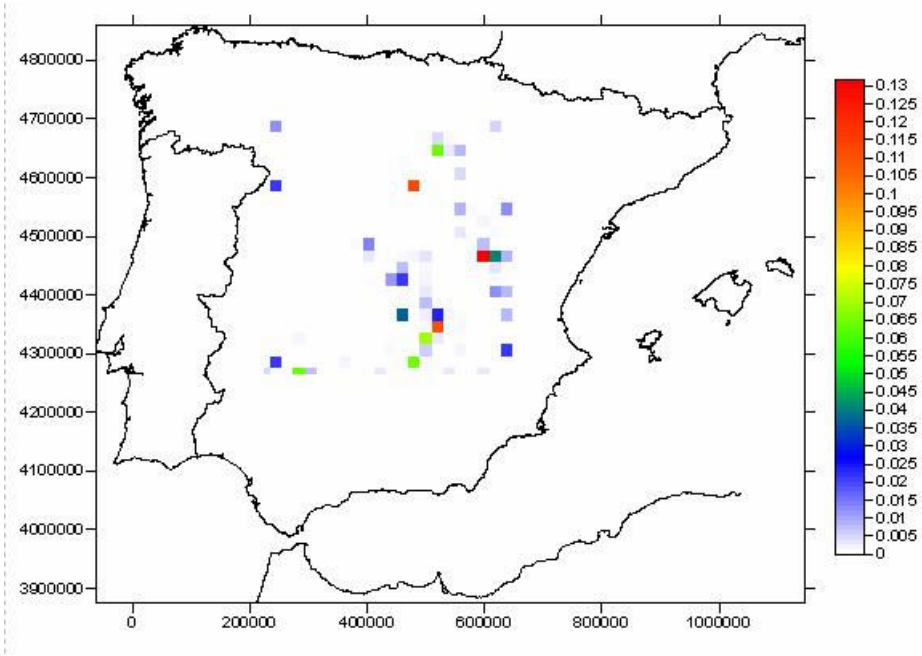


Figura 7.24: Distribución espacial de la medida densidad de energía sísmica discretizada a la escala que marca $H^*(\varepsilon)$

Es sobre la entropía estándar donde se determina que la escala de máxima información, donde se ubica el máximo, según la figura 7.23 es de 20 km, aproximadamente para ambas medidas de soporte geométrico. Esta escala es utilizada a posteriori para el diseño del mapa de densidad de energía sísmica (Fig. 7.24).

Analizando ahora la distribución espacial de la densidad de energía sísmica (7.24), se observa que la mayor liberación de energía tiene lugar en la sierra de Altomira y Bascuñana, entre la provincia de Guadalajara y Cuenca. Otra zona de liberación media-alta se encuentra en la sierra de Cameros-la Demanda, en el límite entre Soria y La Rioja. En general se corresponden con las microzonas comentadas del mapa de intensidad sísmica, no obstante al ser un área de baja sismicidad lo que observamos en la figura 7.24, más que orientaciones son agregados difusos.

Señalar adicionalmente que los comportamientos estructurales oscilatorios, para el conjunto de escalas sobre las que se hace el cálculo, y que son fácilmente observables, son muy semejantes entre sí. Este hecho permite suponer que, si bien la ubicación geométrica de los valores más elevados para ambas medidas, que corresponderían con una alta concentración de epicentros o con una elevada emisión de energía sísmica, respectivamente, no es la misma, la variabilidad espacial de cada una es muy semejante a la de la otra, en lo que a periodicidad respecta.

En resumen, la intensidad epicentral de la distribución espacial de terremotos del área de estudio muestra una escala de máxima información en la discretización a 20 km, al igual que la densidad energética. Esto significa que los patrones de ocurrencia y liberación de energía son similares en la misma área.

Una manera de entender este patrón de deformación es el siguiente: En la zona de estudio, alejada del límite Iberia-África la deformación intraplaca transmitida, es menor, lo que explica la distribución geométrica de la sismicidad sea más difusa en pequeños terremotos. Este tipo de deformación implica unas velocidades de movimiento en fallas dispersas y lentas en el antepaís Ibérico.

Este patrón de liberación de energía es instantáneo, puesto que solo representa 100 años de registro sísmico instrumental. La correlación de esta información con información geológica, que incluya intervalos temporales de varios órdenes de magnitud superior, debe de llevarse a cabo con cuidado, puesto que tal vez aquí, sólo se represente una

fugaz instantánea de un periodo sísmico, y no un comportamiento regional (a escala de tiempo geológico).

8 ZONACIÓN TECTÓNICA DEL CENTRO DE LA P.I.

En el presente capítulo se va a aplicar el análisis entrópico a la base de datos disponible. Con ello lo que se pretende es demostrar la utilidad de esta técnica a la hora de realizar un estudio completo que contemple el punto de vista sísmico y del patrón de la fracturación.

La base sobre la que se ha realizado el análisis procede del mapa de fallas de segundo orden (IGME, 2005) [4] que se muestra en la figura 8.1.

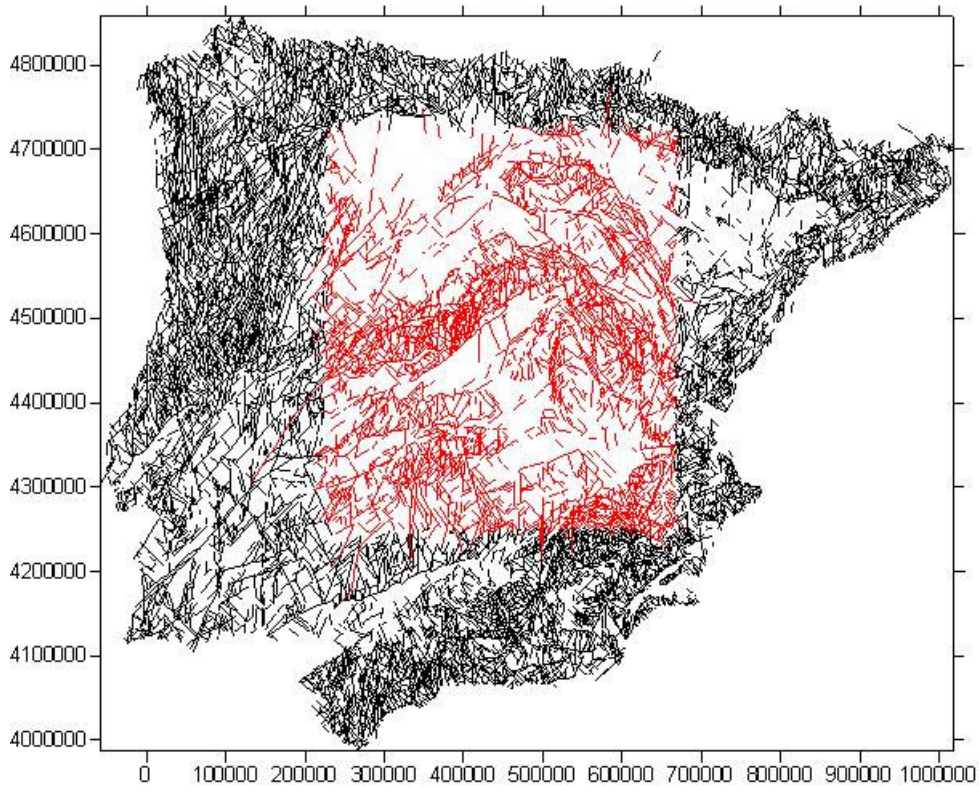


Figura 8.1: Representación de la base de datos MICEP junto con las fallas de segundo orden, (IGME, 2005) [4]

8.1 LA INVARIANZA AL CAMBIO DE ESCALA DE LA FRACTURACIÓN.

La distribución geométrica de la fracturación es una consecuencia directa del estado de esfuerzos generador, de las propiedades recogidas en el material fracturado y se encuentra condicionada por estructuras de fallas previas, así como por planos de debilidad heredados de la litología y de la estructura de fábrica.

Los primeros trabajos sobre la naturaleza fractal de la fracturación se centraron en la falla de San Andrés el California (Okubo y Aki, 1987 [78]). En estos trabajos se presentan las propiedades de escalado de la irregularidad en la traza de la fractura, calculando la dimensión fractal unidimensional en un rango de escalas entre 0,5 y 1000 km.

Mediante el comportamiento fractal, estos autores dividen la falla de San Andrés en segmentos, los cuales correlacionan con la actividad sísmica registrada y las tasas de deformación acumulada. Las bandas con corta longitud de onda presentan una dimensión fractal mayor que las bandas de corta longitud de onda. Pequeños valores de la dimensión fractal indican que la falla posee "débiles" propiedades geológicas para un rango de longitudes 0,5-1000 Km.

Estas débiles propiedades geológicas hacen referencia a la complejidad estructural de la falla, la cual es asumida como un plano euclídeo según su dirección y su buzamiento, rompiendo de forma homogénea al generar los sismos. Estos autores obtienen la dimensión fractal mediante un *compass counting* sobre perfiles del plano de la falla.

El análisis fractal de los terremotos y las fallas, llevaron a afirmar, que los modelos teóricos de rotura basados en hipocentros sobre planos euclídeos (dimensión 2) deben de abandonarse en favor de fallas no-planares, con superficies rugosas e irregulares, incidiendo en la imposibilidad de seleccionar segmentos de fallas, con el fin de obtener algoritmos que reproduzcan y simulen el disparo de terremotos.

El análisis de la distribución espacial de fracturas mediante técnicas fractales debe realizarse dentro de un amplio rango de escalas, con el fin de verificar la invarianza el cambio de escala del conjunto medido, además de cubrir efectos locales y regionales con una metodología homogénea. También es necesario que los mapas de lineamientos presenten una distribución de tamaños de las trazas de las fracturas con un mínimo de tres órdenes de magnitud, con el fin de mantener la máxima resolución gráfica de las estructuras frágiles generadas por un campo de esfuerzos, la cual se corresponde con la resolución del grado de complejidad. Además, la uniformidad de la longitud de los lineamientos disminuye la información geométrica, lo que conlleva a una pérdida de calidad de las dimensiones fractales medidas.

En la bibliografía puede encontrarse definido un conjunto como *autosemejante* cuando su estructura geométrica en una escala determinada es invariante al cambio de escala, independientemente del cambio realizado, por igual en las direcciones cartesianas. Por otro lado, la *autoafinidad* es la propiedad según la cual, un conjunto bajo una transformación afín (traslación y/o rotación), sus coordenadas permanecen invariantes al cambio de escala con un diferente factor de escalado. Si el conjunto que se desea medir no es autosemejante ni autoafín, no es fractal. Analizarlo mediante técnicas fractales genera resultados erróneos.

La invarianza al cambio de escala es una propiedad que obedece igual al cambio del tamaño de *pixel*, aunque con ciertas consideraciones diferentes: el píxel es una unidad superficial básica, mientras que la escala es un tamaño representativo. Por este motivo, se identifica cada mapa estructural con una escala característica, comparando entre ellos los valores obtenidos de la dimensión fractal.

8.2 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ENTRÓPICO A LOS LINEAMIENTOS

Los conjuntos de datos a analizar se encontraban incluidos en el GIS, desde el cual se importó en formato ASCII organizados en cuatro columnas. La primera columna contiene la coordenada UTM X de inicio de una fractura, la segunda la coordenada UTM Y de inicio de la fractura; las dos siguientes columnas contienen las coordenadas de final de la misma fractura.

Una vez vista la tipología de los datos, se procede a describir su análisis. En primer lugar, recordemos que para aplicar esta técnica es necesario mallar el conjunto y sobre cada una de las celdas aplicar una medida de probabilidad para calcular la entropía asociada, y el espectro multifractal.

Para conocer la cantidad de fractura que contiene una celda en concreto, necesaria para obtener la medida probabilística, se programan varios algoritmos de “clipping”. En el caso de este proyecto se ha utilizado un algoritmo modificado de Cohen-Sutherland, que devuelve precisamente la longitud de la fractura contenida en una celda de la que se conocen sus coordenadas límite, máximas y mínimas.

La base de datos de la que se dispone, contiene un total de 6 295 lineamientos, se analizará para extraer la escala de máxima información con un esquema parecido al ilustrado para sismos salvo en la medida de probabilidad (ver capítulo 7).

8.2.1 Lineamientos sin etiqueta

En primer lugar efectuaremos el estudio para la medida probabilística en una celda sin tener en cuenta su importancia, es decir la longitud total de la fractura que intersecta en una celda concreta, puesto que no es lo mismo que una fractura pequeña intersecte la celda con la misma longitud interior que otra más "importante", es decir, más grande. En principio, este hecho será tenido en cuenta el apartado 8.2.2.

La entropía estándar calculada, (Figura 8.2) es la que determina la escala de máxima información, donde se ubica el primer máximo; Ésta se encuentra a los 20 km aproximadamente para la medida definida sobre el soporte geométrico lineal.

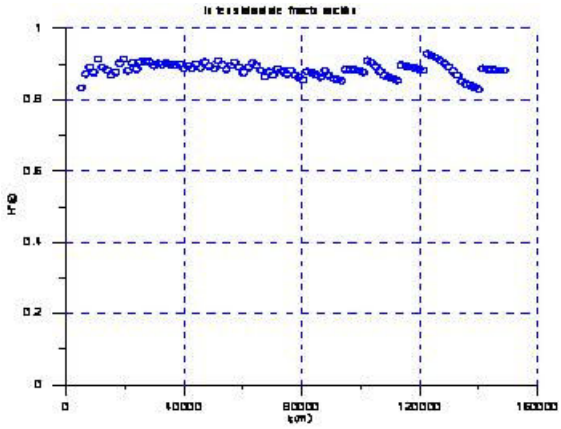


Figura 8.2: Entropía de configuración para la medida de soporte lineal de intensidad de fracturación

Obsérvese que el máximo queda perfectamente localizado a una escala aproximada de $\varepsilon^* = 20$ km, lo cual nos indica que es la escala a la que se debe discretizar el campo de fracturación a fin de realizar cualquier análisis posterior. En la figura 8.3 se presenta un mapa de distribución espacial de la intensidad de fracturación a la escala ε^*, junto con los lineamientos.

El mapa como puede apreciarse (Fig. 8.2) no disgrega la información ni tampoco la acumula demasiado, siendo éste el objetivo buscado.

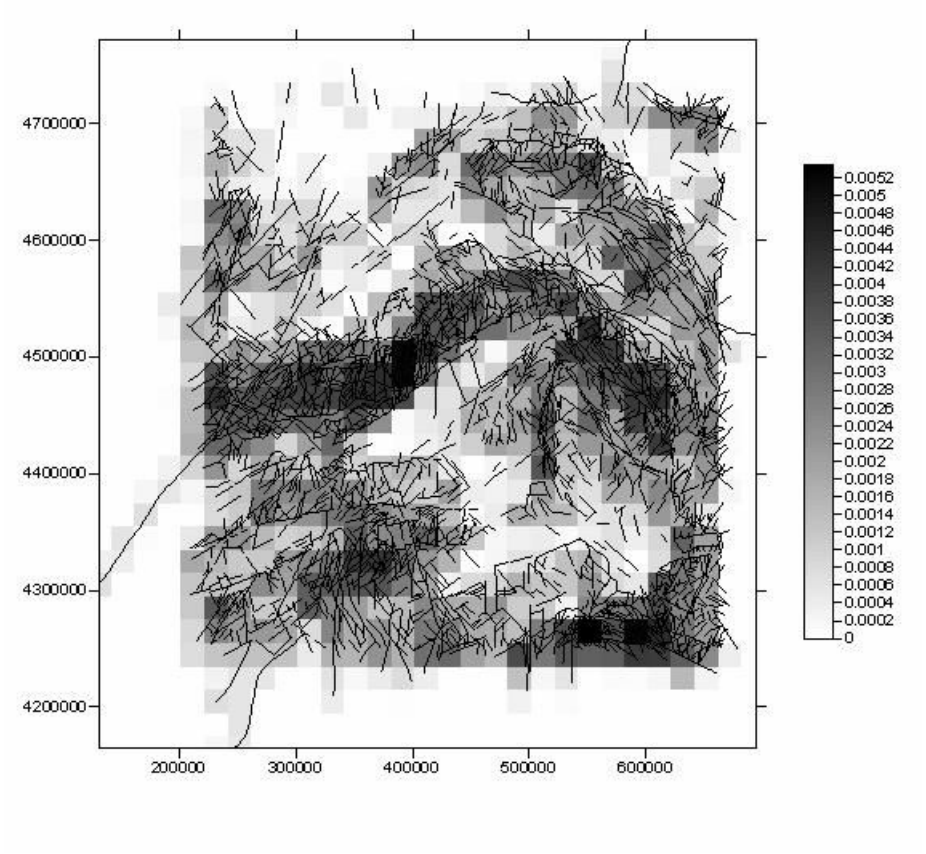


Figura 8.3: Distribución espacial de la medida intensidad de fracturación discretizada a la escala que marca $H^*(\varepsilon)$

Las áreas de mayor intensidad de fracturación como es lógico, se encuentran en las zonas donde se concentran muchas fracturas pero de longitud relativamente pequeña. A su vez las zonas de fracturas más largas poseen menos concentración de fracturas presentando intensidades medias bajas.

8.2.2 Lineamientos con importancia

La importancia es una medida probabilística que pondera la medida con la longitud de la fractura, según se explicó en el apartado 5.1.2.2 (5-35):

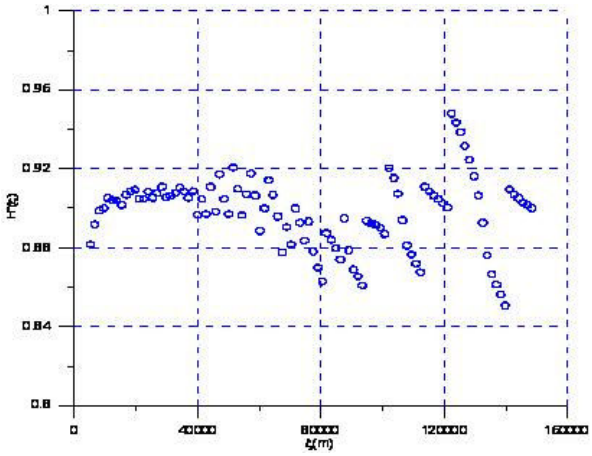


Figura 8.4: Entropía de configuración para la Importancia

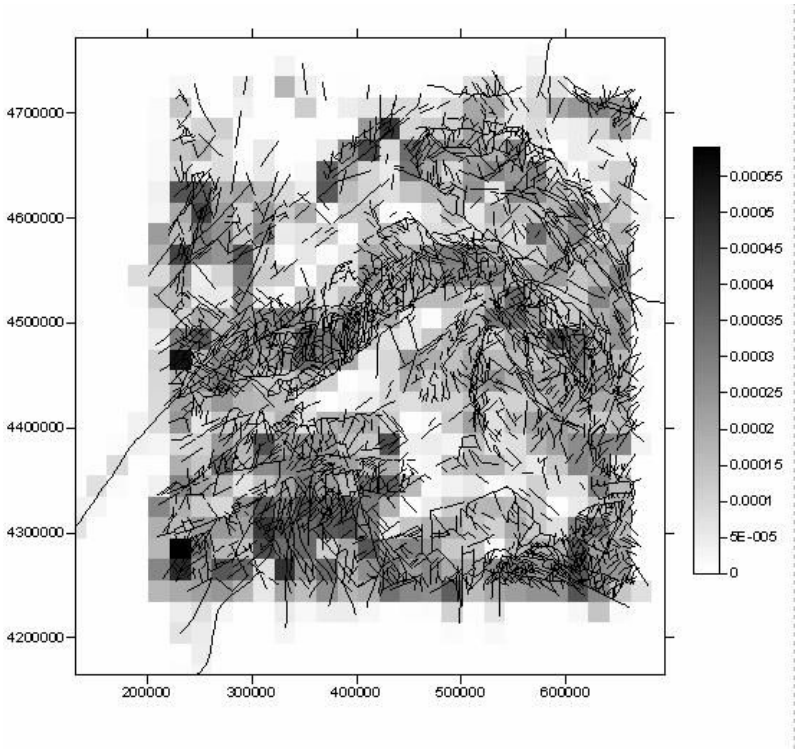


Figura 8.5: Distribución espacial de la medida ponderada (importancia) discretizada a la escala que marca H*(ε)

Al observar la figura 8.5 se aprecia cuales son las zonas de mayor importancia, Estas zonas están ligadas a fracturas con orientaciones N-S, más bien pequeñas y atravesadas por otras más largas con orientaciones NE-SO. Por otra parte si lo comparamos con las distribuciones espaciales obtenidas para sismos se infiere que las zonas de mayor importancia están ligadas a las zonas que habíamos señalado en el análisis de la distribución de intensidad epicentral. Las zonas más importantes según el gráfico, en

cuanto a la distribución de la medida de soporte lineal, son la zona de Sierra Morena, las Béticas y la zona fronteriza con el NE de Portugal, que pueden ser consideradas pertenecientes a otro tipo de dinámica distinta a la que tiene lugar en la zona centro.

Por el contrario en el interior de la ventana, aunque las áreas están más difusas se aprecian áreas con valor elevado de la medida como sucede en la zona de Cameros, el sector oriental del sistema Central y las Sierras de Bascuñana y Altomira, así como en el surco de Valencia. Son todas estas zonas aquellas en las que se han registrado sismos (ver Fig. 7.20) y también donde los mapas de densidades de las medidas de soporte puntual poseen valores más elevados.

8.3 CONTRASTE ENTRE LA DISTRIBUCIÓN DE SISMICIDAD Y EL PATRÓN DE FRACTURACIÓN

El breve análisis que se ha realizado en el apartado anterior deja algunas cuestiones que deben ser interpretadas con mayor profundidad, puesto que es el primer paso para una adecuada microzonación.

La mayor densidad de lineamientos al O de la Sierra de Cameros no se corresponde con los terremotos pues estos se registran en la zona oriental de la misma unidad. Otro aspecto a tener en cuenta es la mayor densidad de los lineamientos en aquellas zonas colindantes a áreas con mayor sismicidad que la de estudio, en las que se han registrado más bien pocos terremotos y de magnitudes no muy elevadas. Se aprecia también en Gredos una densidad de fracturación elevada debido a la coexistencia de fracturas pequeñas sin una orientación definida.

Otro punto a comentar es la coincidencia para la escala óptima de las cuatro medidas analizadas, dos con soporte geométrico epicentral y dos lineal. Por lo que se deduce que poseen una “textura” similar.

Si bien queda claro que existe un vínculo entre distribución de sismicidad y el patrón de fracturación, no toda área con sismicidad se encuentra en zonas con densidad de lineamientos elevada. La microzonación tendrá en cuenta este hecho y estudiará zonas símicas en la que la fracturación no sea importante, analizando el patrón de fracturación de zonas en las que no existen registros de terremotos con el fin de encontrar una explicación a dichas distribuciones.

9 ANÁLISIS CONJUNTO DE LAS CARACTERÍSTICAS MULTIFRACTALES DEL PATRÓN SISMOTECTÓNICO

9.1 ZONIFICACIÓN SISMOTECTÓNICA

La técnica aplicada en este apartado, ya descrita en el capítulo 6, es una herramienta útil para detectar zonas con estructuras diferentes, así como para caracterizar la propia estructura de la zona a través de la variabilidad de la intensidad epicentral y densidad energética en función de orden del momento de la medida, para los terremotos y la intensidad de fracturación e importancia, para los lineamientos. A partir de la interpretación de los mapas de densidad y de los parámetros característicos ya definidos en el capítulo 6 ha sido posible realizar una microzonación, distinguiendo áreas con un comportamiento diferente para la distribución de sismos resultante de filtrar la base de datos del IGN, y para el patrón de fracturación existente en la zona (fallas de primer y segundo orden- ver Fig. 9.1).

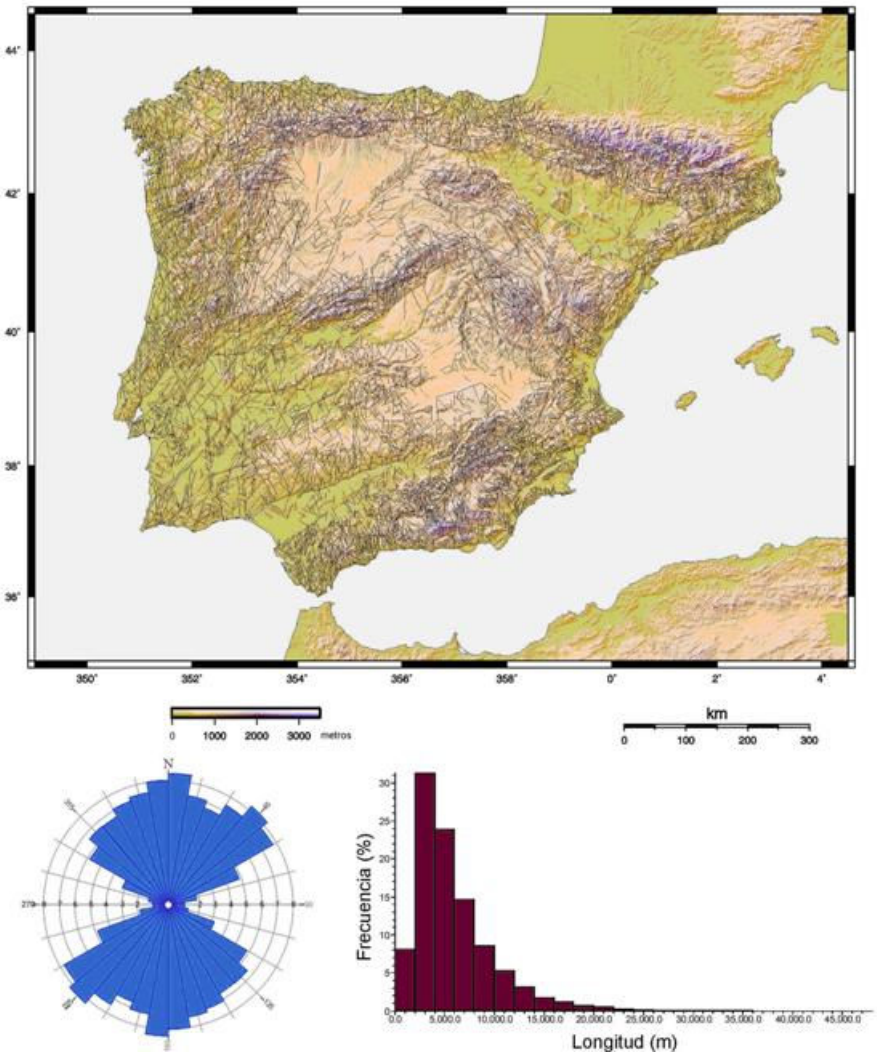


Figura 9.1: Mapa de fallas de 2º orden con la rosas de direcciones e histograma de longitudes. (IGME, 2005)[4]

Del análisis de los resultados obtenidos por el análisis entrópico y de la interpretación de los mapas de densidad, comparándolo con la estructura del la piel de las cadenas del antepaís Ibérico (Tabla de 3.1), se llega a distinguir zonas donde coexisten una densidad elevada de sismos y simultáneamente de fracturación que además coincide con zonas donde la piel es diferente (Fig. 3.4). La zonificación inicial es el resultado de este estudio comparativo, distinguiéndose las siguientes zonas.

- Sector de Enlace de Sierra Morena con la Sierra de Guadalupe
- Sierra de Cazorla y Segura
- Cordillera Ibérica

- N de las Béticas
- Arco de Montalbán
- Sierra de Altamira y Bascuñana
- Sierra de Cameros
- Sector intermedio del Sistema Central
- Serranía de Cuenca
- Fosa de Teruel

El resultado de esta zonificación puede verse en la figura 9.2.

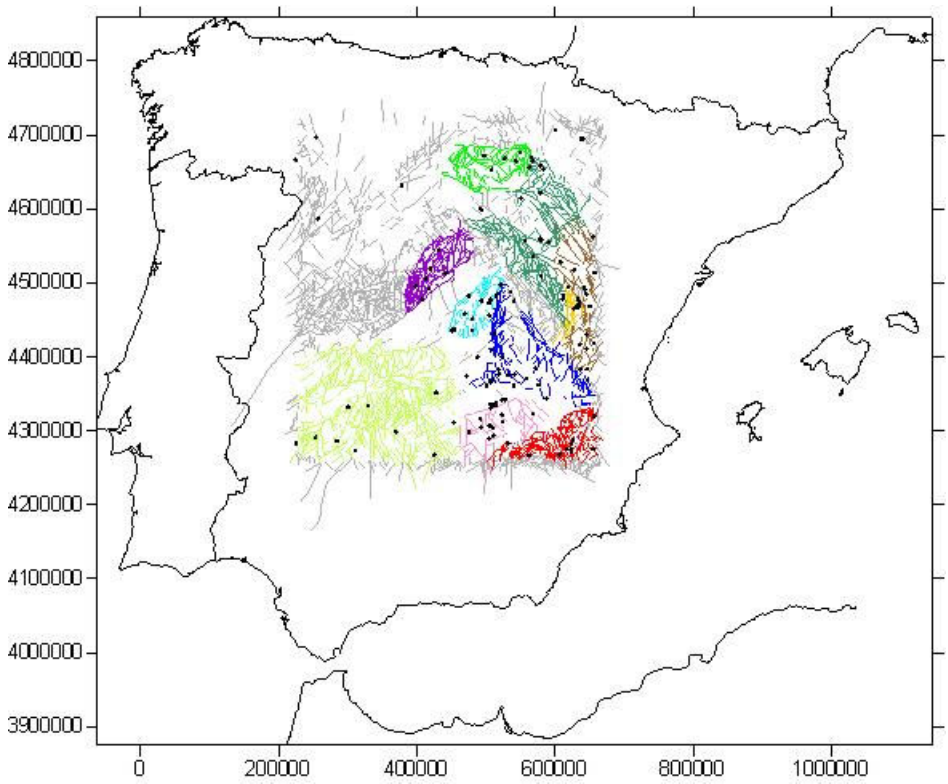


Figura 9.2: Representación de fracturas y sismos de las áreas de la microzonación

Sobre estas zonas se realizará el análisis entrópico para extraer la escala óptima de información, este dato marcará el rango de escalas para el cual se lanzará el programa que realiza los cálculos multifractales sobre la medida probabilística oportuna en cada caso.

Con esta medida probabilística se calcularán las funciones de partición que intervienen en el método de los momentos (ver apartado 6.2) aquí aplicado. Este método (ver capítulo 6) calcula la secuencia del exponente de masa que mediante una regresión lineal da lugar a las dimensiones generalizadas, las cuales mediante una transformación de Legendre proporciona el espectro multifractal. Del análisis de las gráficas de cada una de estas funciones se obtienen unos valores distintivos, que caracterizan el comportamiento multifractal.

Estos valores se han elegido teniendo en cuenta la información que nos pueden aportar, y son:

- La Q de la entropía de Tsallis, que nos indica cual es la dinámica del sistema y si la obtención de la escala óptima obtenida a través de la expresión dada por shannon es o no representativa (ver apartado 4.3).

- La escala óptima obtenida mediante el análisis entrópico, utilizando como expresión la entropía de Shannon (ver apartado 4.3).

- El valor máximo y mínimo de α.

- La anchura del espectro, es decir α_{max}-α_{min}, ya es un indicador del mayor o menor comportamiento multifractal. A mayor anchura, más variación de la medida probabilística para diferentes momentos (ver Tabla 6.1), mostrando comportamientos distintos para pequeña y grande probabilidad.

- El valor de q para el cual la función $\alpha\ (q)$ tiene un punto de inflexión, y por lo tanto es donde se produce el cambio de comportamiento entre lo que sucede a medidas pequeñas o a medidas probabilísticas elevadas. Este valor se obtiene en la secuencia del exponente de masa en función de q y se corresponde con el valor de q para la cual esta curva cambia su pendiente. Adicionalmente, se aprecia que cuanto mayor sea el cambio de pendiente de la curva la multifractalidad será mayor. A este valor de *q* se le va a denominar q_α.

- Las dimensiones D_0, D_1 y D_2, dadas por la curva de $\alpha(q)$ en función de q. Esta función es decreciente por lo que se debe cumplir que $D_0>D_1>D_2$, siendo:

$$D_1 = \lim_{\varepsilon \to 0} \frac{-\sum_{i=1}^{N(\varepsilon)} p_i \log p_i}{\log \varepsilon} \quad \text{y} \quad D_2 = \lim_{\varepsilon \to 0} \frac{-\log \sum_{i=1}^{N(\varepsilon)} p_i^2}{\log \varepsilon}$$

Con ε la escala de discretización y p_i la medida definida. El valor de D_0 debe ser el mismo para las dos medidas definidas, puesto que el soporte es el mismo.

- El cociente $f_{max}/\ \Delta\alpha$. El valor de este cociente no da una idea sobre lo "picuda" o apuntada que es la función, esto es importante en cuanto que a mayor relación, menor será la diferencia de comportamiento en la medida y por lo tanto su carácter multifractal.

A continuación se presenta el análisis multifractal para el conjunto de sismos total y cada una de las zonas delimitadas

9.2 ANÁLISIS FRACTAL DE TERREMOTOS

9.2.1 Distribución de epicentros sin peso

La aplicación del método de los momentos (apartado 6.2) sobre la medida de densidad epicentral nos proporciona las gráficas, de las que se obtendrán los valores especiales que caracterizan la naturaleza multifractal de la distribución. Para ello primero se analiza la base total de los eventos resultantes del filtrado realizado en el capítulo 7, (Fig. 9.1 y 9.2) y a continuación se aplicará el mismo análisis sobre cada una de las provincias en las que se ha zonificado el área de estudio.

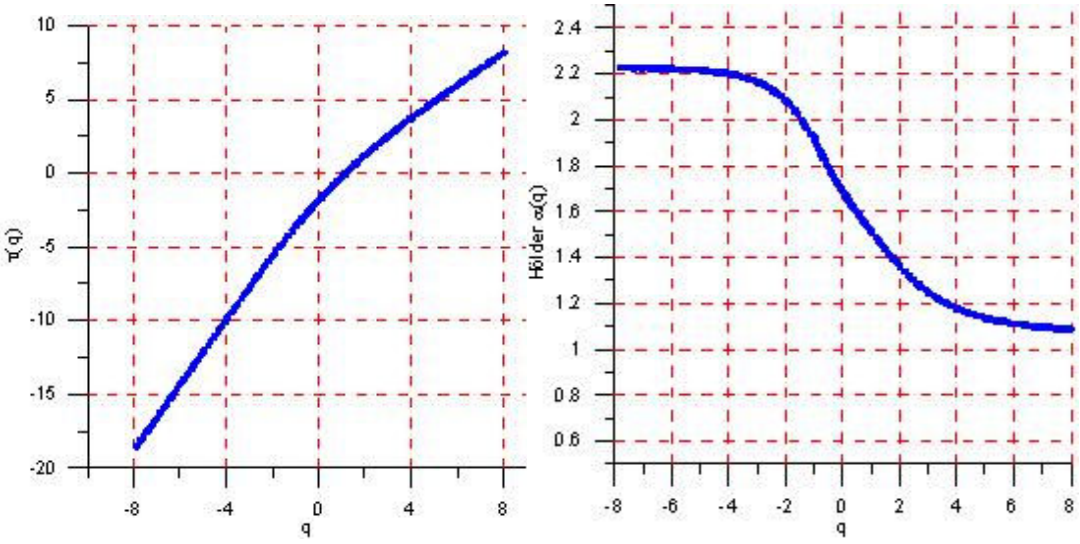


Figura 9.3: Secuencia del exponente de masa y D_q en función de q

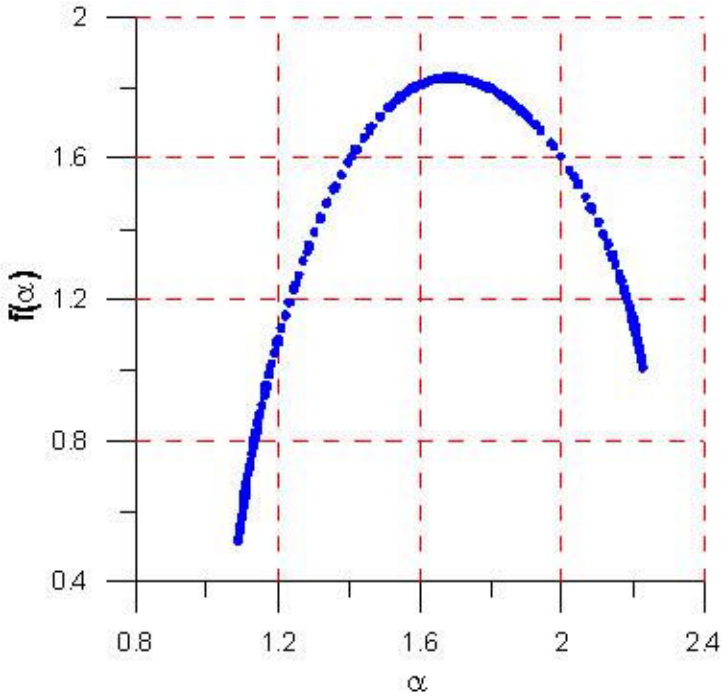


Figura 9.4: Espectro multifractal de la intensidad epicentral

Una vez obtenido esto, se realizará el análisis conjunto de las 10 zonas resultantes de los análisis realizados en los capítulos 7 y 8.

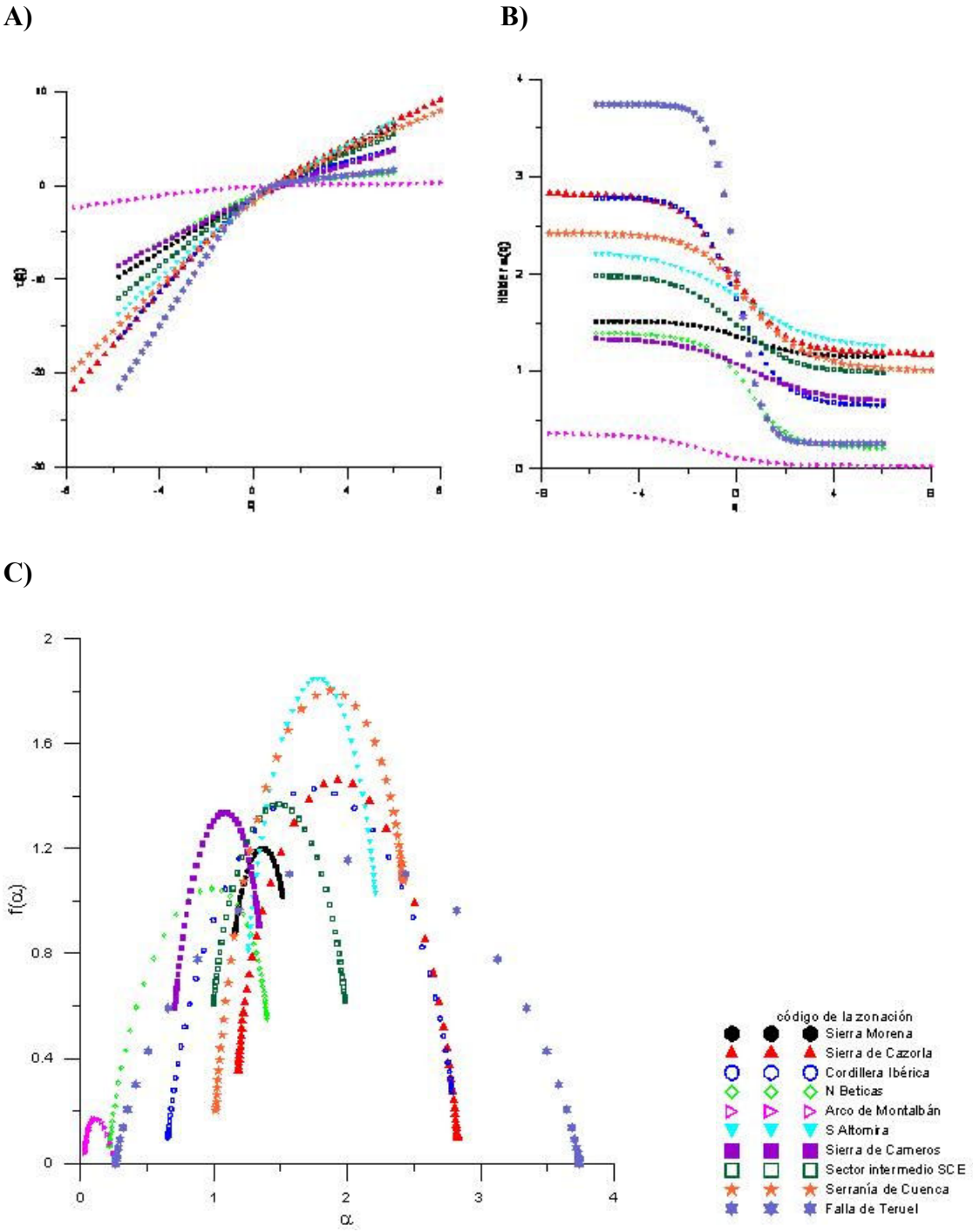


Figura 9.5: A) y B) Gráficas del exponente de masa y D_q en función de q. C) Espectros multifractales para la zonificación

Obsérvese que todos los espectros son tangentes a la bisectriz del cuadrante, es decir a la recta y = x, esto es correcto y además el punto de tangencia se corresponde con el

valor de D_1, así como el D_0 es el máximo de la curva f(α), esto sucede cuando el orden del momento es nulo, q = 0.

9.2.2 Distribución de epicentros con energía

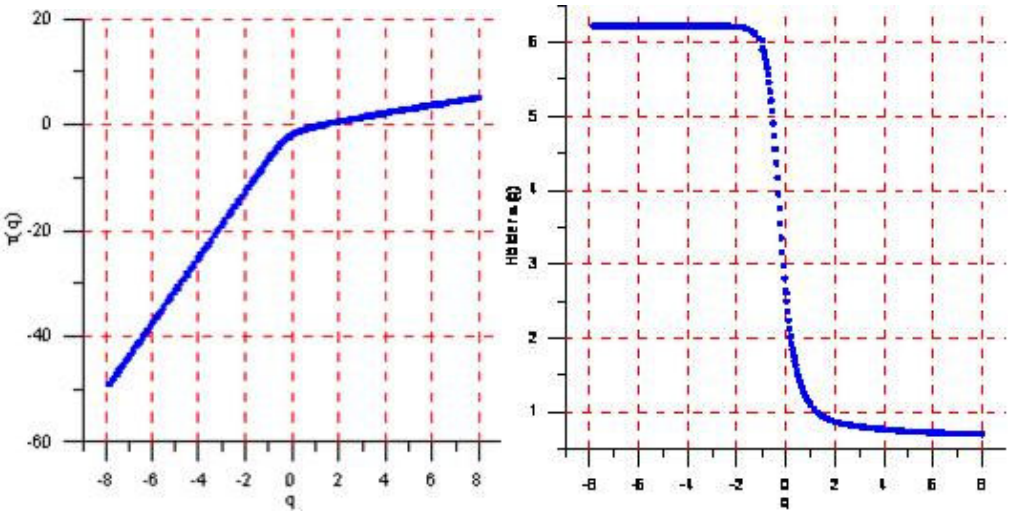


Figura 9.6: Secuencia del exponente de masa y espectro de las D_q en función de q para la densidad energética

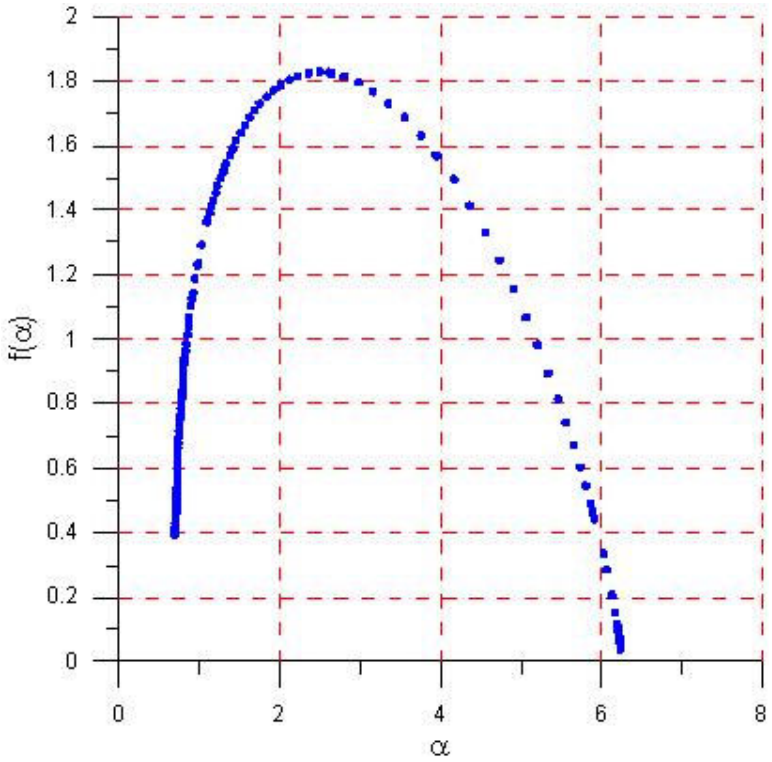
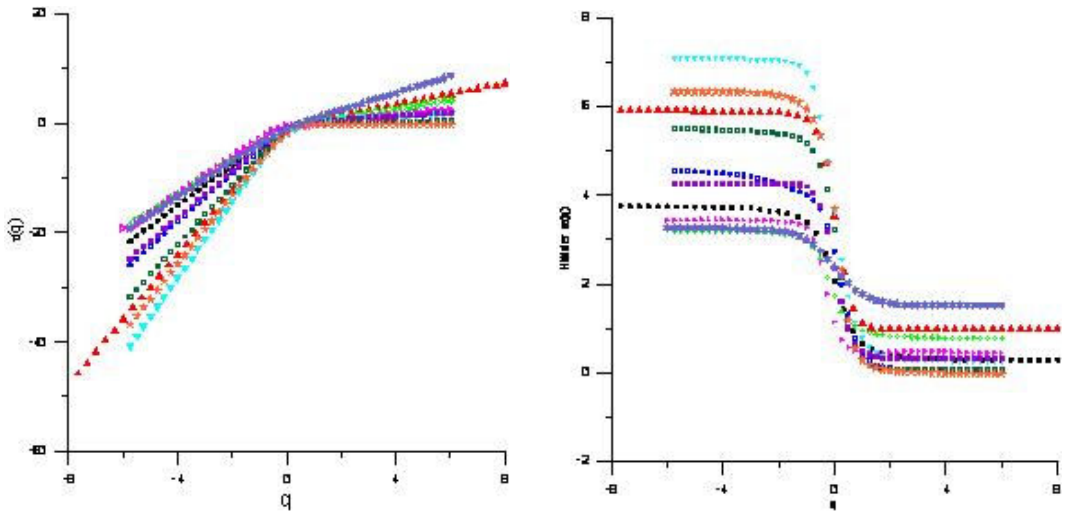


Figura 9.7: Espectro multifractal de la densidad energética

A) **B)**



C)

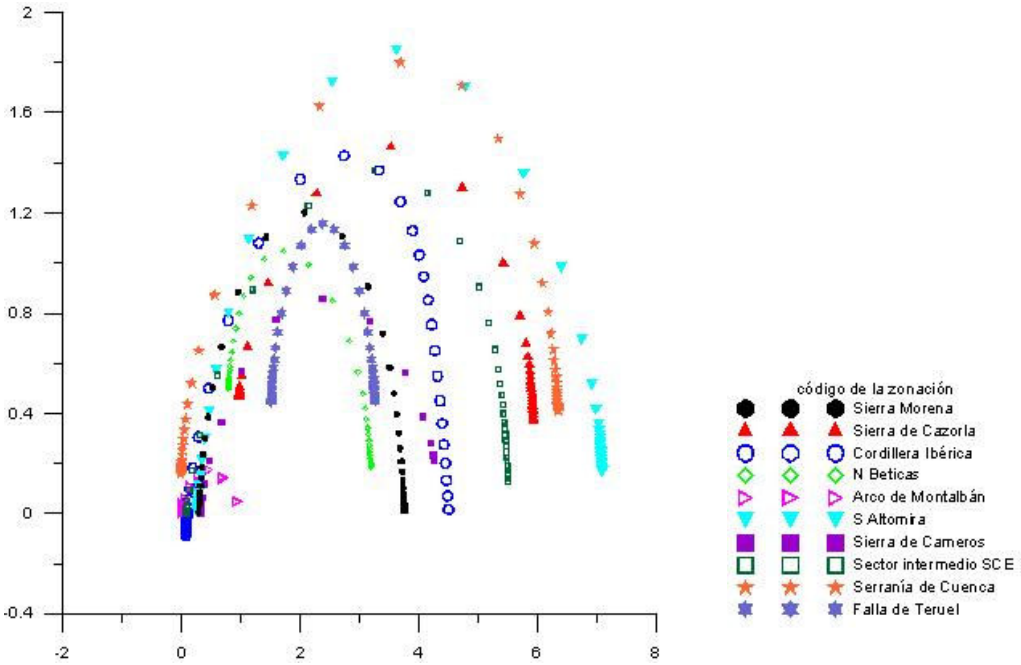


Figura 9.8: A) y B) Gráficas del exponente de masa y Dq en función de q. C) Espectros multifractales para la zonificación.

9.2.3 Estudio comparativo del análisis multifractal de terremotos

En este apartado se pretende encontrar una relación entre los parámetros característicos y el patrón de liberación de energía así como de probabilidad de ocurrencia. Para ello se crea una tabla (Tabla 9.1 y 9.2), que reúna los valores especiales de todas las zonas. Estos valores junto con la interpretación de las gráficas nos proporciona información relativa a la distribución de las medidas sobre el soporte epicentral.

Tabla 9.1: Caracterización multifractal de la distribución de epicentros sin peso

Zona	Q	q? -8	q=0	q=1	q=2	q*	q? +8	Δα	$f_{max}/\Delta\alpha$
		α_{max}	$\alpha(0)=D_0=\tau(0)=f_{max}=f(\alpha(0))$	$\alpha(1)=D_1$	$\alpha(2)=D_2$	$\alpha''(q)=0$	α_{min}	$\alpha_{max}-\alpha_{min}$	
MICEP	2.33	6.3	1.78	1.55	1.39	0.29	1.1	5.2	0.34
Sierra de Cameros	2.43	1.37	1.28	1	0.87	0.33	0.7	0.65	1.97
Cordillera Ibérica	1.90	2.8	1.42	1.2	0.85	0.99	0.68	2.12	0.67
Sector intermedio SCE	3.00	2	1.38	1.3	1.15	0.01	1	1	1.38
S. Altomira y Bascuñana	3.52	2.22	1.82	1.6	1.48	0.24	1.18	1.04	1.75
Sierra de Cazorla y Segura	3.03	2.82	1.58	1.53	1.35	-0.16	1.18	1.64	0.96
Arco de Montalbán	1.03	0.33	0.19	0.07	0.05	0.74	0.03	0.3	0.63
N de las Béticas	1.23	1.41	1.05	0.62	0.38	0.42	0.2	1.21	0.87
Enlace S. Morena-Guadalupe	5.72	1.52	1.2	1.18	1.16	0.37	1.15	0.37	3.24
Serranía de Cuenca	2.70	2.42	1.82	1.57	1.33	0.52	1	1.42	1.28
SE Teruel	1.21	3.8	1.18	0.7	0.38	0	0.2	3.6	0.33

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9.2: Caracterización multifractal de la distribución de epicentros con peso

Zona	Q	q? -8	q=0	q=1	q=2	q*	q? +8	Δα	$f_{max}/\Delta\alpha$
		α_{max}	$\alpha(0)=D_0=\tau(0)=f_{max}=f(\alpha(0))$	$\alpha(1)=D_1$	$\alpha(2)=D_2$	$\alpha''(q)=0$	α_{min}	$\alpha_{max}-\alpha_{min}$	
MICEP	1.79	6.4	1.78	1.1	0.85	-0.5	0.7	5.7	0.31
Sierra de Cameros	1.21	4.3	1.28	0.5	0.35	0.79	0.2	4.1	0.31
Cordillera Ibérica	1.05	4.6	1.42	0.55	0.1	0.02	0.05	4.6	0.31
Sector intermedio SCE	1.05	5.5	1.38	0.4	0.1	0.05	0.05	5.5	0.25
S. Altomira y Bascuñana	1.21	7.1	1.82	0.8	0.39	0.03	0.2	6.9	0.26
Sierra de Cazorla y Segura	1.55	5.9	1.58	1.1	0.92	0	0.5	5.4	0.29
Arco de Montalbán	1.45	3.49	0.6	0.45	0.42	-0.28	0.4	3.09	0.19
N de las Béticas	2.01	3.2	1.05	0.96	0.8	-0.12	0.77	2.43	0.43
Enlace S. Morena-Guadalupe	1.27	3.76	1.2	0.65	0.4	0.02	0.25	3.51	0.34
Serranía de Cuenca	1.05	6.4	1.82	0.3	0.12	0.04	0.05	6.35	0.29
SE Teruel	3.75	3.3	1.2	1.18	1.16	0.01	1.5	1.8	0.67

Fuente: Elaboración propia

Para una mejor interpretación de las tablas se representan la correlación entre los valores para la medida sin peso y con peso. (Figura 9.7)

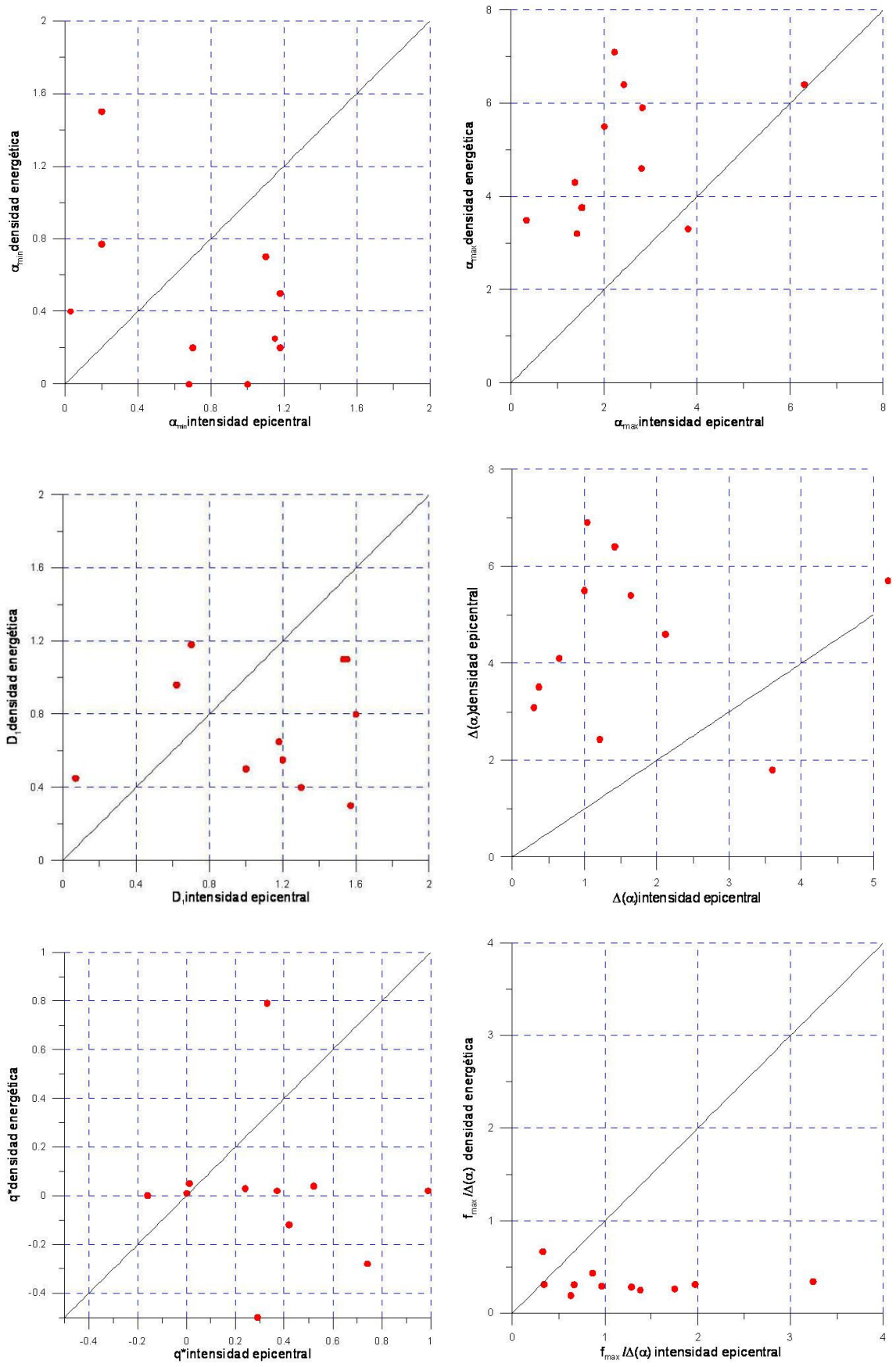


Figura 9.9: Correlaciones entre los valores especiales de las dos medidas definidas para los sismos

Como se puede observar en las gráficas no existe correlación entre los valores multifractales de la distribución de sismos ponderados con energía y los de la distribución de intensidad epicentral. Es decir, que el patrón de ocurrencia y el patrón de liberación de energía no se encuentran relacionados. Así en las zonas de mayor probabilidad de ocurrencia existen gran cantidad de terremotos pero con baja energía. Además de las Figuras 9.4 y 9.7 se extrae que la forma de las gráficas es distinta, obsérvese cómo en las zonas de mayor liberación de energía, como por ejemplo la zona de la sierra de Altamira y Bascuñana la anchura del espectro aumenta al pasar de la distribución de ocurrencia a la ponderada con energía, esto es, que es más multifractal. Mientras que sucede al contrario en la falla de Teruel, es decir se pasa de más multifractal a menos, si esto lo comparamos con el tipo de actividad de esta zona, que es de muchos terremotos pero de baja magnitud podemos extrapolar que cuando la multifractalidad aumenta de la distribución de sismos a la de sismos con peso se tienen relativamente pocos terremotos, pero de mayor magnitud, y viceversa si disminuye.

Si observamos los espectros y otros valores especiales como por ejemplo la escala óptima se puede concluir que las zonas con proximidad tienen valores semejantes, al igual que espectros semejantes. Esto quiere decir que puede haber una interrelación entre las zonas siendo la fracturación un fenómeno que tiende a uniformizarse pero no del todo. Para decir esto, nos basamos en la Q de Tsallis, valor que aparece en la Tablas 9.1 y 9.2, como puede apreciarse, estos valores están entre 1 y tres y en algunos casos mayores de este valor, esto significa que la dinámica que se produce se acerca más a la teoría de Tsallis que a la de Shannon por lo que estará mejor determinada si obtuviéramos los valores de la escala óptima a partir de la definición (4-44). Con esto decimos que sería interesante realizar el análisis entrópico basándonos en la entropía de Tsallis que parece que se adapta mejor a la dinámica de las distribuciones estudiadas.

9.3 ESTUDIO DEL PATRÓN DE FRACTURACIÓN

9.3.1 Análisis entrópico por zonas

9.3.1.1 Análisis entrópico de la intensidad de fracturación

Al igual que se hizo en los capítulos 7 y 8 para los terremotos y los lineamientos de las bases completas, se procede a realizar un análisis entrópico de cada una de las zonas (Fig. 9.10) para hallar la escala óptima de información.

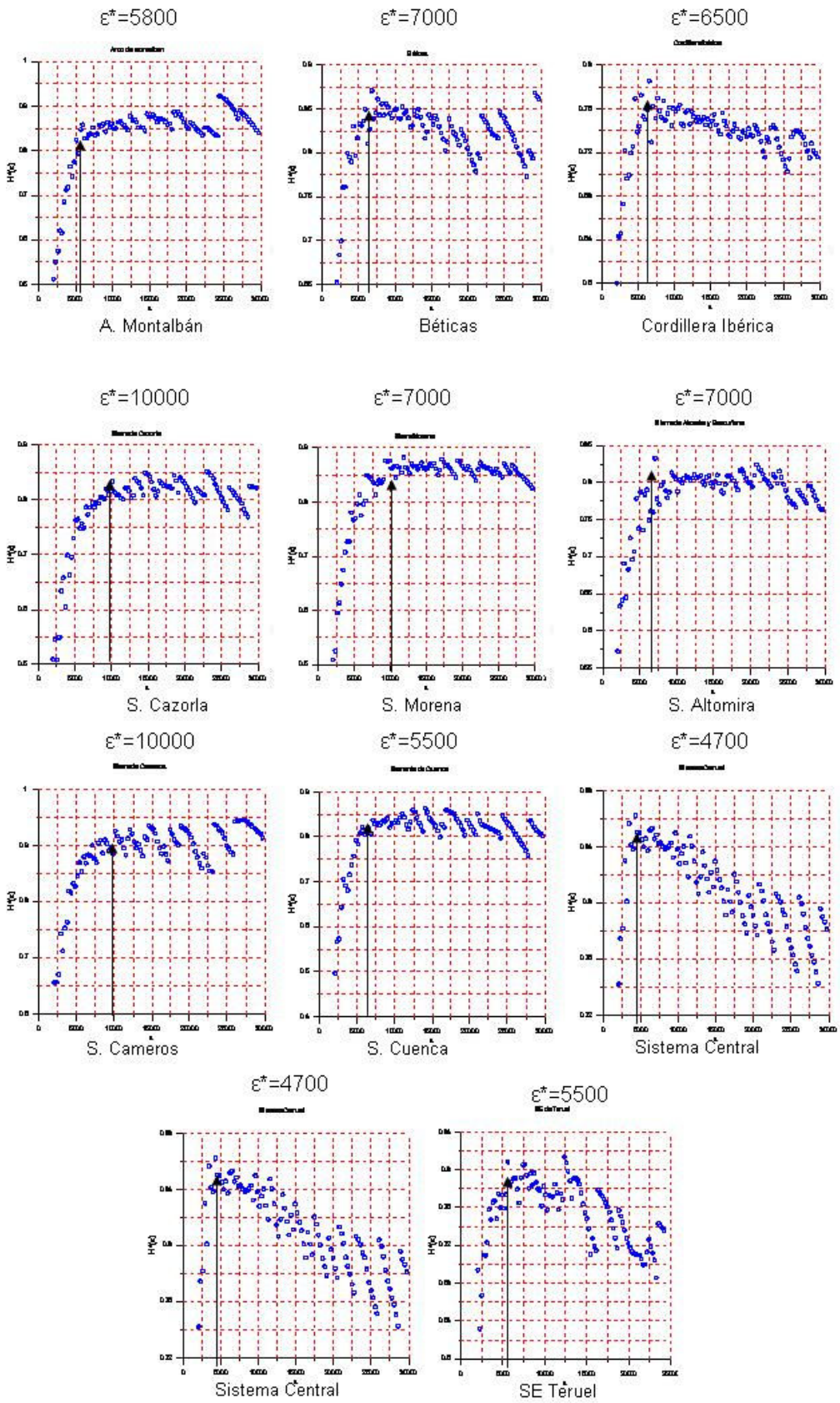
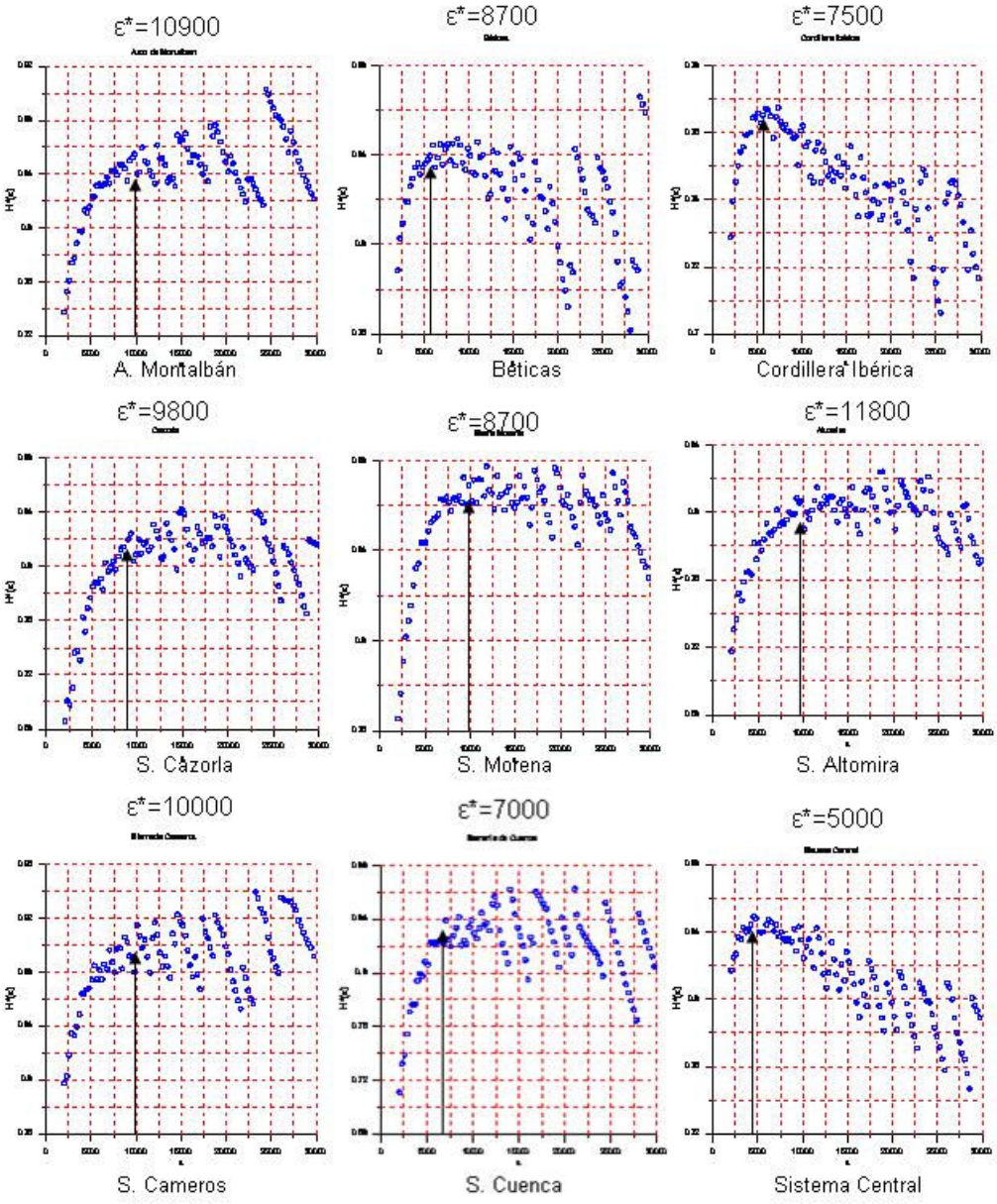


Figura 9.10: Entropía de configuración de la intensidad de fracturación para las 10 zonas seleccionadas

9.3.1.1 Análisis entrópico de la intensidad de fracturación

Una vez visto el funcionamiento de la técnica aplicada a los lineamientos, se analiza la base teniendo en cuenta la medida denominada importancia. Este análisis tiene importantes consecuencias en relación con el análisis realizado para los lineamientos sin peso.



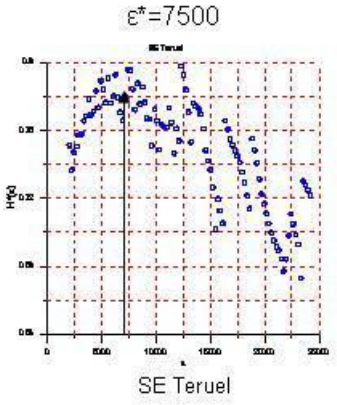


Figura 9.11: Entropía de configuración de la importancia para las 10 zonas

En las gráficas se puede observar el salto donde se produce el primer máximo, es éste valor cuya escala es la óptima. En el análisis posterior se podrá apreciar como zonas próximas entre sí tienen valores semejantes, al ser un fenómeno que parece que se uniformiza es acertado utilizar la entropía de Shannon, 1948 [4] porque se acerca a la dinámica por él estudiada. Obsérvese que este análisis no ha sido efectuado sobre el patrón sísmico, esto es debido a que los resultados no serían significativos al tener muy pocos terremotos.

El protocolo a seguir consiste en discretizar el campo en un rango de escalas cercanas a las dadas por el máximo, y realizar el análisis multrifractal.

9.3.2 Análisis multifractal de la intensidad de fracturación

El análisis que se va a realizar sobre los lineamientos es similar al realizado para los terremotos. En él se van a estudiar por separado las distribuciones de la intensidad de fracturación y de la importancia para cada una de las zonas delimitadas

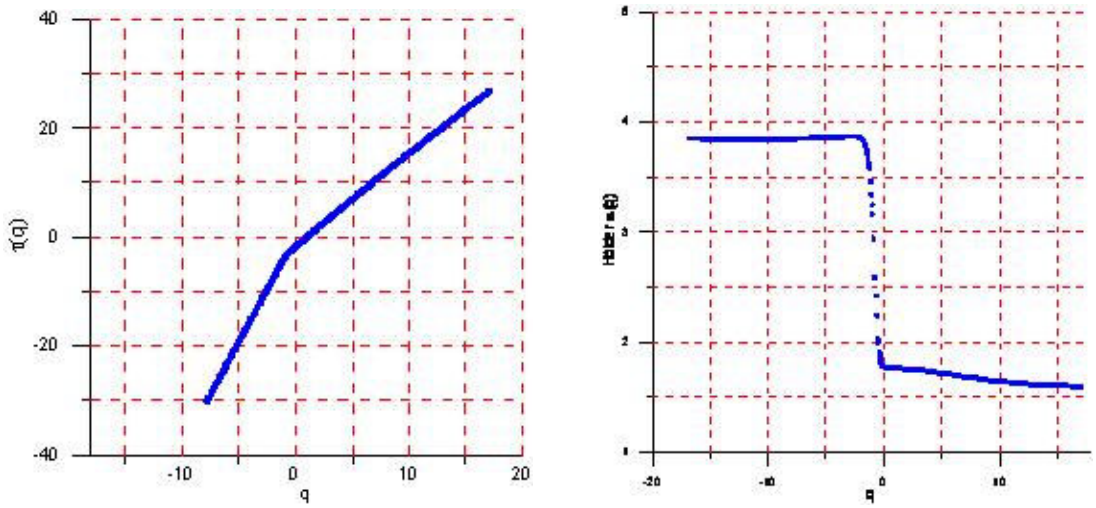


Figura 9.12: Secuencia del exponente de masa y espectro de las D_q en función de q

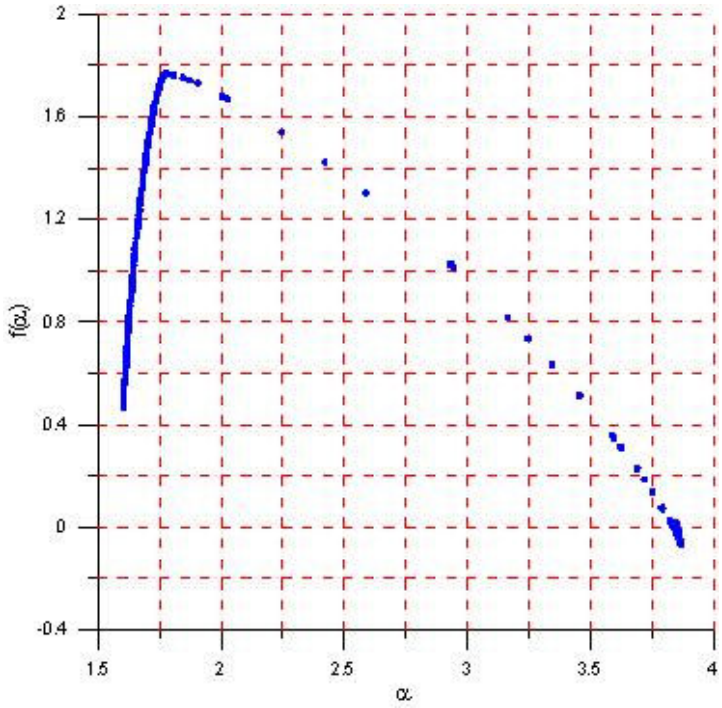


Figura 9.13: Espectro multifractal de la intensidad de fracturación

Tal y como se hizo en el caso de los terremotos se va a proceder a realizar el análisis multifractal mediante el método de los momentos para cada una de las provincias resultantes de la zonificación.

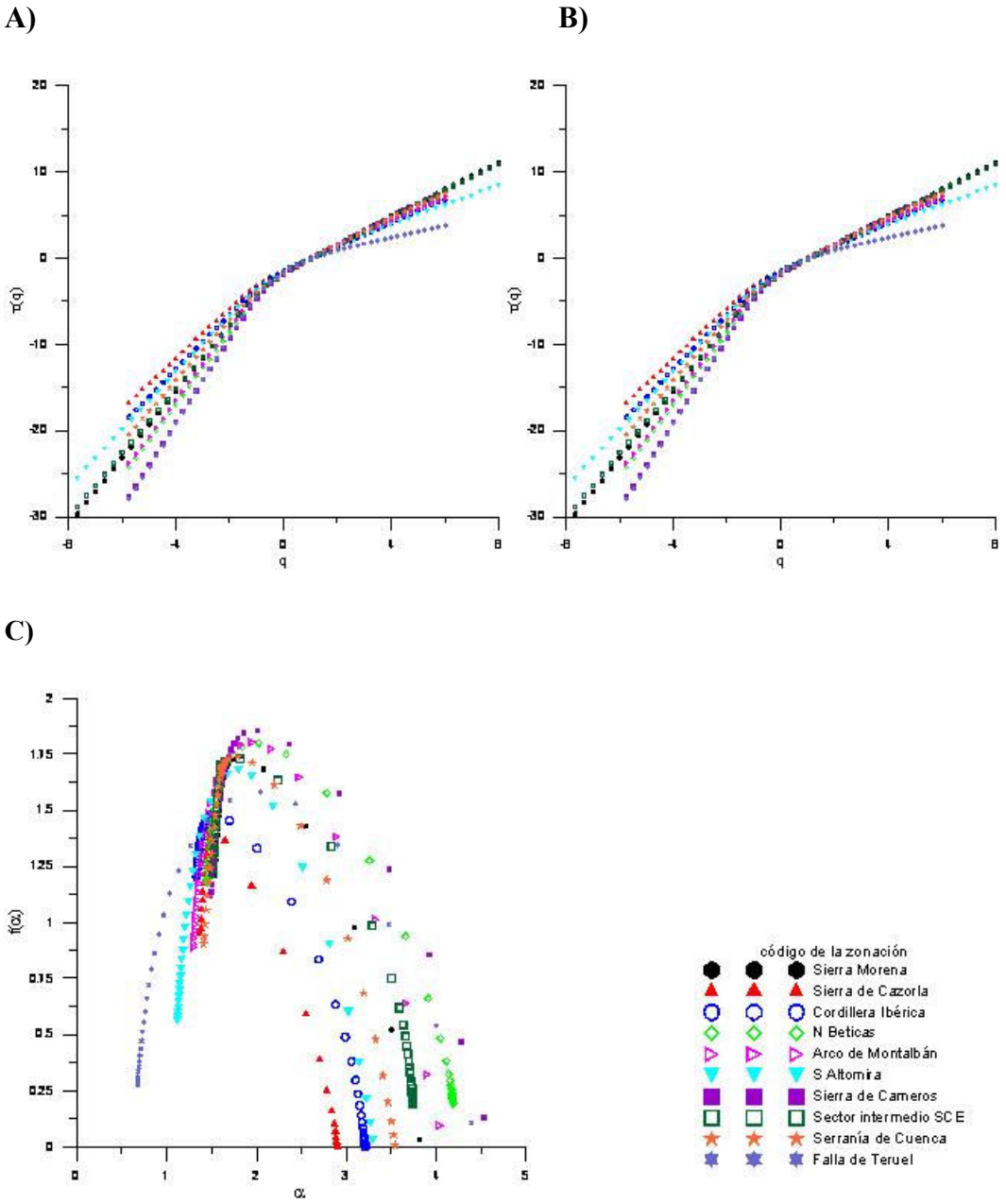


Figura 9.14: A) y B) Gráficas del exponente de masa y Dq en función de q. C) Espectros multifractales para la zonificación.

9.3.3 Análisis sobre la importancia de fracturación

En este apartado se efectuarán los mismos cálculos para la distribución de probabilidad de la medida definida por (5-35). Los resultados se presentan en las figuras 9.15, 9.16 y 9.17.

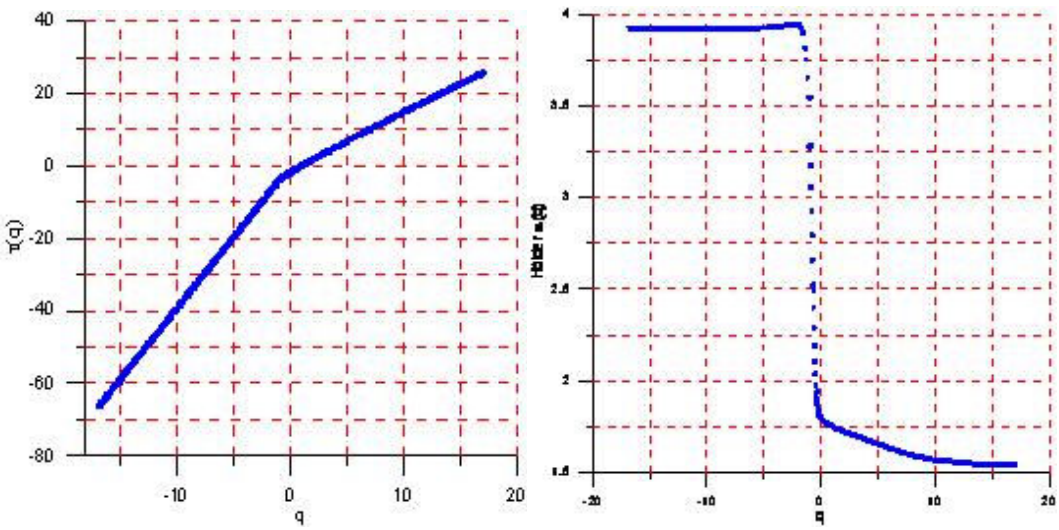


Figura 9.15: Secuencia del exponente de masa y espectro de las D_q en función de q para la importancia de fracturación.

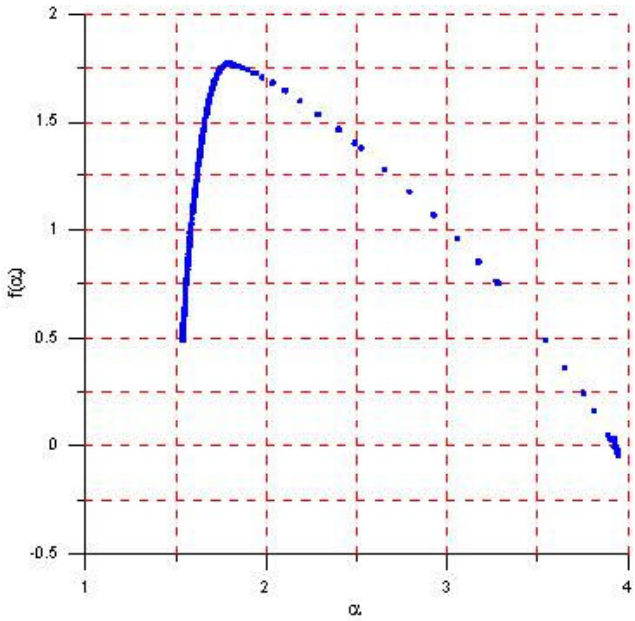
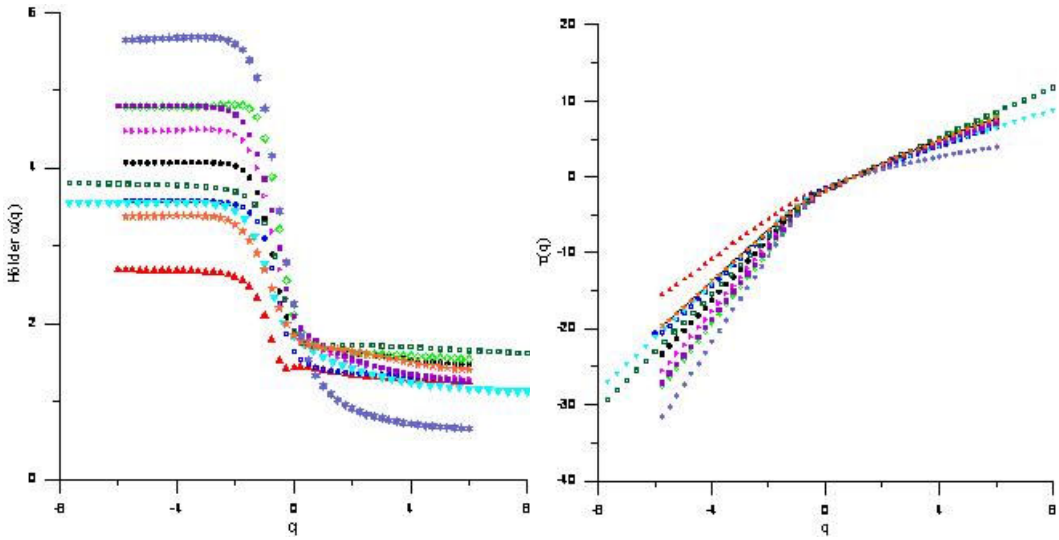


Figura 9.16: Espectro multifractal de la importancia de fracturación

A) B)



C)

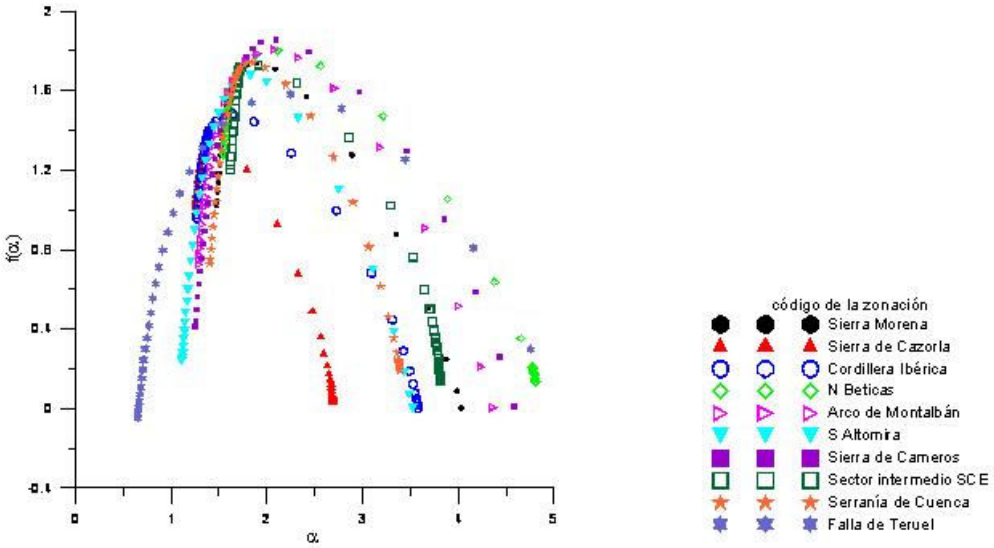


Figura 9.17: A) y B) Gráficas del exponente de masa y Dq en función de q. C) Espectros multifractales para la zonificación.

9.3.4 Estudio comparativo del análisis multifractal de lineamientos

El análisis multifractal de los lineamientos requiere de la construcción de unas tablas para la distribución de la intensidad de lineamientos así como de unas gráficas que muestren la correlación entre los valores equivalentes de los parámetros especiales obtenidos de las gráficas.

De la observación de las figuras 9.5, 9.8, 9.14 y 9.17, se aprecia que únicamente varía relativamente la amplitud del espectro, obteniéndose en todas ellas valores parecidos. No obstante, se observa como en la Bética aumenta la anchura del espectro al pasar de la distribución de intensidad de fracturación a la importancia, es decir aumenta su fractalidad. En general la anchura del espectro se mantiene constante en los dos estudios realizados, si acaso aumenta ligeramente la fractalidad.

Por otra parte, podemos asegurar la semejanza de comportamientos si observamos la figura 9.18, en la que se percibe como los lineamientos sí están correlacionados, por lo que se puede concluir que el aquellas zonas con mayor fracturación coinciden con aquellas que tienen fracturas más importantes.

Podemos apreciar también como los Q de Tsallis aquí son negativos, lo que nos indica que la dinámica de fracturación sigue se asemeja más al estudiado por Shannon, (Shannon, 1948) [2] por lo que en éste el uso de la entropía de configuración sí es significativo.

Para una mejor interpretación de las tablas se representan la correlación entre los valores para la medida sin peso y con peso. (Figura 9.18).

Tabla 9.3: Caracterización multifractal de la distribución de intensidad de fracturación

Zona	Q	□□(m)	q? -8	q=0	q=1	q=2	q*	q? +8	Δα	$f_{max}/\Delta\alpha$
			α_{max}	$\alpha(0)=D_0=\tau(0)=f_{max}=f(\alpha(0))$	$\alpha(1)=D_1$	$\alpha(2)=D_2$	$\alpha''(q)=0$	α_{min}	$\alpha_{max}-\alpha_{min}$	
MICEP	-1.72	20000	3.82	1.78	1.77	1.75	-1.1	1.59	2.23	0.8
Sierra de Cameros	-0.96	10000	4.9	1.82	1.7	1.6	-0.54	1.4	3.5	0.52
Cordillera Ibérica	-1.19	6500	3.2	1.49	1.4	1.38	-0.66	1.3	1.9	0.78421053
Sector intermedio SCE	-1.51	4700	3.72	1.75	1.6	1.59	-0.51	1.5	2.22	0.78828829
S. Altomira y Bascuñana	-0.65	7000	3.32	1.69	1.5	1.3	-0.58	1.1	2.22	0.76126126
Sierra de Cazorla y Segura	-1.43	10000	2.7	1.44	1.4	1.32	-0.8	1.28	1.42	1.01408451
Arco de Montalbán	-0.88	5800	4.19	1.81	1.6	1.48	-0.45	1.3	2.89	0.62629758
N de las Béticas	-1.29	7000	4.2	1.79	1.63	1.58	-0.41	1.48	2.72	0.65808824
Enlace S. Morena-Guadalupe	-1.44	7000	3.9	1.76	1.68	1.61	-0.64	1.5	2.4	0.73333333
Serranía de Cuenca	-1.25	5500	3.58	1.77	1.61	1.6	-0.64	1.38	2.2	0.80454545
SE Teruel	0.19	5500	5.1	1.59	1.1	0.85	-0.33	0.7	4.4	0.36136364

Fuente: elaboración propia

Tabla 9.4: Caracterización multifractal de la distribución de importancia de fracturación

Zona	Q	□□	q? -8	q=0	q=1	q=2	q*	q? +8	Δα	$f_{max}/\Delta\alpha$
			α_{max}	$\alpha(0)=D_0=\tau(0)=f_{max}=f(\alpha(0))$	$\alpha(1)=D_1$	$\alpha(2)=D_2$	$\alpha''(q)=0$	α_{min}	$\alpha_{max}-\alpha_{min}$	
MICEP	-1.51	20000	3.92	1.78	1.76	1.72	-1	1.53	2.39	0.75
Sierra de Cameros	-0.58	10000	4.8	1.82	1.7	1.5	-0.3	1.19	3.61	0.50
Cordillera Ibérica	-0.96	7500	3.6	1.49	1.4	1.38	-0.47	1.27	2.33	0.64
Sector intermedio SCE	-1.76	5000	3.8	1.75	1.5	1.51	-0.52	1.6	2.2	0.80
S. Altomira y Bascuñana	-0.60	11800	3.52	1.69	1.57	1.4	-0.22	1.1	2.42	0.70
Sierra de Cazorla y Segura	-1.33	9800	2.7	1.44	1.4	1.32	-0.74	1.25	1.45	0.99
Arco de Montalbán	-0.81	10900	4.5	1.81	1.6	1.5	-0.38	1.29	3.21	0.56
N de las Béticas	-1.20	8700	4.8	1.79	1.69	1.62	-0.21	1.51	3.29	0.54
Enlace S. Morena-Guadalupe	-1.32	8700	4.1	1.76	1.68	1.6	-0.54	1.48	2.62	0.67
Serranía de Cuenca	-1.33	7000	3.38	1.77	1.7	1.64	-0.46	1.38	2	0.89
SE Teruel	0.23	7500	5.62	1.59	1.2	0.9	-0.23	0.68	4.94	0.32

Fuente: elaboración propia

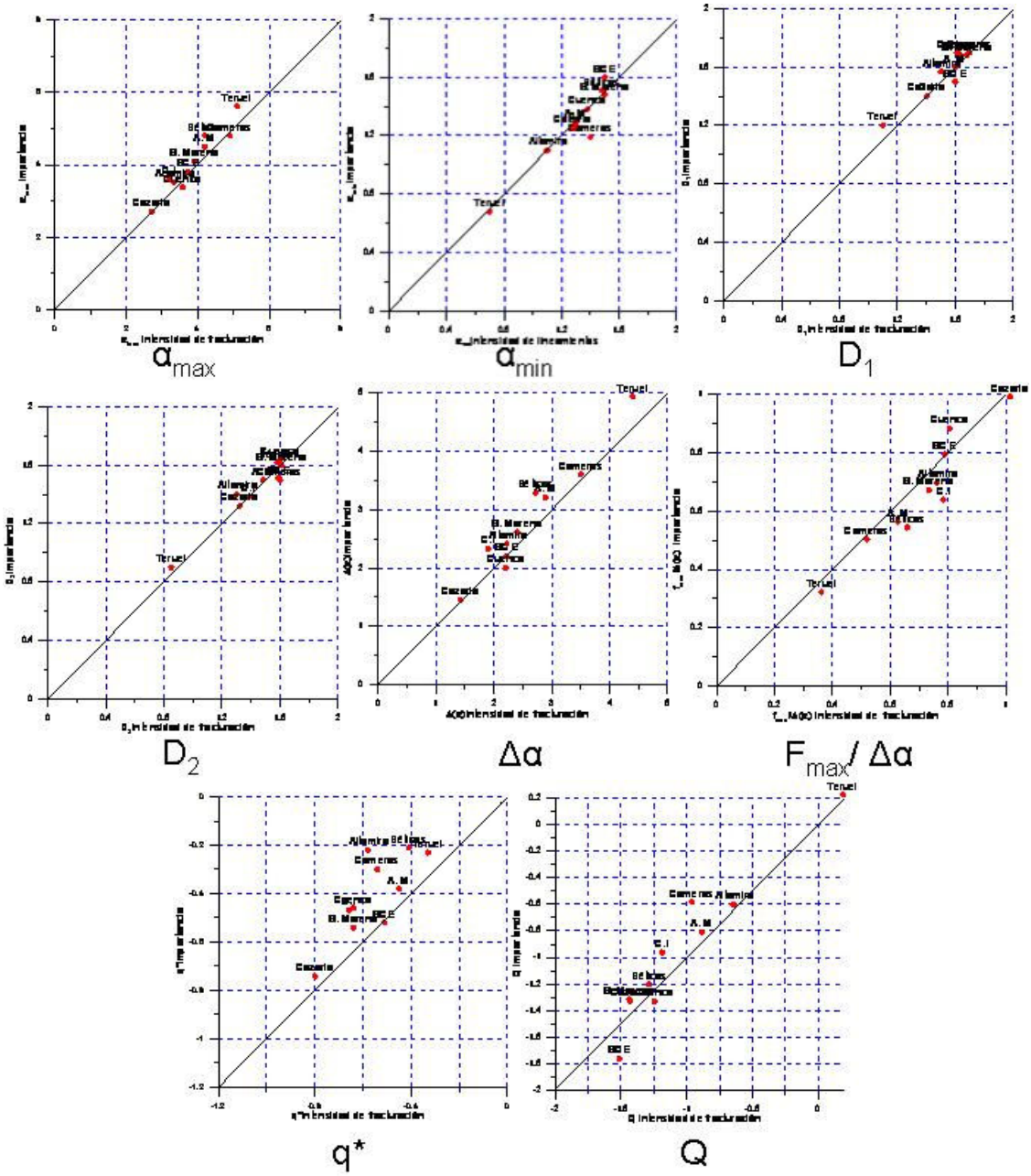


Figura 9.18: Correlaciones entre los valores especiales de las dos medidas definidas para los lineamientos

9.3.5 Correlación ente los parámetros especiales de las medidas marcadas

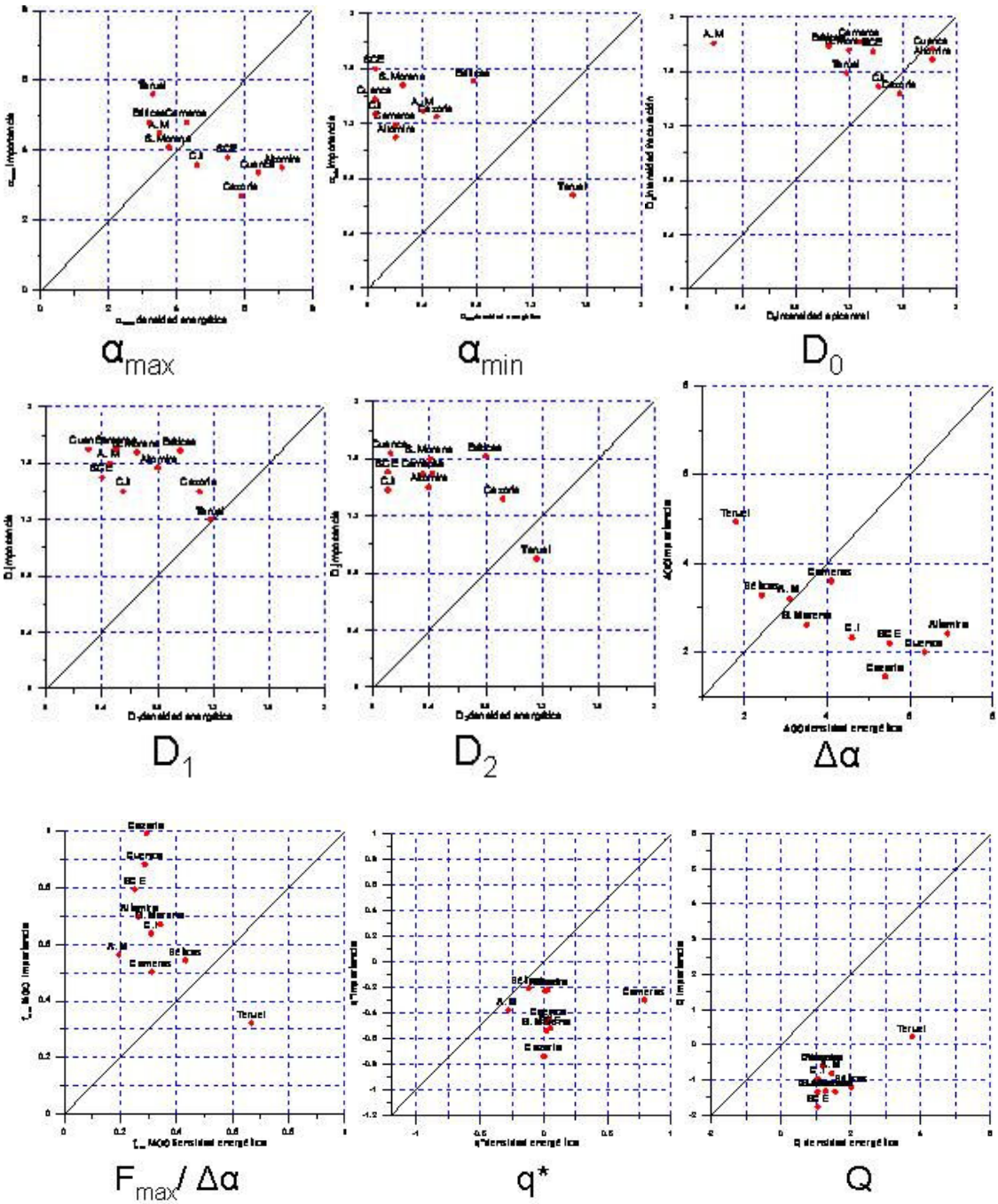


Figura 9.19: Correlación entre los parámetros especiales de las medidas marcadas

Las medidas que nos aportan más información son las ponderadas o marcadas, es por ello por lo que se va a realizar un estudio comparativo de los valores para los parámetros especiales obtenidos para las medidas densidad energética e importancia.

Los resultados obtenidos del análisis de estas gráficas se presentan en el apartado conclusiones.

10 CONCLUSIONES

10.1 CONCLUSIONES METODOLÓGICAS Y RESULTADOS

La técnica desarrollada por este proyecto Fin de Carrera consiste en transformar una distribución de soporte geométrico en una función de probabilidad. Esta transformación se hace para diferentes tamaños de la ventana observacional, es decir diferentes escalas. Para cada una de estas distribuciones se calcula la entropía de configuración. La que resulte de tener entre todas ellas un valor de entropía de configuración máximo, se establece como valor de escala de máxima información.

Este valor es de gran utilidad pues, a la hora de aplicar el análisis multifractal, objeto de este proyecto, se requiere mallar la geometría del conjunto. El mallado a la escala obtenida por el análisis entrópico garantiza a priori la máxima información en el muestreo y por lo tanto la calidad de los resultados obtenidos.

El análisis multifractal nos proporciona los criterios para la caracterización del patrón sismotectónico para cada una de las zonas. De la interpretación de los resultados gráficos obtenidos y las tablas creadas se puede concluir que:

- No existe relación entre la probabilidad de ocurrencia de los terremotos y el patrón de liberación de energía, mientras que por el contrario sí que existe relación entre las zonas de mayor intensidad de fracturación y la importancia de fracturación. Según esto la Sierra de Cameros presenta una alta probabilidad de ocurrencia de eventos, pero de baja magnitud mientras que la zona de La sierra de Altomira presenta un número considerable de terremotos y con una de liberación de energía que es la mayor de la zona de estudio.

- Los parámetros que caracterizan de las distribuciones estudiadas son más multifractales para las medidas ponderadas, esto es para la densidad energética y para la importancia que para la intensidad epicentral y de fracturación. De este cambio relativo se obtiene información sobre la diferente dinámica que rige el proceso de liberación de energía y probabilidad de ocurrencia y por otro lado su relación con la fracturación. En concreto se percibe que son las áreas con un mayor crecimiento de su multifractalidad (aumento de $\Delta(\alpha)$ o disminución de $f(\alpha)/\Delta(\alpha)$) las que poseen un mayor patrón de liberación de energía. En este caso las Sierras de

Altomira y Bascuñana, la Serranía de Cuenca y la Cordillera Ibérica. Mientras que los que presentan elevado número de eventos pero de baja magnitud como la Sierra de Cameros presenta una aumento pequeño o incluso una disminución de su multifractalidad. Todos estos cambios son mucho más patentes en la distribuciones de sismos que en las de lineamientos.

- Por otra parte, se ha introducido en el estudio un parámetro interesante que nos permite ver la diferente tendencia a la uniformización de los sismos y los lineamientos. Este parámetro es la Q de Tsallis de cuyos valores se puede apreciar que los lineamientos siguen una dinámica de uniformización para todas aquellas zonas en las que tiene acceso, mientras los terremotos no intentan uniformizar, o extenderse. Por lo que sería interesante realizar el estudio de los sismos con la entropía de Tsallis para mejorar la calidad de las informaciones obtenidas.

- La entropía de configuración máxima nos proporciona la escala de máxima información, la cual es semejante para zonas próximas por lo que puede haber un cierto comportamiento textural que interactúe en estas zonas. Estos valores son ligeramente más elevados para las medidas marcadas, resultado lógico pues al aumentar la influencia del tamaño de la medida, también aumenta la escala a la que se deben realizar los cálculos.

- La red de detección sísmica tiene una adecuada cobertura en la zona centro de la península Ibérica, pues poseen bajos errores de localización. Esto se extrae del estudio de las áreas sombra realizado en el capítulo 7. Dichas áreas sombra presentan valores bajos de Error que se minimizan al filtrar la base.

- La discretización del mallado se hace a ε^* para que la distribución homogeneice las fracturas grandes

- Las fracturas de gran longitud siendo capaz de liberar gran cantidad de energía, libera únicamente pequeñas cantidades. La energía se libera en fracturas de longitud relativamente pequeña

- Los terremotos de mayor magnitud se encuentran muy localizados sobre una distribución de fracturas dispersas

- El fenómeno sísmico se apoya en el patrón de fracturación por lo que la D0 de los sismos es menor o igual que la D0 de la fracturación. La liberación de energía es local

- La D1 informa sobre lo distribuida que está la medida. $D_1^T < D_1^F$ por lo que se necesita más información al tener poco localizada la masa (excepto la fosa de Teruel)

- Considerando la probabilidad de ocurrencia y de fracturación la medida epicentral es menos multifractal que la intensidad de fracturación

- Considerando las medidas ponderadas, la densidad energética es más multifractal que la importancia

- La sismicidad difiere localmente, no de forma global. La densidad energética es aproximadamente igual para todas las zonas, no así en la intensidad epicentral

- La importancia de cada una de las zonas presenta un grado de multifractalidad diferente, esto es debido al mecanismo de deformación. La intensidad de fracturación presenta la misma multifractalidad para las diferentes zonas

- q* nos da una idea de la calidad de los resultados

- La sismicidad se encuentra en un estado que sigue una dinámica no extensiva por lo tanto se ajusta a una Q-exponencial que tiende asintóticamente a una Power-Law (Ley de G-R)

- El fenómeno sísmico que se apoya en la fracturación presenta una única ley de G-R. La dinámica es única, independiente del tamaño de la fractura y de la localización

10.2 APLICACIÓN E INTERÉS PARA LA COMUNIDAD DE MADRID

Los resultados obtenidos de este proyecto pueden ser de gran utilidad e interés para la Comunidad de Madrid, ya que se aborda por primera vez un análisis detallado y conjunto de la actividad sismotectónica en el centro de la península Ibérica, que ha permitido la definición de microzonas sismotectónicas en esta zona.

Como el futuro de la prevención sísmica apunta hacia una mejora del diseño antisísmico apoyado en una Norma de Construcción Sismorresistente, en este proyecto se hace

intervenir, en mayor medida que la actual, datos geológicos, y tectónicos recogidos en la Comunidad de Madrid, que en zonas de gran sismicidad han mostrado su utilidad para delimitar y caracterizar de forma más precisa las zonas de mayor liberación de energía sísmica, si bien, adaptándose a las condiciones particulares que se encuentran en esta Comunidad de sismicidad moderada. Así las cosas, la utilización de una micro zonación sismotectónica apropiada en este tipo de estudios permitirá asociar de forma más directa y realista el efecto del fenómeno sísmico

El área que abarca este estudio es una de las más densamente pobladas de España, con núcleos de población, tecnológicos e industriales y nudos de comunicación muy importantes. El hecho de analizar estos parámetros será de gran utilidad para sentar las bases de un estudio detallado de los posibles efectos del fenómeno sísmico. En otras zonas de España, como en Cataluña, ya se han llevado ha cabo análisis de este tipo, en el que se ha determinado como base inicial una microzonación que ha permitido matizar y caracterizar localmente, tanto la norma de construcción sismorresistente, como los planes de emergencia, prevención y mitigación para cada área en concreto. A la larga, esto supone un ahorro considerable desde el punto de vista económico, además de una reducción directa del riesgo para las personas, por un hecho que puede ocurrir inesperadamente.

Los efectos del fenómeno sísmico, pueden poner directa o indirectamente a la población en peligro con el consiguiente riesgo social. Pero para crear mapas de peligrosidad determinista o probabilista es necesario conocer la distribución regional de las características de la sismicidad y su división en áreas de comportamiento uniforme que permitan crear los mapas de intensidad, de isosistas, de efectos del suelo, de riesgo sísmico con los que matizar y emplear la norma sismorresistente.

Así las cosas, el propósito marco del proyecto que se presenta en esta propuesta cubre esta necesidad, sentando las bases necesarias para ese tipo de estudios, es decir, diseñar y definir una microzonación sismotectónica del centro de la península Ibérica, basada en datos geológicos, y sísmicos sobre la que ulteriormente puedan efectuarse las correspondientes cartografías temáticas del riesgo sísmico.

11 REFERENCIAS

11.1 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[43] ABE, K. (1975) Reliable estimation of the seismic moment of large earthquakes. Journal of Physics of the Earth **23**, 381-390.

[19] AKI, K. (1966) Generation and propagation of G waves from the Niigata earthquake of June 16, 1964. *Bull. Earthquake Res. Inst. Tokyo Univ*. **44**: 23-88.

[30] AKI, K. (1967a) Scaling law of seismic spectrum. *J. Geophys. Res*. **72**: 1217-1231.

[30] AKI, K. (1967b) Maximum Likelihood Estimate of b in the formula logN=a-bM and its confidence limits. *Bull. Earthquake Res. Inst*. **43**: 237-239.

[26] AKI, K. (1981) A probabilistic synthesis of precursory phenomena. In: Earthquake Prediction: An international Review, Maurice Ewing Ser. vol 4, edited by D.W. Simpsom & P.G. Richards, pp. 566-574.

[29] A.M., DZIEWONSKI and ANDERSON, D. L. (1981) Preliminary reference Earth model. *Phys. Earth Planet. Inter.* **25**: 297-356.

[60] BILLINGSLEY, P. (1965) Ergodic theory and Information. (J. Wiley, New York).

[61] BILLINGSLEY, P. (1983) The singular function of bold play. *Am. Sci*. **71**: 392-395.

[17] BURRIDGE, R. AND KNOPOFF, L. (1964) Body force equivalents for seismic dislocations. *Bull. Seismol. Soc. Am*. **54**: 1875-1888.

[7] CLOETHING, S., BUROV, E., BEEKMAN, F., ANDEWEG, B., ANDRIESSEN, P.A.M., GARCÍA-CASTELLANOS, D., DE VICENTE, G. Y VEGAS, R. (2002) Lithospheric holding in Iberia. *Tectonics*, **21**: 1041- 1065.

[42] CHEN, C.L., (1989) Computing the convex hull of a simple polygon, **22** (5): 561-565.

[33]CHOY, G.L., and J. BOATWRIGHT (1995) Global patterns of radiated seismic energy and apparent stress, *J. Geophys. Res*., **100**, 18,205-18,226.

[55] DERSHOWITZ, A., (1998) The Shadow University: The Betrayal of Liberty on America's Campuses. New York: *The Free Press*.

[56] DERSHOWITZ, W., N., and HERDA, H.H., (1992) Interpretation of Fracture Spacing and Intensity. Proceedings of the 33rd U.S. Symposium on Rock Mechanics, Santa Fe, NM. p. 757.

[4] DE VICENTE, G., RAMIREZ, M.S., PLAZA, J., MARTÍNEZ, J.M., CLOETINGH, S., RODRIGUEZ, J.M.A., PAREDES, C. (2005) Análisis de fallas de Primer Orden. Consejo de Seguridad Nuclear. Colección Otros Documentos (en prensa).

[41] EKSTRÖM, G., and A. M. DZIEWONSKI, (1988) Evidence of bias in the estimation of earthquake size, *Nature*, **332**: 319–323.

[57] FALCONER, K.J., (1990) Fractal Geometry: Mathematical Foundations and Applications. John Wiley and Sons, West Sussex, UK.

[70] FROHLICH, C. and DAVIS, S.S. (1993) Teleseismic b-Values; or, Much Ado About 1.0. J. *Geophys*. *Res*. **98**: 631-644.

[63]GRASSBERGER, P. (1983) Generalized dimensions of strange attractors. *Phys. Le*tt. A, **97**: 226-230.

[75]GRASSBERGER, P. and PROCACCIA, I. (1983) Measuring the strangeness of strange attractors. *Physica*, **9**: 189-205.

[8] GUIMERÀ, J. (1988) Estudi structural de l'enllaç entre la Serralada Ibérica y la Serranada Costanera Catalana. Tésis Doctoral, Univ. Barcelona, 600 p.

[59] GOLTZ, C. (1997) Fractal and Chaotic properties of Earthquakes. Springer-Verg. Berlin.

[23] GUTENBERG, B. and RICHTER, C.F. (1944) Frequency of earthquakes in California. *Bull. Seismol. Soc. Am*. **34**: 184-188.

[32] GUTENBERG, B. and RICHTER, C.F. (1956) Magnitude and energy of earthquakes. *Ann. of Geophysics* **9**: 1-15.

[66] HALSEY, T.C., JENSEN M.H., KADANOFF, L.P., PROCACCIA, I. y SHRAIMAN, B.I., (1986b) Fractal measures and their their singularities: The Characterization of strange sets. *Phys. Rev*. A., **33**:1141-1151.

[20] HASKELL, N. (1964) Total energy and energy spectral density of elastic wave radiation from propagating faults. *Bull. Seismol. Soc. Am*. **56**:1811-1842.

[64] HENTSCHEL, H.E., and PROCACCIA, I. (1983b) The infinite number of generalized dimensions of fractals and strange attarctors. Physica, **8**: 435-444.

[75] IMOTO, M. (1987) A Bayesian Method for Estimating Earthquake Magnitude Distribution and Change in the Distribution with Time and Space in New Zealand. New Zealand J. Geol. Geophys **30**: 1063-1116.

[22] ISHIMOTO, M. and IDA, K. (1939) Observations sur les séism enregistrés par le microseismograph construit dernièrement (I). Bull. Earthquake Res. Inst. **17**: 443-478.

[48] KAGAN, Y.Y. (1997) Seismic moment-frequency relation for shallow earthquakes: Regional comparison. J. Geophys. Res. **102**: 2835-2852.

[12] KANAMORI, H. y ANDERSON, D. (1975) Theoretical basis of some empirical relation in seismology. *Bull. Seism. Soc.* Am. **65**(5):1073-1094.

[21] KANAMORI, H. (1977) The energy released in great earthquakes. *J. Geophys. Re*s. **82:** 2981-2987.

[37] KANAMORI, H. (1993) Locating earthquakes with amplitude: Application to real-time seismology, **83**: 264-268.

[71] KARNIK, V. y KLIMA, K. (1993) Magnitude-frequency Distribution in the European-Mediterranean Earthquakes Regions. *Tectonophysics* **220**: 309-323.

[27] KING, G. (1983) The Accommodation of Large Strains in the Upper Lithosphere of the Earth and Other Solids by Self-similar Fault System: the Geometrical Origin of b-Value. *Pure App. Geophys*. **121**: 761-815.

[1] MANDELBROT B.B. (1972) Possible refinemente of the lognormal hypothesis concerning the distribution of energy dissipation in intermittent turbulence. In:

Statistical Models and Turbulence (editors M. Rosenblatt and C. Van Atta, Lecture Notes in Physics, Springer, New York, **12**: 333-351).

[62] MANDELBROT B.B. (1974) Intermittent turbulence in self-similarn cascades: divergente of high moments and dimensions of the carrier. *J Fluid Mech*; **62**:331-55.

[5] MANDELBROT B.B. (1983) The fractal geometry of nature. W.H: Freeman and Company, San Francisco, 460 p.

[18] MARUYAMA, T. (1963) On the force equivalents of dynamic elastic dislocations with reference to the earthquake mechanism. *Bull. Earthquake Res. Inst. Tokyo Univ*. **46**: 223-269.

[68] MEAKIN, P. (1987B) Scaling properties for the growth probability measure and harmonic measure of fractal structures. *Phys. Rev. A*, **35**: 2234-2244.

[68] MEAKIN, P. (1987C) Fractal aggregates and their fractal measures. In *Phase transitions and Critical Phenomena* (editors C. Dom and JL. Lebowitz, Academic press, new York) *Phys. Rev. A*, **35**: 2234-2244.

[24] MOGI, K. (1962) Study of the elastic shocks caused by the fracture of heterogeneous materials and its relations to the earthquake phenomena. *Bull. Earthquake Res. Inst*. **40**: 125-173.

[11] MUÑOZ MARTÍN, A. y DE VICENTE, G. (1998) Origen y relación entres las deformaciones y esfuerzos alpinos de la zona centro-oriental de la Península Ibérica. *Rev. Soc. Geol. España*, **11**: 56-70

[76] OGATA, Y. and ABE, K. (1991) Some Statistical Features of the Long-term Variations of the Global and Regional Seismic Activity. *Inst. Statist. Rev*. **59**: 139-161.

[69] OGATA, Y., IMOTO, M. and KATSURA, K. (1991) 3-D Spatial Variations of b Values of Magnitude-frequency Distribution Beneath the Kanto District, Japan. *Geophys. J. Int*. **104**:135-146.

[47] OKAL, E. A. and ROMANOWICZ, B.A. (1994) On the variation of *b*-values with earthquake size. *Phys. Earth Planet. Interiors* **87**: 55-76.

[72] OKAL, E.A. and KIRBY, S.H. (1995) Frequency-moment Distribution of Deep Earthquakes; Implications for the Seismogenetic Zone at the Bottom of Slabs. *Phys. Earth Planet. Inter*. **92**: 169-187.

[79] OKUBO, P. G., AKI, K., (1987), *J. Geophys Res*., **92**: 345-354.

[46] PACHECO, J.F., SCHOLZ, CH. H. and SYKES, L.R. (1992) Changes in frequency-size relationship from small to large earthquakes. *Nature* **355**: 71-73.

[3] PACHECO, J.F. and SINGH, S.K., (1995) Estimation of ground motions in the Valley of Mexico from normal-faulting, intermediate-depth earthquakes in the subducted Cocos plate, earthquake spectra, **11**, 233-247.

[58] PAREDES, C. and ELORZA, F.J. (1999) Fractal and Multifractal analysis of Fractured Geological media: surface-subsurface correlation. *Computer & Geosci.* **25**: 1081-1096.

[34] RANDALL, J.E. (1973) "A Stochastic Time Series Model for Hand Tremor". *J Appl Physiol* **34**:390-395

[52] R'ENYI, A. (1961) "On measures of entropy and information", in *Proc. 4th Berkeley Symposium on Mathematical Statistics and Probability*, vol. 1, (Berkeley), Univ. of Calif. Press, pp. 547-561.

[15] RICHTER, C.F. (1935) An Instrumental Magnitude Scale. *Bull. Seismol. Soc. Am*. **25**: 1-32.

[53] RICHTER, C.F., (1956) Elementary Seismology, W.H. Freeman, San Francisco. Savage, J.C., and R.S. Cockerham, 1987. "Quasi-periodic ocurrence of earthquakes in the 1978-1986 Bishop-Mammoth lake sequence, eastern California", *Bull. Seis. Soc. Am*., **77**, 1347-1358.

[14] RICHTER, C.F. (1958) *Elementary Seismology*. W.H. Freeman. San Francisco.

[10] RODRIGUEZ-PASCUA, M.A., DE VICENTE, G. y GONZÁLEZ-CASADO, J.M. (1994) Cinemática y Dinámica de las deformaciones en la zona de de alto Tajo (Guadalajara). *Cuad. Lab. Xeol. Laxe*, **19**: 163-164.

[49] ROMANOWICZ, B.A. and RUNDLE, J.B. (1993) Scaling relations for large earthquakes. *Bull. Seismol. Soc. Am*. **83**: 1294-1297.

[38] SADOVSKY, M.A., GOLUBEVA, T.V., PISARENKO, V.F. and SHNIRMAN, M.G. (1984) Characteristic dimensions of rock and hierarchical properties of seismicity. *Izv. Acad. Sci. USSR Phys. Solid Earth.* Engl. Transl. **20**: 87-96.

[38] SADOVSKY M.A., KOCHARYAN G.G., RODIONOV V.N (1988) "On the mechanics of block rock massif". Report of the Academy of Sciences of USSR 302, no. **2**: 193-197 .

[6] SALAS, R., GUIMERÀ, J., MAS, R., MARTIN-CLOSAS, C., MELÉNDEZ, A. y ALONSO, A. (2001) Evolution of the Mesozoic Central Iberian Rift System and its Cainozoic inversion (Iberian Chain). En: *Peri-Tethyan Rift/ Wrench Basins and Passive Margins* (W. Cavazza, AHFR. Roberston, P. Ziegler y S. Crasquin-Soleau, Eds.) *Mém. Mus. Nat. Hist. Natur*., **186**: 145-185

[25] SCHOLZ, C.H. (1968) The frequency magnitude of microfracturing in rock and it relation to earthquakes. *Bull. Seismol. Soc. Am.* **58**: 399-416.

[44] SCHWARTZ, D.P. and K.J. COPPERSMITH (1984). Fault behavior and characteristic earthquakes: Examples from the Wasatch and San Andreas faults. J. Geophys. Res. **89**, 5681–5698.

[35] SEIDL, D., and BERCKHEMER, H., (1982) Determination of source moment and radiated seismic energy from broadband recordings. In: *Earthquake algorithms*. Physics of the Earth and Planetary Interiors. **30**: 209-213.

[2] SHANNON, C. E. (1948a) A mathematical theory of communication. *Bell Sys. Tech. Journ*. ***XXVII*** *(3)*: 379-423.

[2] SHANNON, C. E. (1948b) A mathematical theory of communication. *Bell Sys. Tech. Journ*. ***XXVII*** *(3)*: 623-656.

[9] SIMÓN, J.L. (1984) Compresión y distension alpines en la cadena Ibérica Oriental. Tésis Doctoral, Univ. Zaragoza. (publicada en : Inst. Est. Turolenses, 269 p.).

[74] SMITH, W.D. (1986) Evidence for Precursory Changes in the Frequency-magnitude b Value. *Geophys. J. Roy. Astr. Soc*. **86**: 815-838.

[16] STEKETEE, J.A. (1958) Volterra's dislocations in a semi-infinite medium. *Can. J. Phys*. **36**: 192-205.

[77] TRIFU, C.I. and SHUMILA, V.I. (1996) A Method foe Multidimensional Analysis of Earthquakes Frequency-magnitude Distribution with an Application to the Vrancea Region of Romania. *Tectonophysics* **261**: 9-22.

[51] TSALLIS, C. (1988) "Possible generalization of Boltzmann-Gibbs statistics". *Journal of Statistical Physics*, vol. **52**, p. 479-487.

[40] VASSILOU AND H. KANAMORI (1982) "The energy release in earthquakes", *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **72**: 371-387.

[67] VOSS, RF. (1985a) "Random fractals: Characterization and measurement". In: *Scaling Phenomena in Disordered System* (editor R. Pynn and A. Skjeltorp, Plenum Press, New York, pp. 1-11).

[13] WADATI, K. (1928) Shallow and deep earthquakes. *Geophys. Mag*. **1**: 161-202.

[45] WELLS, D. L. and COPPERSMITH, K.J. (1994) New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement, *Bull. Seism. Soc. Am*., **84**, 974-1002.

[73] WYSS, M. SHIMAZAKI, K. and WIEMER, S. (1997) Mapping Active Magma Chamber by b Values Beneath the Off-Ito Volcano, Japan. *J. Geophys. Res*. **102**: 15,115-15,128.

11.2 BIBLIOGRAFÍA REFERIDA A LA METODOLOGÍA

- ALEKSEEVSKAYA, M. A.; GABRIELOV, A. M.; GVISHIANI, A. DGELFAND,; I. M.; RANZMAN., E. Y., (1977) "Formal morphostructural zoning mountain territories". *J. Gephysics*, 43: 226-233.

- ANGELIER, J. Y MECHLER, P. (1977). "Sur une metode graphique de recherche des contraintes principales egalement utilisable en tectonique et en seismologie: la methode des diedres droites". *Bull. Soc. Geol. Fr.*, 7 (19): 1309-1315.

- BAK, P., 1997, How nature works, Oxford University Press, Oxford.

- DE VICENTE, G. (1988) "Análisis Poblacional de Fallas. El sector de enlace Sistema Central-Cordillera Ibérica". Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid, 317 pp.

- GINER ROBLES, J.L.; GONZÁLEZ-CASADO, J.M.; GUMIEL, P.; MARTÍN VELÁZQUEZ, S. & GARCÍA-CUEVAS, C. (2003a.) "Kinematics model for the Scotia Plate (SW Atlantic Ocean)" *Journal of South American Earth Sciences*, 16, pp. 179-191

- GINER ROBLES, J.L.; GONZÁLEZ-CASADO, J.M.; GUMIEL, P. & GARCÍA-CUEVAS, C. 2003b "Strain trajectories in three different plate tectonic margins from earthquake focal mechanism". *Tectonophysics*.

- GONZÁLEZ-CASADO, J.M.; GINER ROBLES, J.L. & LÓPEZ-MARTÍNEZ, J. (2000) "The Bransfield Basin, Antarctic peninsula: not a "normal" back-arc basin". *Geology*, 28 (11), pp. 1043-1044.

- HARRIS, R.A., (1998), Introduction to special section: Stress triggers, stress shadows, and implications for seismic hazard: Journal of Geophysical Research, v. 103, p. 346-355.

- HERRAIZ, M. ; DE VICENTE, G.; LINDO, R.; GINER ROBLES, J.L.; SIMÓN, J.L. GONZÁLEZ-CASADO, J.M.; VADILLO, O.; RODRÍGUEZ-PASCUA, M.A.; CICUÉNDEZ, J.I.; CASAS, A.; CABAÑAS, L.; RINCÓN, P.; CORTÉS, A.L.; RAMÍREZ, M.S. & LUCINI, M. (2000). "A new perspective about the recent (Upper Miocene to Quaternary) and present tectonic stress distributions in the Iberian Peninsula". *Tectonics*, 319 (4), pp. 762-765.

- I.G.N. (1991). Mapa de Peligrosidad Sísmica en España. Grupo de Trabajo de Peligrosidad y Riesgo Sísmico del Instituto Geográfico Nacional: MARTÍNEZ SOLARES, J.M., MÉZCUA, J., CARREÑO, E., GIL, A., CHAPINAL, A., LÓPEZ-

ARROYO, A., MARTÍN, A.J. Y SALMERÓN, J. Instituto Geográfico Nacional, Madrid.

- ITO, K., MATSUZAKI, M., (1990), *J. Geophys. Res*., **95**: 6853-6860
- JENSEN, H. J., 1998, Self-organized criticality, Cambridge University Press, Cambridge, UK
- JOST, M.L. AND HERRMANN, R.B. (1996). A student's guide to and review of moment tensors. Seismol. Res. Lett. 60, 36-55.
- KEILIS-BOROK, V. I., KOSSOBOKOV, V. G., (1984). A complex long-term precursors for the strongest earthquakes of the world. Proceedings 27th Geological Congress, 61, pp. 55-66, Nauka, Moscu.
- KEILIS-BOROK, V. I., KOSSOBOKOV, V. G., (1986). Periods of high probability of occurrence of the world's strongest earthquakes. V. I. Keilis-Borok y A. L. Levshin Eds. Mathematical Methods in Seismology, 19, pp. 47-57, Allerton Press, New York.
- KEILIS-BOROK, V. I., KOSSOBOKOV, V. G., 1990, Premonitory activation of earthquake flow: algorithm M5. *Phys*. Earth Planet. Int., 61: 73-83.
- KING, G.C.P., STEIN, R.S., AND LIN, J., (1994), Static stress changes and the triggering of earthquakes: Bulletin of the Seismological Society of America, v. 84, p. 935-953.
- KOSTROV, V.V. (1974). Seismic moment and energy of earthquakes, and seismic flow of rock. Izv. Acad. Sci. USSR Earth Phys. 1, 23-44.
- MARTÍN, A.J. (1983). Riesgo sísmico en la Península Ibérica. Tesis Doctoral, UPM. 2t.
- MARTÍNEZ-DÍAZ, J.J., ÁLVAREZ-GÓMEZ, J.A., BENITO, B. Y HERNÁNDEZ, D. (2004). Triggering of destructive earthquakes in El Salvador. Geology, v. 32 nº 1: 65-65.
- NCSE-94, BOE de miércoles 8 de febrero de 1995 (Real Decreto 2543/1994).

- NCSR-02, BOE núm. 244 del viernes 11 de octubre de 2002 (Real Decreto 997/2002).

- OKADA, Y., (1992). Internal deformation due to shear and tensile faults in a half space: Bulletin of the Seismological Society of America, v. 82, p. 1017-1040.

- PARSONS, T., (2002). Global Omori-law decay of triggered earthquakes: Large aftershocks outside the classical aftershock zone: Journal of Geophysical Research, v. 107, 2199, DOI 10.1029/2001JB000644.

- RECHES, Z. (1983) Detemination of the tectonic stress tensor from slip along faults that obey the Coulomb yield condition. Tectonics, 7 :849-861

- RECHES, Z. Y SCHUBERT, G. (1987) The tectonic deformation of the Arabien plate since the Miocene. Tectonics, 6, pp.706-724.

- SORNETTE, A., SORNETTE, D., (1989). *Europhys*. *Lett*., 9: 196-202

- STEIN, R.S., (1999). The role of stress transfer in earthquake recurrence: Nature, v. 402, p. 605-609.

11.3 BIBLIOGRAFÍA SOBRE SISMOTECTÓNICA DE CENTRO PENINSULAR

- DE VICENTE, G.; GONZÁLEZ CASADO, J.M.; MUÑOZ MARTÍN, A.; GINER ROBLES, J.L. y RODRÍGUEZ PASCUA, M.A. (1994) Evolución y estructuras alpinas del centro peninsular. *Cuadernos Laboratorio Xeolóxico de Laxe*,19,pp. 175-190.

- DE VICENTE, G.; GINER ROBLES, J.L.; MUÑOZ MARTÍN, A.; GONZÁLEZ, J.M. & LINDO, R. (1996)· Determination of present-day stress tensor and neotectonic interval in the Spanish Central System and Madrid basin, Central Spain, *Tectonophysics*, 266 (1-4), pp.: 405-442

- DE VICENTE, G.; HERRAIZ, M.; GINER ROBLES, J.L.; LINDO, R.; CABAÑAS, L. Y RAMÍREZ, M.S. (1996) Características de los esfuerzos activos intraplaca en la Península Ibérica. *Geogaceta*, 20(4),pp.:909-912

- GINER ROBLES, J.L. Y DE VICENTE, G. (1995) Crisis tectónicas recientes en el Sector Central de la Cuenca de Madrid. En: *Reconstrucción de Paleoambientes y*

cambios climáticos durante el Cuaternario, C.S.I.C. (Eds: T.Aleixandre y A. Pérez-González), pp.:141-162, Madrid (España)

- GINER ROBLES, J.L.; DE VICENTE, G. Y GONZÁLEZ CASADO, J. M.(1994) Neotectónica del borde oriental de la Cuenca de Madrid. *Cuadernos Laboratorio Xeolóxico de Laxe*,19, pp.192-202

- GINER ROBLES, J.L.; G. DE VICENTE Y A. PÉREZ GONZÁLEZ (1996). Neotectónica de la Cuenca de Madrid. Servicio de publicaciones de la Universidad de Alcalá de Henares. I.S.B.N. 84-8137-147-5. Editores: M. Segura, I. de Bustamante y T. Bardaji; pp.: 191-206

- GINER ROBLES, J.L.; DE VICENTE, G.; PÉREZ-GONZÁLEZ, A.; SÁNCHEZ-CABAÑERO, J.G. Y PINILLA, L. (1996).Crisis tectónicas cuaternarias en la Cuenca de Madrid.

- GINER ROBLES, J.L.; DE VICENTE, G.; LINDO, (1996) Estados de esfuerzos actuales en el centro peninsular a partir del análisis conjunto de mecanismos focales de terremotos. *Geogaceta*, 20(4),pp.:995-995.

- MEZCUA, J., GIL, A. y BENARROCH, R. (1996): *Estudio gravimétrico de la peninsula Ibérica y Baleares*, Instituto geográfico Nacional, Madrid.

- MUÑOZ-JIMÉNEZ, A. CASAS SAINZ, AM. (1997): The Rioja Trough (N Spain), tectosedimentary evolution of a symmetric foreland basin. *Basin Research*, 9: 65-85

- MUÑOZ MARTÍN, A.; G. DE VICENTE Y GINER ROBLES, J.L. (2003) Análisis de las deformaciones y esfuerzos recientes y su relación con la sismicidad en el borde oriental de la cuenca del Tajo España Central). Libro Homenaje a R. Querol, *Boletín Geológico y Minero*, 31, pp. 35-47.

- PERUCHA, M.A., MUÑOZ MARTÍN, A., TEJERO, R. y BERGAMÍN, J.F. (1995): Estudio de una transversal entre la cuenca de Madrid y la Cordillera Ibérica a partir de datos estructurales, sísmicos y gravimétricos. *Geogaceta*, 18: 15-15.

- RINCÓN, P.J.; GINER ROBLES, J.L.; VEGAS, R. Y DE VICENTE, G (1996). Sismicidad en el antepaís de las Cordilleras Béticas Orientales: determinación del tensor de esfuerzos actual. *Geogaceta*, 20(4),pp.:932-935.

- RODRÍGUEZ ARANDA; J.P.; MUÑOZ, A.; GINER ROBLES, J.L. Y CAÑAVERAS, J.C. (1995). Estructuras tectónicas en el basamento de la cuenca de Madrid y su reflejo en la cobertera sedimentaria neógena. *Geogaceta*, 18, pp.: 19-22.

- RODRIGUEZ-PASCUA, M.A. (1998): Paleosismicidad en emplazamientos nucleares; Estudio en relación con el cálculo de la peligrosidad sísmica. CSN, Madrid, España.

- SILVA, P.; GOY, J.L. Y ZAZO, C. (1988). Neotectónica del sector centro-meridional de la Cuenca de Madrid. *Estudios Geológicos*, 44, pp.415-425.

- SILVA, P.; CAÑAVERAS, J.C.; SÁNCHEZ-MORAL, S.; LARIO, J. Y SANZ E. (1997) 3D soft-sediment defformation structures: evidence for Quaternary seismicity in the Madrid Basin, Spain. Terra Nova, 9(5/6), pp.207-212.

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR

DE

INGENIEROS DE MINAS

DEPARTAMENTO DE MATEMÁTICA APLICADA Y MÉTODOS INFORMÁTICOS

CARACTERIZACION MULTIFRACTAL DEL PATRÓN SISMOTECTÓNICO EN EL CENTRO DE LA PENÍNSULA IBÉRICA

DOCUMENTO Nº 2: ESTUDIO ECONÓMICO

CARMEN MARTÍNEZ MARTÍNEZ

FEBRERO 2006

ESTUDIO ECONÓMICO

El presente proyecto se enmarca dentro un proyecto de investigación científica (MICEP), por lo que su desarrollo no contempla los criterios económicos que caracterizan la mayoría de trabajos de ingeniería. No obstante, esta circunstancia no implica que no exista un interés económico relevante.

En primer lugar, existen determinadas entidades dispuestas a invertir en el desarrollo de proyectos de investigación en éste área de conocimiento, por estar orientado hacia una mejora del diseño antisísmico apoyado en una Norma de Construcción Sismorresistente de especial importancia en el diseño, conservación y vigilancia de construcciones sean o no estratégicas, y que sirvan como base en la realización de planes de ordenación del territorio y planes especiales de protección.

Por otra parte, este proyecto aporta información específica al conocimiento actual de la sismicidad en la zona centro de la península Ibérica, que es una de las más densamente pobladas de España, con núcleos de población, tecnológicos e industriales y nudos de comunicación muy importantes. La microzonación permite matizar y caracterizar localmente, tanto la norma de construcción sismorresistente, como los planes de emergencia, prevención y mitigación para cada área en concreto. A la larga, esto supone un ahorro considerable desde el punto de vista económico, además de una reducción directa del riesgo para las personas, por un hecho que puede ocurrir inesperadamente.

Todo esto, aclara totalmente el interés (que no enfoque) económico del presente proyecto. Aunque no existe en la actualidad ninguna metodología suficientemente eficaz para predecir con precisión, en el espacio y en el tiempo la ocurrencia de terremotos, la metodología aquí presentada puede ser muy útil, en cuanto a la creación de una base de información geográfica detallada, representada por la zonación, que apliquen de forma sistemática y planificada, posteriores estudios de vulnerabilidad y riesgo, permitiendo desarrollar los planes de emergencia, prevención y mitigación necesarios para hacer frente al fenómeno sísmico.

El beneficio económico que se puede obtener de la aplicación de esta metodología es difícil de cuantificar, por lo que no va a ser incluida una partida de beneficios en el estudio de costes que a continuación se detalla.

1 ESTRUCTURA DE COSTES

1.1 PERSONAL

El equipo de investigación constituye la unificación de tres equipos que han participado conjuntamente en otros proyectos. El coordinado por el Dr. Carlos Paredes Bartolomé en la Universidad Politécnica de Madrid (**www.dmami.upm.es/ncadena**), el equipo del Dr. González Casado en la Universidad Autónoma de Madrid y el del Dr. Pablo Gumiel en el Instituto Geológico y Minero de España.

El Equipo de investigación integra a profesores doctores, titulados y personal de apoyo de muy diferentes campos de la investigación aplicada a las Ciencias de la Tierra. Figuran profesores de diferentes departamentos de Universidades madrileñas: Facultad de Ciencias (UAM), Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas de Madrid (UPM), de la Facultad de Ciencias Geológicas (UCM)) del Instituto Geominero de España (IGME), y de facultad de Ciencias Experimentales y de la Salud (USP-CEU), con los que prima el carácter pluridisciplinar de las actividades realizadas por este grupo.

Actualmente el grupo de investigación participa en varios proyectos de investigación del Programa Nacional de Promoción General del Conocimiento en el área de Ciencias de la Tierra, y del Programa Nacional de Recursos Naturales (Área de Investigación en la Antártida); y en proyectos de colaboración con el Consejo de Seguridad Nuclear y ENRESA (Proyecto PRIOR y Proyecto HIDROBAP).

El equipo de Investigación ENCADENA, engloba e incorpora los integrantes de los otros dos equipos de investigación, que se encuentran inscritos en el Sistema de Identificación de Grupos de Investigación de Madri+d y de Universia, así mismo es miembro Honorífico de la Asociación SFERA Global Association for the Use of Knowledge on Fractured Rock in a State of Stress in the Field of Energy, Culture and Environment.

Tabla 1.1: Costes de la partida de personal

Personal	Justificación	Costes (€)
Doctor	Contrato a tiempo completo	32000
Personal técnico de apoyo	Colaboración en Trabajos específicos	6000
Becario	Colaboración general formación	3600
	Total	**41600**

Fuente: Elaboración propia

1.2 EQUIPOS

Como queda reflejado en el apartado de personal investigador que se adscribe al proyecto, éste integra a personas de muy diferentes campos de la investigación aplicada a las ciencias de la tierra. Figuran profesores de diferentes departamentos de la ETSI de Minas de Madrid (UPM), de la Facultad de C. Geológicas (UCM), de la Facultad de Ciencias (UAM), y del Instituto Geológico y Minero de España, con los que se prima el carácter pluridisciplinar de las actividades propuestas por este equipo (ENCADENA: www.dmami.upm.es/ncadena). Ello asimismo permite contar con los medios materiales y experiencia en la aplicación y uso de los diferentes instrumentos (aparatos de medida y equipos de laboratorio) de aplicación en los distintos aspectos que abarca el proyecto: neotectónica, sismotectónica, geomorfología, teledetección, análisis estocástico y multifractal, modelización geológica y modelización matemática. A continuación se glosan las instalaciones, instrumentos y técnicas disponibles para la ejecución de la propuesta, que refrenda su capacidad para alcanzar los objetivos propuestos.

El equipo de investigación cuenta con las instalaciones físicas necesarias para la realización del proyecto y la consecución de las tareas y objetivos propuestos:

- Laboratorios de geología y petrología equipados con microscopios binoculares, de polarización, preparación de muestras y láminas, estereoscopía.
- Laboratorio cartográfico - topográfico, con localizadores GPS, teodolitos, miras láser y estaciones totales, con cartoteca nacional a escala 1:50000 y 1:25000.

- Gabinete de fotointerpretación con restituidores fotogramétricos analógicos y digitales, con estereoscopios de espejos, estereoscopios de Bolsillo, fototeca regional y nacional, así como imágenes satelitales.

- Gabinete de Geomática con Software de aplicación geológica, estadística y sistema de información geográfica estándar.

- Laboratorio informático con potentes equipos de sobremesa para la modelización y simulación de procesos en la geosfera.

Como instalaciones virtuales, el equipo cuenta con:

- Una dirección propia de página Web (www.dmami.upm.es/ncadena) sita en un servidor de páginas Web del campus universitario de la Politécnica de Madrid.

- Un servidor de NetMeeting (ils.dmami.upm.es) que permite llevar a cabo videoconferencias desde cualquier parte del mundo donde se disponga de una conexión a Internet

- Un entorno de trabajo colaborativo para el intercambio de información multiformato, difusión de documentos, creación de foros, consultas on-line, zonas de acceso restringido, etc.

Tanto el material como la instrumentación necesaria para la aplicación de las diferentes metodologías que se aplicaran en las actividades a desarrollar, están siendo y ha sido utilizado por miembros del equipo en otros proyectos:

- Vehículo 4x4 todo terreno de altas prestaciones para el transporte del personal científico y el material de campo.

- Equipamiento individual de trabajo en campo para condiciones muy diversas (alta montaña, polar, etc.).

- Equipo geológico de campo con brújulas de diferentes tipos (Topochef, Brunton, Freiberger, etc.) aptas para las diferentes condiciones de muestreo y tipología de datos.

Tabla 1.2: Costes de la partida de equipos.

Cantidad	Concepto	Precio (€)
1	Ordenador portátil	2000
1	Impresora láser color	650
	Total	**2650**

Fuente: Elaboración propia

1.3 FUNGIBLES

En esta partida se incluye el material de papelería y material informático calificable como fungible (dispositivos de almacenamiento y grabación), cuyo coste se muestra en la tabla 1.3.

Tabla 1.3: Costes de la partida de fungibles.

Concepto	Coste (€)
Material de papelería	300
Material informático	1200
Total	**1500**

Fuente: Elaboración propia

1.1 VIAJES Y DIETAS

En esta partida se incluyen los viajes de campo necesarios para las mediciones oportunas y la toma de datos, así como, la asistencia de miembros del equipo a congresos y los viajes de colaboradores de otros grupos de investigación, invitados a participar en reuniones de trabajo y conferencias.

Este concepto estaría compartido con el presupuesto de otros proyectos y ayudas de viaje de las universidades y organismos a los que pertenecen los Investigadores.

Tabla 1.4: Costes de la partida de viajes y dietas.

Concepto	Coste (€)
Campaña de toma de datos en campo	600
Asistencias a congresos	600
Invitación a miembros de grupos colaboradores a reuniones y conferencias	300
Total	**1500**

Fuente: Elaboración propia

1.4 GASTOS GENERALES Y COMPLEMENTARIOS

En esta partida se incluye los costes indirectos, en concreto el debido al canon de la UPM, cuyo coste asciende a 1229 €.

1.5 RESUMEN DE COSTES

En la tabla 2.5 se presentan agrupadas todas las partidas anteriormente citadas y se extraen los costes económicos totales del proyecto.

Tabla 1.5: Resumen de costes.

Partida	Coste (€)
Personal	41600
Equipos	3300
Fungibles	1500
Viajes y dietas	1500
Gastos generales y complementarios	1229
Total	**47629**

Fuente: Elaboración propia

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR

DE

INGENIEROS DE MINAS

DEPARTAMENTO DE MATEMÁTICA APLICADA Y MÉTODOS INFORMÁTICOS

CARACTERIZACION MULTIFRACTAL DEL PATRÓN SISMOTECTÓNICO EN EL CENTRO DE LA PENÍNSULA IBÉRICA

DOCUMENTO Nº 3: ANEXOS

CARMEN MARTÍNEZ MARTÍNEZ

FEBRERO 2006

ANEXO A: NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE NCSE-02. PARTE GENERAL Y EDIFICACIÓN

ANEXO A: NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE NCSE-02. PARTE GENERAL Y EDIFICACIÓN

A.1 GENERALIDADES

A.1.1 OBJETO

La presente Norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que le sea aplicable de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 1.2.

La finalidad última de estos criterios es la de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros. El promotor podrá requerir prestaciones mayores que las exigidas en esta Norma, por ejemplo el mantenimiento de la funcionalidad de servicios esenciales.

La consecución de los objetivos de esta Norma está condicionada, por un lado, por los preceptos limitativos del uso del suelo dictados por las Administraciones Públicas competentes, así como por el cálculo y el diseño especificados en los capítulos siguientes, y por otro, por la realización de una ejecución y conservación adecuadas.

A.1.2 APLICACIÓN DE LA NORMA

A.1.2.1 Ámbito de aplicación

Esta Norma es de aplicación al proyecto, construcción y conservación de edificaciones de nueva planta. En los casos de reforma o rehabilitación se tendrá en cuenta esta norma, a fin de que los niveles de seguridad de los elementos afectados sean superiores a los que poseían en su concepción original. Las obras de rehabilitación o reforma que impliquen modificaciones substanciales de la estructura (por ejemplo: vaciado de interior dejando sólo la fachada), son asimilables a todos los efectos a las de construcción de nueva planta.

Además, las prescripciones de índole general del apartado A.1.2.4 serán de aplicación supletoria a otros tipos de construcciones, siempre que no existan otras normas o disposiciones específicas con prescripciones de contenido sismorresistente que les afecten.

El proyectista o director de obra podrá adoptar, bajo su responsabilidad, criterios distintos a los que se establecen en esta Norma, siempre que el nivel de seguridad y de servicio de la construcción no sea inferior al fijado por la Norma, debiéndolo reflejar en el proyecto.

A.1.2.2 Clasificación de las construcciones

A los efectos de esta Norma, de acuerdo con el uso a que se destinan, con los daños que puede ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra de que se trate, las construcciones se clasifican en:

1. De importancia moderada

Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.

2. De importancia normal

Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

3. De importancia especial

Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos así como en reglamentaciones más específicas y, al menos, las siguientes construcciones:

- Hospitales, centros o instalaciones sanitarias de cierta importancia.
- Edificios e instalaciones básicas de comunicaciones, radio, televisión, centrales
- telefónicas y telegráficas.
- Edificios para centros de organización y coordinación de funciones para casos de desastre.
- Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria y de ambulancias.
- Las construcciones para instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.
- Las estructuras pertenecientes a vías de comunicación tales como puentes, muros, etc. que estén clasificadas como de importancia especial en las normativas o disposiciones específicas de puentes de carretera y de ferrocarril.
- Edificios e instalaciones vitales de los medios de transporte en las estaciones de ferrocarril, aeropuertos y puertos.
- Edificios e instalaciones industriales incluidos en el ámbito de aplicación del Real Decreto 1254/1999, de 16 de julio, por el que se aprueban medidas de control de losriesgos inherentes a los accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas.
- Las grandes construcciones de ingeniería civil como centrales nucleares o térmicas,grandes presas y aquellas presas que, en función del riesgo potencial que puede derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, estén clasificadas enlas categorías A o B del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses vigente.
- Las construcciones catalogadas como monumentos históricos o artísticos, o bien de interés cultural o similar, por los órganos competentes de las Administraciones Públicas.
- Las construcciones destinadas a espectáculos públicos y las grandes superficies comerciales, en las que se prevea una ocupación masiva de personas.

A.1.2.3 Criterios de aplicación de la Norma

La aplicación de esta Norma es obligatoria en las construcciones recogidas en el artículo 1.2.1, excepto:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b (art. 2.1) sea inferior a 0,08 g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c, (art. 2.2) es igual o mayor de 0,08 g.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,04 g deberán tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables.

En los casos en que sea de aplicación esta Norma no se utilizarán estructuras de mampostería en seco, de adobe o de tapial en las edificaciones de importancia normal o especial.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,08 g e inferior a 0,12 g, las edificaciones de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, o similares, poseerán un máximo de cuatro alturas, y si dicha aceleración sísmica básica es igual o superior a 0,12 g, un máximo de dos.

En los edificios en que ha de aplicarse, esta Norma requiere:

- Calcular la construcción para la acción sísmica definida en el capítulo 2, mediante los procedimientos descritos en el capítulo 3.
- Cumplir las reglas de proyecto y las prescripciones constructivas indicadas en el capítulo 4.

A.1.2.4 Prescripciones de índole general.

Se consideran prescripciones de índole general las siguientes:

- Clasificación de las construcciones. (Apartado A.1.2.2)
- Criterios de aplicación de la Norma. (Apartado A.1.2.3)
- Cumplimiento de la Norma. (Apartado A.1.3)
- Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica. (Apartado A.2.1)
- Aceleración sísmica de cálculo. (Apartado A.2.2)

A.1.3 CUMPLIMIENTO DE LA NORMA.

A.1.3.1 Cumplimiento de la Norma en la fase de proyecto.

En la Memoria de todo proyecto de obras se incluirá preceptivamente un apartado de "Acciones sísmicas", que será requisito necesario para el visado del proyecto por parte del colegio profesional correspondiente, así como para la expedición de la licencia municipal y demás autorizaciones y trámites por parte de las distintas Administraciones Públicas.

Cuando de acuerdo con el artículo 1.2.3, sea de aplicación esta Norma, figurarán en el

apartado de "Acciones sísmicas" los valores, hipótesis y conclusiones adoptadas en relación con dichas acciones y su incidencia en el proyecto, cálculo y disposición de los elementos estructurales, constructivos y funcionales de la obra. Además, en los planos se harán constar los niveles de ductilidad para los que ha sido calculada la obra.

A.1.3.2 Cumplimiento de la Norma en la fase de construcción.

Si el director de obra no estuviese conforme con el contenido del apartado de "Acciones sísmicas" dará cuenta a la Propiedad, y en su caso, propondrá la necesidad de realizar las modificaciones del proyecto que estime oportunas, las cuales se desarrollarán y, para su aprobación, se someterán al mismo procedimiento que siguió el proyecto original.

Además, en las obras importantes con retrasos o paradas muy prolongadas, el director de obra debe tener en cuenta las acciones sísmicas que se puedan presentar y que, en caso de destrucción o daño por sismo, pudieran dar lugar a consecuencias graves.

El director de obra comprobará que las prescripciones y los detalles estructurales mostrados en los planos satisfacen los niveles de ductilidad especificados y que se respetan durante la ejecución de la obra.

A.1.3.3 Cumplimiento de la Norma durante el período de vida útil.

Cuando ocurra un terremoto de intensidad alta deberá realizarse un informe de cada construcción situada en las zonas con intensidad igual o superior a VII (escala E.M.S.) en el que se analicen las consecuencias del sismo sobre dicha construcción y el tipo de medidas que, en su caso, proceda adoptar.

La responsabilidad de la confección de este informe recaerá en el técnico encargado de la conservación, o bien, en caso de no existir éste, en la propiedad o entidad explotadora, que deberá requerir la elaboración del citado informe a un profesional competente.

A.2 INFORMACIÓN SÍSMICA

A.2.1 MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA. ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la figura 2.1. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad, g, la aceleración sísmica básica, ab -un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno- y el coeficiente de contribución K, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

La lista del anejo 1 detalla por municipios los valores de la aceleración sísmica básica iguales o superiores a 0,04 g, junto con los del coeficiente de contribución K.

A.2.2 ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO

La aceleración sísmica de cálculo, a_c, se define como el producto:

$$a_c = S.\rho.a_b$$

donde:

- a_b: Aceleración sísmica básica definida en A.2.1.
- ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción .

  Toma los siguientes valores:

  - construcciones de importancia normal ρ = 1,0
  - construcciones de importancia especial ρ = 1,3

- S: Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

  Para $\rho.a_b \leq 0{,}1$ g $\qquad S = \dfrac{C}{1{,}25}$

Para 0,1g ≤ ρ.a$_b$ ≤ 0,4 g $\quad S = \frac{C}{1{,}25} + 3.33.(\rho.\frac{a_b}{g} - 0.1).(1 - \frac{C}{1.25})$

Para 0,4 g ≤ ρ.a$_b$ $\quad S = 1{,}0$

- C: Coeficiente de terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado A.2.4.

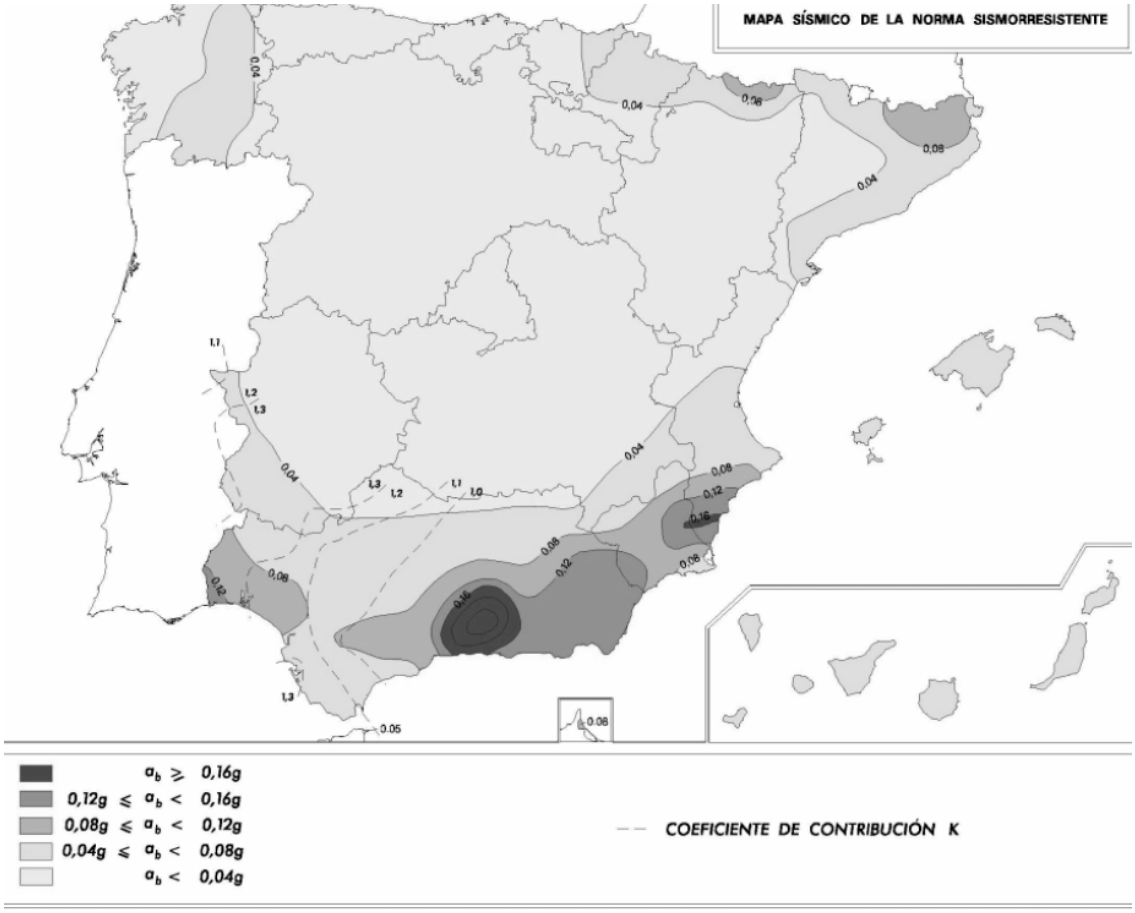


Figura A.2.1: Mapa de peligrosidad sísmica

A.2.3 ESPECTRO DE LA RESPUESTA ELÁSTICA

Esta Norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno (Figura A.2.2), para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\begin{array}{ll} \text{Si } T < T_A & \alpha(T) = 1 + 1{,}5 \cdot T/T_A \\ \text{Si } T_A \leq T \leq T_B & \alpha(T) = 2{,}5 \\ \text{Si } T > T_B & \alpha(T) = K \cdot C/T \end{array}$$

siendo:

- α(T):Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.
- T: Período propio del oscilador en segundos.
- K: Coeficiente de contribución, referido en A.2.1
- C: Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado A.2.4.
- T_A , T_B: Períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_A = K \cdot C/10$$

$$T_B = K \cdot C/2{,}5$$

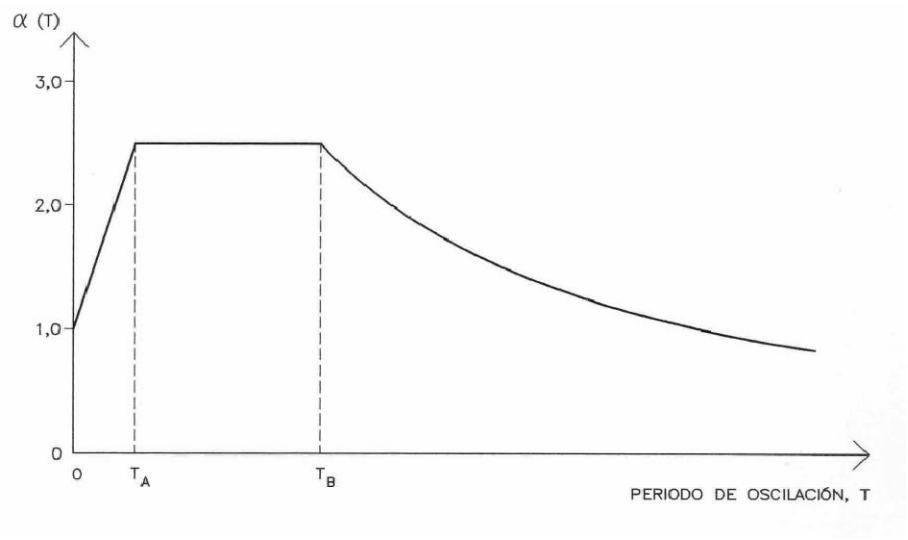


Figura A.2.2: Espectro de respuesta elástica

Para algunas estructuras y modos de vibración con períodos superiores a 4 segundos, el proyectista podrá utilizar, siempre que lo justifique, valores espectrales menores de los predichos por las expresiones anteriores.

A.2.4 CLASIFICACIÓN DEL TERRENO. COEFICIENTE DEL TERRENO

En esta Norma, los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750$ m/s.
- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 750 m/s $> v_S >$ 400 m/s.
- Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 400 m/s $> v_s >$ 200 m/s.
- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s <$ 200 m/s.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor del coeficiente C indicado en la tabla 2. 1.

Tabla A.2.1: Coeficientes del terreno

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE *C*
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Para obtener el valor del coeficiente C de cálculo se determinarán los espesores e_1, e_2, e_3, y e_4, de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie.

Se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i , en metros, mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$

En los edificios con sótanos bajo el nivel general de la superficie del terreno, los espesores de las distintas capas para clasificar las condiciones de cimentación deben, normalmente, medirse a partir de la rasante.

En aquellos casos especiales en que resulte C >l,8, el espectro de respuesta definido con las reglas anteriores puede no ser aplicable a las construcciones con período fundamental mayor de T_B. En este caso, para $T > T_B$ se tomará $\alpha(T) = 2,5$ a menos que se determine un espectro de respuesta específico del emplazamiento, cuyas ordenadas en ningún caso serán menores que las que se obtendrían con el procedimiento descrito en el apartado A.2.3.

El coeficiente C no contempla el posible colapso del terreno bajo la estructura durante el terremoto debido a la inestabilidad del terreno como en el caso de arcillas sensibles, densificación de suelos, hundimiento de cavidades subterráneas, movimientos de ladera, etc. Especialmente habrá de analizarse la posibilidad de licuación (o licuefacción) de los suelos susceptibles a la misma.

A.2.5 MODIFICACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA EN FUNCIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO

Para valores del amortiguamiento de la estructura diferentes del 5% del crítico, los valores de α (T) para períodos T . T_A se multiplicarán por el factor

$$v = (5 / \Omega)^{0,4}$$

donde O es el amortiguamiento de la estructura expresado como porcentaje del crítico.

Para períodos $T < T_A$, las ordenadas espectrales se interpolarán linealmente entre los valores correspondientes a T = 0 y $T = T_A$.

2.6 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA MOVIMIENTOS VERTICALES

Cuando sea preciso considerar movimientos verticales, se adoptará un espectro de respuesta elástica cuyas ordenadas espectrales sean el 70% de los valores correspondientes a las del espectro para movimientos horizontales definido en A.2.3.

A.3 CÁLCULO

A.3.1 GENERALIDADES

El objeto del cálculo sismorresistente es verificar la seguridad de las construcciones ante las acciones sísmicas que puedan actuar sobre ellas durante su período de vida útil.

A tal efecto, la Norma proporciona los criterios para la determinación de:

- las masas del edificio a considerar en el cálculo
- los períodos y modos de vibración de la estructura
- la respuesta de la estructura ante las acciones sísmicas resultantes de la aplicación del capítulo 2
- la verificación de la seguridad de la estructura.

En general, los métodos de cálculo que se indican en este capítulo se refieren a edificios.

A.3.2 MASAS QUE INTERVIENEN EN EL CÁLCULO

A los efectos de los cálculos de las solicitaciones debidas al sismo se considerarán las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes, y una fracción de las restantes masas, siempre que éstas tengan un efecto desfavorable sobre la estructura, de valor:

- para sobrecargas de uso en viviendas, hoteles y residencias 0,5
- para sobrecargas de uso en edificios públicos, oficinas y comercios 0,6
- para sobrecargas de uso en locales de aglomeración y espectáculos 0,6
- para sobrecarga de nieve, siempre que ésta permanezca más de 30 días al año 0,5
- para sobrecargas de uso en almacenes, archivos, etc. 1,0
- para sobrecarga de tabiquería 1,0
- para piscinas o grandes depósitos de agua 1,0

En las construcciones en que no coinciden el centro de masas y el de torsión, bien por irregularidad geométrica ó mecánica, o bien por una distribución no uniforme de las masas, habrá que tener en cuenta el efecto de torsión que se produce.

En todas las construcciones, incluso en las que se prevea que coincidan el centro de masas y el de torsión, se deberá considerar siempre una excentricidad adicional de las masas ó de las fuerzas sísmicas equivalentes en cada planta, no menor de 1/20 de la mayor dimensión de la planta en el sentido perpendicular a la dirección del sismo, a fin de cubrir las irregularidades constructivas y las asimetrías accidentales de sobrecargas.

A.3.3 ACCIONES QUE SE CONSIDERAN EN EL CÁLCULO

Las que se indican en la NBE-AE/88: Acciones en la Edificación, o norma que en cada momento la sustituya.

A.3.4 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD

Se comprobarán los estados límite últimos con las combinaciones de acciones, incluyendo la acción sísmica, que fijen las diferentes instrucciones, normas y reglamentos para cada tipo de material. Se utilizarán los coeficientes de seguridad y simultaneidad establecidos en ellas.

En el caso de que dichos coeficientes no estén fijados expresamente en las citadas instrucciones, normas y reglamentos, para la combinación de la acción sísmica con las restantes acciones se considerará la hipótesis sísmica como una situación accidental, ponderando para el cálculo de los estados límite últimos todas las acciones variables desfavorables y permanentes con coeficientes de mayoración iguales a la unidad, y las variables favorables con cero.

La construcción debe resistir la acción horizontal del sismo en todas las direcciones, lo

que obliga a analizarlo en más de una dirección. En general basta hacerlo en dos direcciones ortogonales en planta; en este caso, las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada dirección se combinarán con el 30% de los de la otra. Las solicitaciones verticales y en planta se podrán considerar como casos de carga independientes.

En los edificios no exentos se calcularán también los desplazamientos horizontales debidos a la acción sísmica de cálculo, en las direcciones en que puedan producirse choques con las construcciones colindantes.

Podrá hacerse un estudio específico para considerar la interacción suelo-estructura sin que con ello pueda reducirse la acción sísmica más de un 30% del valor que se obtendría con la construcción supuesta sobre base rígida.

A.3.5 MÉTODOS DE CÁLCULO

Esta Norma establece el análisis de la estructura mediante espectros de respuesta como método de referencia para el cálculo sísmico (apartado A.3.6.2). También se permite el estudio dinámico por integración de registros de aceleración (apartado 3.6.1).

La Norma desarrolla además, en el apartado 3.7, un método simplificado de cálculo para

los casos más usuales de edificación, cuya aplicación se autoriza para los edificios que cumplan las condiciones del apartado A.3.5.1.

En todos los casos debe utilizarse un modelo suficientemente representativo de la distribución real de rigideces y masas.

A.3.5.1 Condiciones para aplicar el método simplificado de cálculo

El método simplificado de cálculo se podrá aplicar en los edificios que cumplan los

siguientes requisitos:

1. El número de plantas sobre rasante es inferior a veinte.
2. La altura del edificio sobre rasante es inferior a sesenta metros.
3. Existe regularidad geométrica en planta y en alzado, sin entrantes ni salientes importantes.
4. Dispone de soportes continuos hasta cimentación, uniformemente distribuidos en planta y sin cambios bruscos en su rigidez.

5. Dispone de regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de modo que los centros de gravedad y de torsión de todas las plantas estén situados, aproximadamente, en la misma vertical.
6. La excentricidad del centro de las masas que intervienen en el cálculo sísmicorespecto al de torsión es inferior al 10% de la dimensión en planta del edificio en cada una de las direcciones principales.

Asimismo, se podría aplicar el método simplificado de cálculo a los edificios de pisos de importancia normal (apartado A.1.2.2) de hasta cuatro plantas en total.

A.3.6 PROCEDIMIENTOS GENERALES DE CÁLCULO

A.3.6.1 Estudio dinámico

El estudio dinámico, realizado en el dominio del tiempo o de la frecuencia, debe hacerse a partir de acelerogramas representativos del movimiento del suelo. Para ello, se requiere escalar convenientemente los acelerogramas elegidos, en tiempo y amplitudes, de forma que sean compatibles con la información sísmica del capítulo 2. En concreto lo ha de ser con el espectro de respuesta elástica y con la aceleración sísmica de cálculo.

Pueden utilizarse tanto acelerogramas reales modulados como artificiales, justificando en todo caso su estructura en el dominio del tiempo, su contenido en frecuencias y su duración, de acuerdo con las características del sismo de cálculo.

Los cálculos deberán realizarse a partir de un número representativo de terremotos diferentes, que como mínimo serán 5, adoptando como solicitación de cálculo el promedio de los valores característicos obtenidos con cada uno.

Para cada terremoto, la respuesta espacial de la estructura se determinará mediante tres acelerogramas independientes actuando en las tres direcciones principales de la estructura con un modelo elástico lineal equivalente o con un modelo no lineal. En ambos casos deberán justificarse debidamente las leyes de comportamiento adoptadas para los materiales.

A.3.6.2 Análisis mediante espectros de respuesta

Este método utiliza el espectro de respuesta definido en esta Norma y requiere la combinación ponderada de las solicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la construcción.

A.3.6.2.1 Modelo de estructura

Se establecerá un modelo discreto, en general tridimensional, que considere los grados de libertad que mejor representen el comportamiento de la estructura real.

El modelo de vibración de los edificios de pisos con soportes continuos hasta la cimentación y con forjados suficientemente rígidos en su plano puede analizarse, en cuanto a los movimientos en ese plano, con sólo tres grados de libertad por planta, suponiendo en ésta los movimientos del sólido rígido en su plano: dos traslaciones y una rotación.

Si el edificio es de planta regular y con excentricidad de masas respecto al centro de torsión inferior al 10% de la dimensión en planta, el modelo de vibración en cada una de las dimensiones principales puede analizarse mediante dos modelos planos ortogonales independientes, reduciendo el movimiento horizontal a un solo grado de libertad por planta.

A.3.6.2.2 Desplazamientos modales máximos

Para cada dirección en que se considere la acción sísmica, los desplazarnientos máximos equivalentes $u_{ij,max}$ para el modo de vibración i, correspondiente a cada grado de libertad j, supuesto en el modelo lineal equivalente de la estructura, vienen dados por:

$$u_{ij,max} = a_{ij,max} / \omega_i^2$$

donde:

$$a_{ij,max} = \alpha_i \cdot \eta_{ij} \cdot a_c$$

siendo:

- $a_{ij,max}$: Componente del vector aceleración asociado al modo de vibración i, correspondiente al grado de libertad j.
- w_i: Frecuencia propia del modo de vibración i (w_t= $2p_i/T_i$).

$$\alpha_i = \alpha(T_i)\cdot\beta \qquad si \quad T_i \geq T_A$$
$$\alpha_i = 1+(2{,}5\beta-1)\cdot\frac{T_i}{T_A} \qquad si \quad T_i \leq T_A$$

- α_i: Coeficiente de valor:
- T_A: Período característico del espectro de respuesta definido en 2.3.
- $\alpha(T_i)$: Ordenada del espectro definido en 2.3, ó 2.6 en su caso, para el período Ti del modo considerado.
- ß: Coeficiente de respuesta de valor: ß=v/u
- v: Coeficiente, dependiente del amortiguamiento, definido en 2.5.
- u: Coeficiente de comportamiento por ductilidad en la dirección o en el elemento analizado que depende fundamentalmente de la organización y materiales de la estructura, y además de detalles de proyecto y construcción. En el apartado A.3.7.3.1 se recogen valores de u correspondientes a casos típicos.
- n_{ij}: Factor de distribución del modo de vibración i, correspondiente a la masa m, en el grado de libertad j .
- a_c: Aceleración sísmica de cálculo, definida en A.2.2. expresada en m/s^2 .

El desplazamiento máximo, para cada modo y cada planta, se calculará multiplicando el desplazamiento máximo equivalente, calculado por el procedimiento anterior, por el coeficiente de comportamiento por ductilidad u.

A.3.6.2.3 Modos de vibración

A.3.6.2.3.1 Número mínimo de modos a considerar

En cada caso se considerará el número de modos de vibración con contribución significativa en el resultado, y como mínimo se considerarán:

- tres modos en el caso de modelos planos de estructuras de pisos (Figura A.3.l).
- cuatro modos en el caso de modelos espaciales de estructura, dos traslacionales y otros dos rotacionales.
- todos los modos de período superior a T_A, (apartado A.2.3).

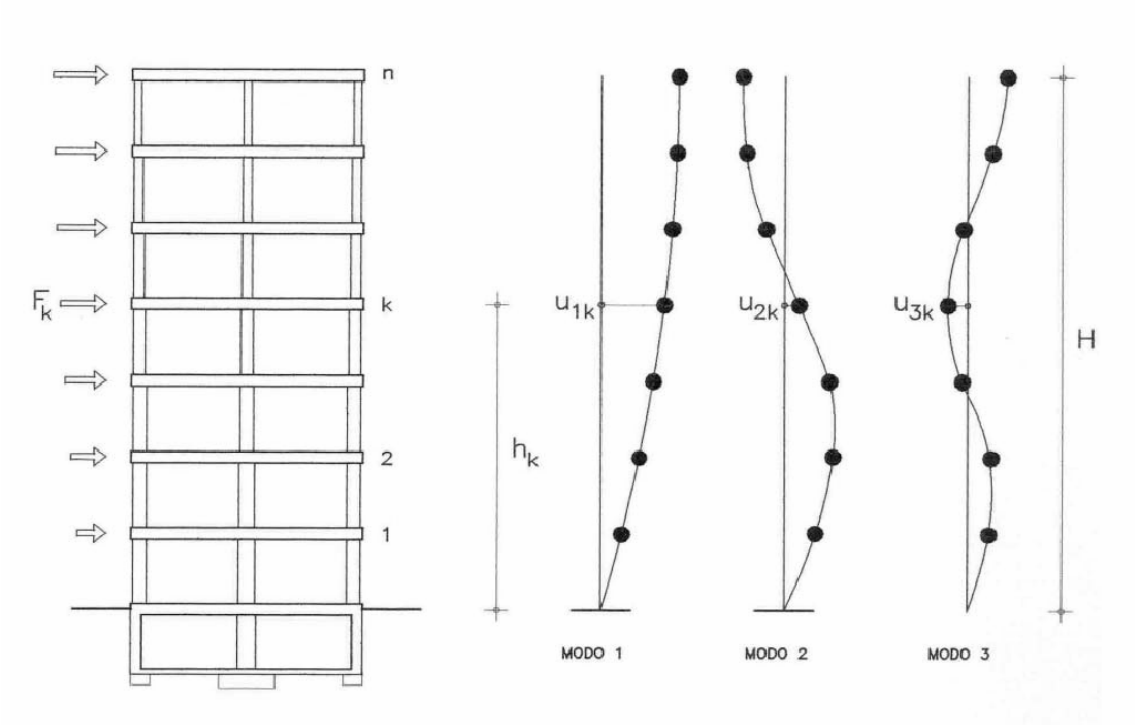


Figura A.3.1. Modos de vibración en modelos planos de estructuras de pisos

A.3.6.2.3.2 Cálculo de las características modales de la construcción

Las características de la construcción (período propio y coeficiente de forma de cada modo de vibración, y amortiguamiento) se determinarán por alguno de los siguientes procedimientos, por orden de preferencia:

- Ensayos sobre construcciones de características iguales o semejantes a las que se considera.
- Ensayos sobre modelos de la construcción considerada.
- Procedimientos teóricos de la Mecánica y de la Elasticidad.
- Fórmulas aproximadas o empíricas, como las indicadas en los epígrafes A.3.7.2.2 y A.3.7.3.2.

A.3.6.2.4 Combinación de los resultados obtenidos para los diferentes modos

La combinación de los resultados obtenidos en el análisis de los diferentes modos de vibración, debe efectuarse para toda variable asociada a cada grado de libertad supuesto (desplazamientos, solicitaciones, tensiones, etc.). Si S representa la variable a calcular y Si su valor en el modo i, la regla de combinación, en la hipótesis de que los períodos de los modos difieren en más de un 10%, es:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^{r} S_i^2}$$

siendo r el número de modos que suponen una contribución significativa al resultado.

Si existiesen modos de vibración cuyos períodos difieren menos del 10%, puede aplicarse la regla anterior agrupando en una única variable Si la suma de los valores absolutos de las variables Si que difieren entre sí menos del 10%.

A.3.6.2.5 Cálculo de las solicitaciones

El método requiere la combinación ponderada de las solicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la estructura.

La distribución de las solicitaciones, y consecuentemente de las tensiones, se obtiene a partir de las variables S, obtenidas de la combinación de modos, de acuerdo con el modelo discreto que traduce la estructura real.

En particular, en edificios de pisos en los que se hayan adoptado tres grados de libertad por planta, las solicitaciones globales de planta se asignarán a cada elemento en proporción a las componentes utilizadas para la determinación del centro de rotación.

Si se han utilizado dos modelos planos ortogonales, la asignación de las solicitaciones se hará teniendo en cuenta las torsiones provocadas por la excentricidad de las masas definidas en A.3.2.

Deberá considerarse la pertinencia del análisis de los efectos de segundo orden, de acuerdo con la importancia de los desplazamientos obtenidos.

A.3.7 Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación

A.3.7.1 Modelo de la estructura

Las construcciones que reúnan los requisitos establecidos en el epígrafe 3.5.1 se podrán asimilar a un modelo unidimensional constituido por un oscilador múltiple con un sólo grado de libertad de desplazamiento por planta. Su análisis se realiza, en este método simplificado, a partir de un sistema de fuerzas horizontales equivalente al de los terremotos.

A.3.7.2 Modos de vibración

A.3.7.2.l Número de modos a considerar

Los modos a considerar en función del período fundamental de la construcción, TF, serán los siguientes:

- El primer modo, si $T_F < 0{,}75$ s
- El primer y segundo modos, si $0{,}75 \text{ s} < T_F < 1{,}25$ s
- Los tres primeros modos, si $T_F > 1{,}25$ s
- Para la consideración de los efectos de los distintos modos, se aceptan las siguientes relaciones entre los períodos del modo i,T_i, y del modo fundamental, T_F:

$$T_i = \frac{T_F}{(2i-1)}$$

A.3.7.2.2 Cálculo del periodo fundamental de los edificios

A falta de determinaciones más precisas por cualquiera de los procedimientos relacionados en el apartado A.3.6.2.3.2. u otro equivalente, y para edificios (Figura A.3.2) que reúnen los requisitos del apartado A.3.5.1, el período fundamental T_F, en segundos, puede estimarse de forma aproximada mediante las expresiones:

- Edificios con muros de fábrica de ladrillo o bloques

$$T_F = 0{,}06\,H\sqrt{H/(2L+H)}/\sqrt{L}$$

- Edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras

$$T_F = 0{,}09\,n$$

- Edificios con pórticos de hormigón armado con la colaboración de pantallas rigidizadoras.

$$T_F = 0{,}07\,n\sqrt{H/(B+H)}$$

- Edificios de pórticos rígidos de acero laminado.

$$T_F = 0{,}11\,n$$

- Edificios de pórticos de acero laminado con planos triangulados resistentes.

$$T_F = 0{,}085\,n\sqrt{H/(B+H)}$$

siendo:

- H: Altura de la edificación, sobre rasante, en metros.
- n: Número de plantas sobre rasante.
- B: Dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros.
- L: Dimensión en planta de la edificación, en el sentido de la oscilación, en metros.

Para el resto de los edificios de hasta cuatro plantas puede tomarse, a efectos del cálculo por el método simplificado, $T_F = 0{,}3$ segundos.

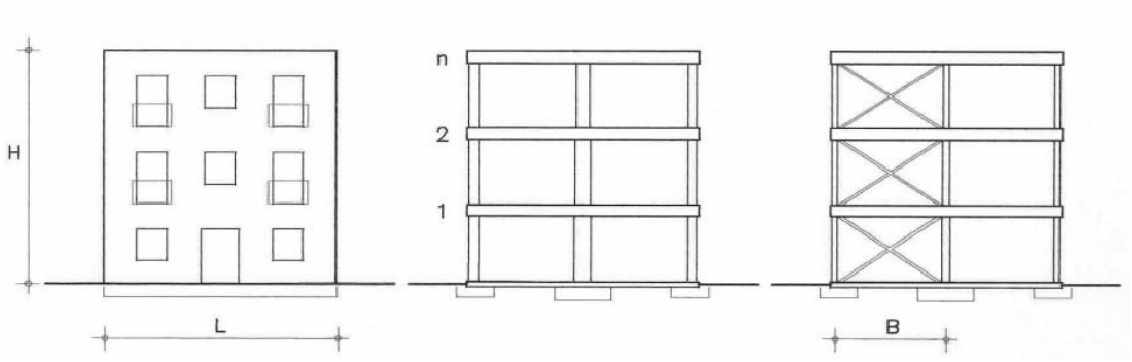


Figura A.3.2. Esquema de los diferentes tipos de estructuras

A.3.7.3 Cálculo de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica estática equivalente, F_{ik} correspondiente a la planta k y modo de vibración i, viene dada por:

$$F_{ik} = s_{ik} \cdot P_k$$

donde:

- P_k:Peso correspondiente a la masa, m_k, de la planta k, definida en el apartado A.3.2.
- s_{ik}: Coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k en el modo i, de valor:

$$s_{ik} = (a_c / g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik}$$

siendo:

- a_c: Aceleración sísmica de cálculo determinada en el apartado A.2.2, expresada en m/s^2.
- g: Aceleración de la gravedad, expresada igualmente en m/s^2.
- ß: Coeficiente de respuesta, definido en el apartado A.3.7.3.1.

- n_{ik}: Factor de distribución correspondiente a la planta k, en el modo i, definido en el apartado A.3.7.3.2.
- α_I: Coeficiente de valor (Figura A.3.3)

$$\text{Para } T_i < T_B \quad \alpha_i = 2{,}5$$

$$\text{Para } T_i > T_B \quad \alpha_i = 2{,}5\ (T_B/T_i)$$

- T_i : Período del modo considerado.
- T_B: Período característico del espectro definido en A.2.3.

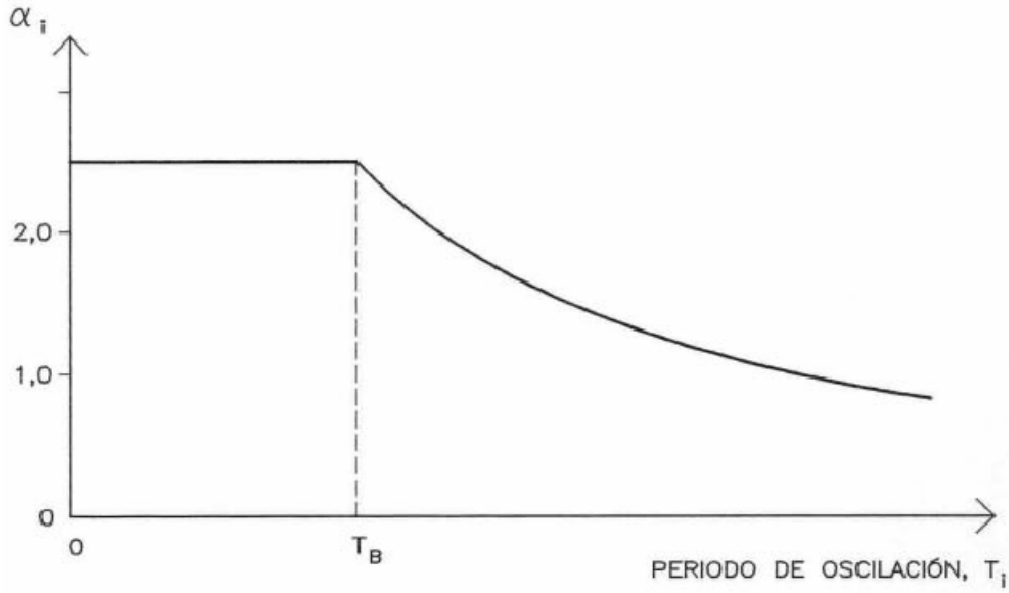


Figura 3.3. Coeficiente α_I para el método simplificado de cálculo

A.3.7.3.1 Coeficiente de respuesta ß

Viene expresado por

$$ß = v/u$$

siendo:

- v: Factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento, definido en el apartado A.2.5.
- u: Coeficiente de comportamiento por ductilidad, definido en el apartado A.3.6.2.2.

El coeficiente de comportamiento por ductilidad depende de la organización, material y detalles constructivos.

El proyectista elegirá el coeficiente de comportamiento por ductilidad para cada modelo de cálculo dentro de las limitaciones que se establecen en los párrafos siguientes en función de la organización estructural y de los materiales empleados, y dispondrá los detalles estructurales establecidos en el capítulo 4 que garanticen la ductilidad adoptada.

a) Para adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad u = 4 (ductilidad muy alta) han de verificarse las siguientes condiciones:

a. 1) La resistencia a las acciones horizontales debe obtenerse (Figura 3A)

- Mediante pórticos planos o espaciales de nudos dúctiles rígidos, o
- Mediante sistemas de rigidización dúctiles especialmente diseñados para disipar energía mediante flexiones o cortantes cíclicos en tramos cortos, como por ejemplo los formados por pantallas y vigas de acoplamiento en estructuras de hormigón armado ó por triangulaciones metálicas incompletas.

a.2) Si existen otros elementos o núcleos de rigidización, su colaboración a la resistencia de las acciones horizontales debe ser escasa. Se considera que se cumple esta condición si soportan menos del 50% de la fuerza sísmica horizontal que actúe sobre el edificio.

a.3) En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser de canto.

a.4) El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables con muy alta capacidad de disipación de energía mediante histéresis,

repartidos homogéncamente por toda la estructura. Para ello han de cumplirse las prescripciones establecidas en el capítulo 4 para este nivel de ductilidad.

b) Se puede adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad u = 3 (ductilidad alta) si se verifican las siguientes condiciones:

b. 1) La resistencia a las acciones horizontales se consigue principalmente (Figura 3.5)

- Mediante pantallas no acopladas de hormigón armado, o
- Mediante diagonales metálicas a tracción (en cruz de San Andrés o equivalente).

b.2) En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser de canto.

b.3) El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables con alta capacidad de disipación de energía mediante histéresis, repartidos homogéncamente por toda la estructura. Para ello han de cumplirse las prescripciones establecidas en el capítulo 4 para este nivel de ductilidad.

c) Se podrá adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad u = 2 (ductilidad baja), si la estructura posee los soportes de acero u hormigón con núcleos, muros o pantallas verticales de hormigón armado, pero no satisface los requisitos anteriores en cuanto a tipo y detalles estructurales.

En particular, se encuadran en este grupo:

- Las estructuras de tipo péndulo invertido o asimilables.
- Las de losas planas, forjados reticulares o forjados unidireccionales con vigas planas.

Aquellas en que las acciones horizontales son resistidas principalmente por diagonales que trabajan alternativamente a tracción y a compresión, por ejemplo estructuras con arriostramientos en forma de V, (Figura 3. 6).

También se encuadran en este grupo los sistemas estructurales constituidos, bien por pórticos metálicos que confinan a muros de hormigón armado o de mampostería reforzada, o bien por muros de carga de hormigón o de bloques de mortero, armados vertical y horizontalmente y con suficiente capacidad de deformación plástica estable ante acciones laterales cíclicas y alternantes.

d) Corresponde un coeficiente de comportamiento por ductilidad u = 1 (sin ductilidad), a las estructuras desprovistas de capacidad de disipación de energía en el rango plástico, en particular las constituidas por muros de mampostería, ladrillo o bloques de hormigón, aún cuando incluyan en su interior entramados de madera o estén reforzadas o armadas sólo en puntos críticos, y las porticadas que resistan las acciones laterales mediante arriostramientos en forma de K (Figura 3.7).

También se encuadran en este grupo las estructuras de naves industriales con pilares y cerchas, las realizadas con elementos prefabricados o que contengan piezas prefabricadas de gran formato, en las que no se hayan adoptado disposiciones especiales para dotar a los nudos de ductilidad.

En la evaluación de la componente vertical de la acción sísmica se adoptará un coeficiente de comportamiento por ductilidad u = 1, salvo que se justifique un valor superior mediante el correspondiente análisis.

La tabla A.3.1 facilita para los casos más frecuentes de edificación los valores del coeficiente de respuesta ß, en función del tipo de estructura, de la compartimentación de las plantas, del amortiguamiento, Ω, y del coeficiente de comportamiento por ductilidad.

Tabla A.3.1: Valores del coeficiente de respuesta β

TIPO DE ESTRUCTURA	COMPARTIMEN-TACIÓN DE LAS PLANTAS	Ω (%)	COEFICIENTE DE COMPORTAMIENTO POR DUCTILIDAD			SIN DUCTILIDAD ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
HORMIGÓN ARMADO O ACERO LAMINADO	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
MUROS Y TIPOS SIMILARES	Compartimentada	6	-	-	0,46	0,93

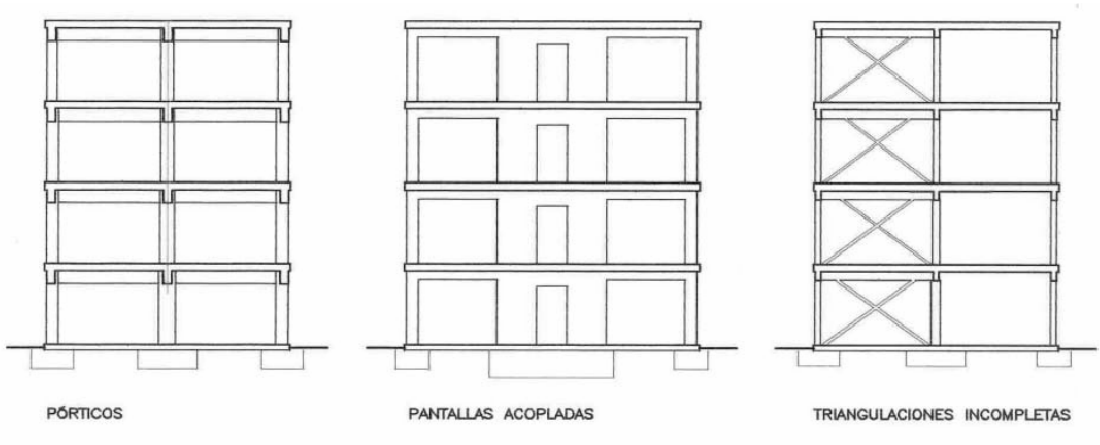


Figura A.3.4: Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ = 4

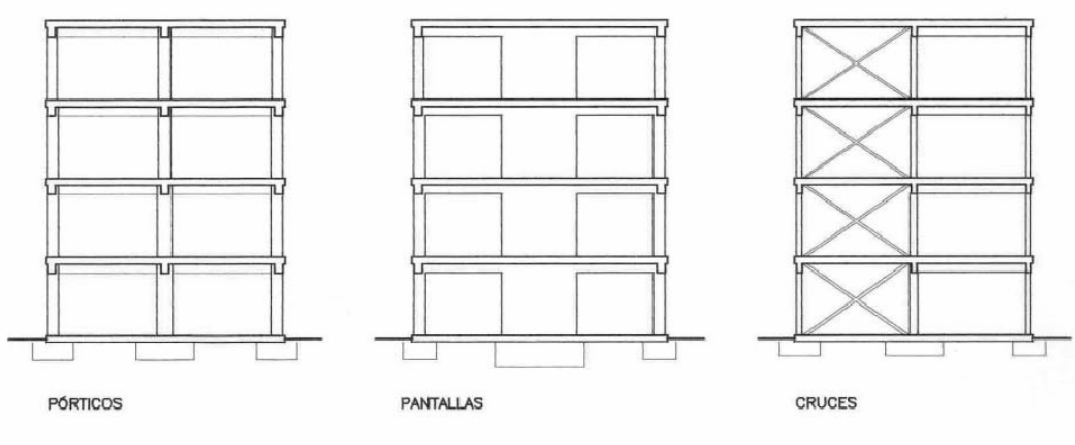


Figura A.3.5: Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ = 3

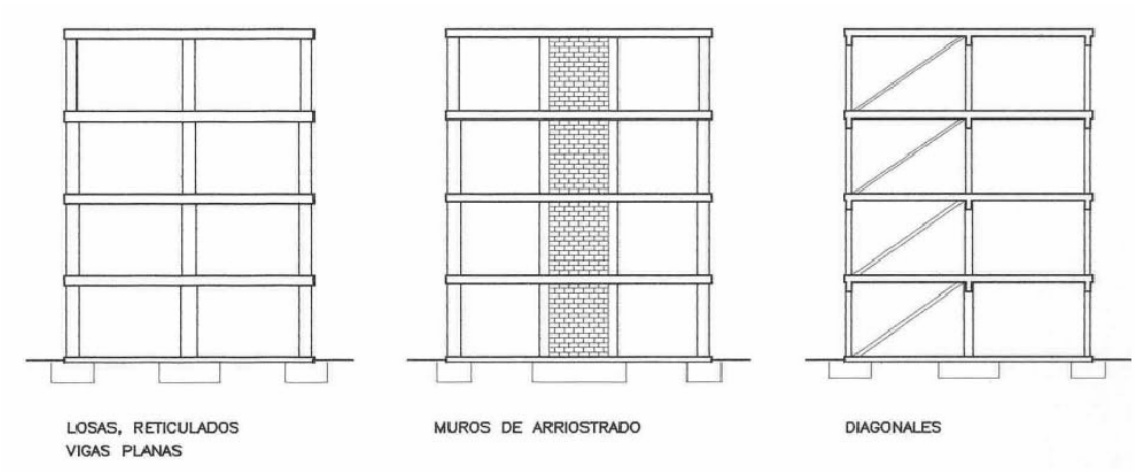


Figura A.3.6: Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$

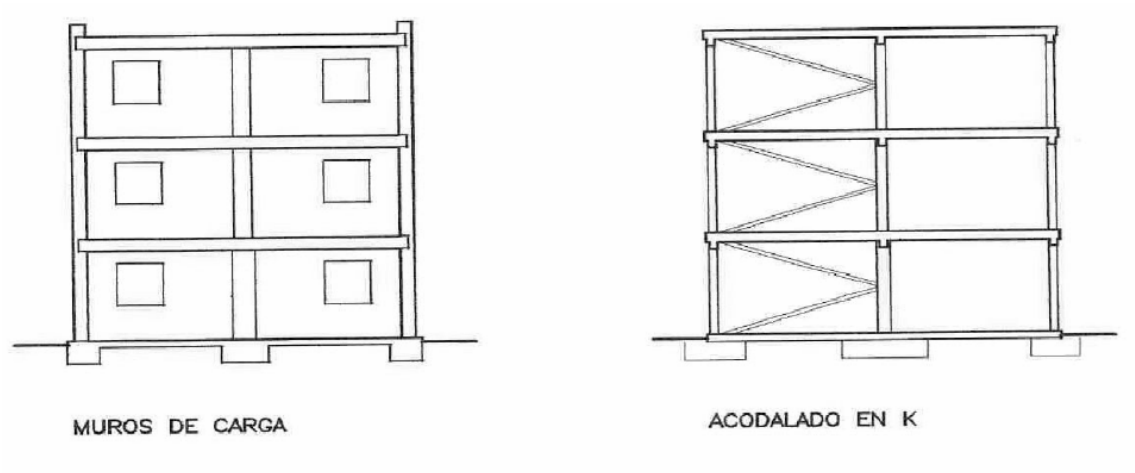


Figura A.3.6: Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$

A.3.7.3.2 Factor de distribución n

El valor del factor de distribución, n_{ik}, correspondiente a la planta k en el modo de vibración i tiene el valor:

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \frac{\sum_{k=1}^{n} m_k \, \Phi_{ik}}{\sum_{k=1}^{n} m_k \, \Phi_{ik}^2}$$

siendo:

- n: Número de plantas
- m_k: Masa de la planta k, definida en A.3.2.
- Φ_{ik}: Coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i, para el que puede adoptarse la siguiente expresión aproximada

$$\Phi_{ik} = \text{sen}[(2i-1)\pi \cdot h_k / 2H]$$

donde:

- h_k: Altura sobre rasante de la planta k.
- H: Altura total de la estructura del edificio.

A.3.7.3.3 Desplazamientos.

El desplazamiento horizontal, u, en la dirección que pueda significar choque con estructuras colindantes se determinará teniendo en cuenta el comportamiento postelástico mediante la expresión:

$$u = u_e \cdot \mu$$

donde:

- u_e: Desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico.
- μ: Coeficiente de comportamiento por ductilidad definido en el apartado A.3.6.2.2.

A.3.7.4 Sistema de fuerzas estáticas equivalentes

El sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k, necesario para el análisis de la estructura frente al sismo en la dirección considerada, se obtiene a partir de las fuerzas F_{ik}, como sigue:

- Obtención de los cortantes V_{ik}, de cada planta k en el modo i, como suma de las F_{ik}, existentes entre la última planta y la planta k considerada.

- Obtención del cortante combinado V_k, de la planta k para los distintos modos i considerados mediante la expresión:

$$V_k = \sqrt{\sum_{i=1}^{r} V_{ik}^2}$$

siendo r el número de modos considerados.

- Obtención del sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k, para cada planta k, por diferencia entre los valores del cortante V_k, y del cortante de la planta superior V_{k+1}

Las fuerzas F_k, constituyen el sistema equivalente de acciones sísmicas de cálculo que permite proceder al análisis completo de la estructura para la dirección considerada. Estas fuerzas se repartirán entre los elementos resistentes de manera que se satisfaga el equilibrio en planta. La fuerza horizontal en el elemento j del nivel k tiene el valor:

$$f_{kj} = F_k \frac{K_{kj}}{\sum_{j=1}^{n} K_{kj}}$$

siendo

- K_{kj}: Rigidez de cada elemento resistente j en la dirección de la fuerza considerada.

A.3.7.5 Consideración de los efectos de rotación

En edificios con una distribución homogénea de muros o soportes y de masas, las solicitaciones debidas a la excentricidad adicional a la que se refiere el apartado A.3.2 se podrán tener en cuenta multiplicando las fuerzas obtenidas en el apartado A.3.7.4 en cada uno de los elementos resistentes por un factor definido por:

$$\gamma_a = 1 + 0{,}6 \frac{x}{L_e}$$

siendo:

- X: La distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada (Figura A.3.8).
- Le: La distancia entre los dos elementos resistentes más extremos, medida de la misma forma.

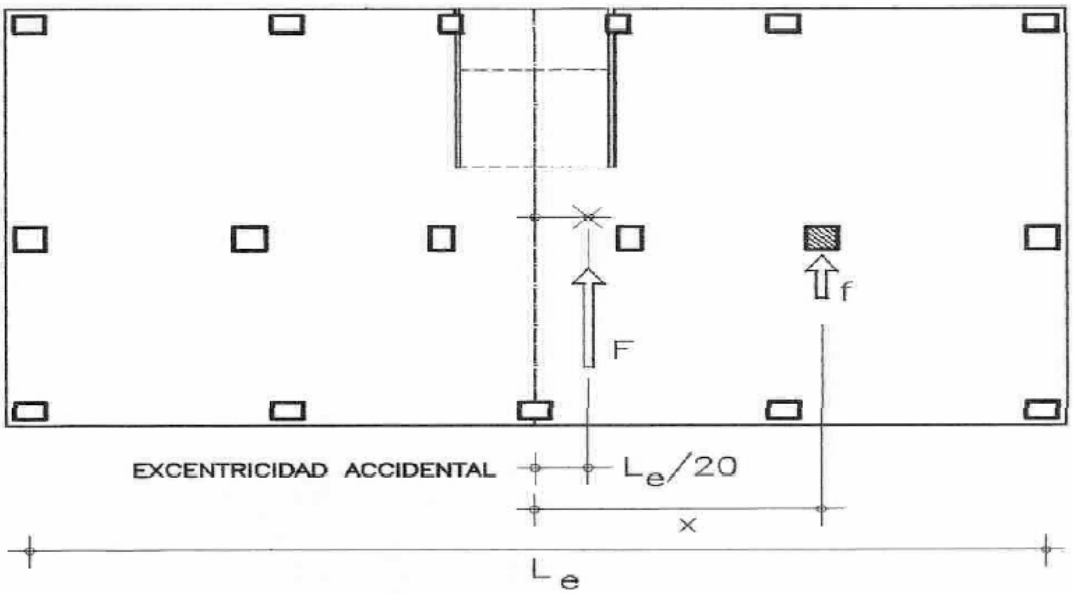


Figura A.3.8: Efectos de rotación

En edificios de pisos de hasta cuatro plantas en los que sea aplicable el método simplificado pero no cumplan las condiciones de regularidad del apartado A.3.5.1 se requerirá un estudio especial de los efectos de torsión.

A.3.8 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Mientras que el desplazamiento horizontal máximo del edificio no supere el dos por mil de la altura, no será necesario considerar los efectos de segundo orden.
También se podrán despreciar los efectos de segundo orden, cuando en cada planta k se verifique:

$$P_k \cdot d_k < 0{,}10 \; V_k \cdot h_k$$

siendo:

- P_k: Carga gravitatoria total por encima de la planta, calculada de acuerdo con el apariado 3.2.
- d_k: Desplazamiento relativo entre la cabeza y pie de los soportes de la planta considerada, calculado de acuerdo con 3.7.3.3.
- V_k: Cortante combinado correspondiente a la planta
- h_k: Altura entre plantas.

A.3.9 MUROS DE CONTENCIÓN

Los empujes sobre muros se calcularán con un valor del coeficiente sísmico horizontal igual a la aceleración sísmica de cálculo.

A.4 REGLAS DE DISEÑO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS EN EDIFICACIONES.

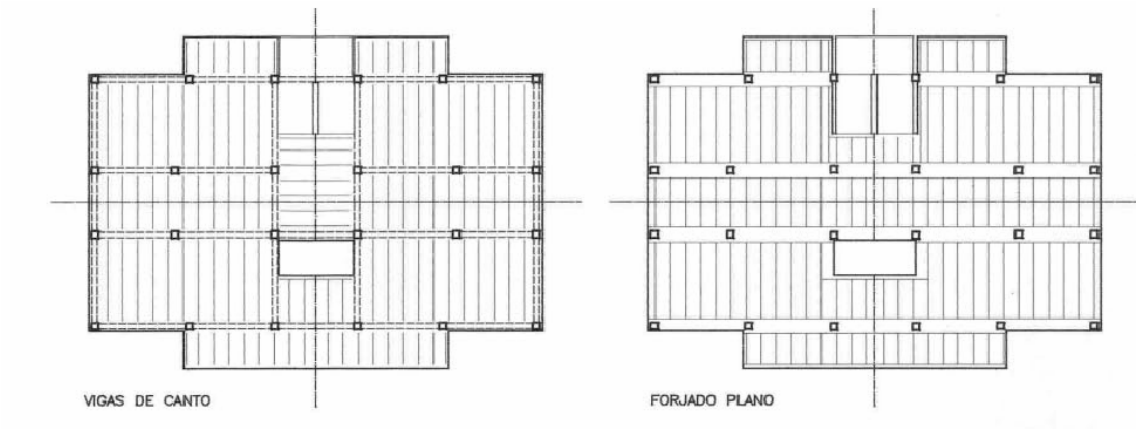
A.4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se recogen una serie de reglas de diseño y prescripciones constructivas que han de cumplirse en todas las construcciones a las que sea aplicable esta Norma. Algunas de las reglas y prescripciones aquí reflejadas han de aplicarse en función de los coeficientes de comportamiento por ductilidad, μ, adoptados en el cálculo.

A.4.2. REGLAS DE ÍNDOLE GENERAL

A.4.2.1 Forma del edifício

La disposición geométrica en planta será tan simétrica y regular como sea posible, tratando de conseguir en el edificio, en los elementos resistentes, y en los arriostramientos, una composición con dos ejes de simetría ortogonales.



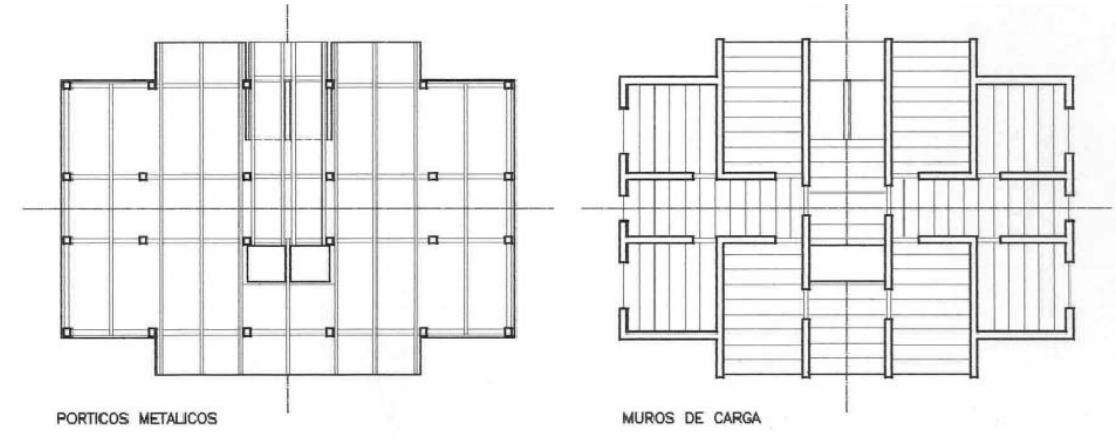


Figura A.4.1. Disposiciones con simetría geométrica y mecánica

En edificios asimétricos se pueden conseguir estructuras simétricas separándolas en cuerpos regulares independientes mediante juntas verticales.

Igualmente debe procurarse una disposición geométrica en alzado tan regular como sea posible, evitando las transiciones bruscas de forma o rigidez entre un piso y el siguiente.

A.4.2.2 Disposición de masas

Cuando a_c >0,12 g, con objeto de evitar una concentración excesiva de tensiones, la masa total de una planta no debe exceder en más del 15% la masa de las plantas contiguas, ni en más del 50% la masa media de todas ellas. Además, si en una planta existen zonas que deban soportar cargas que excedan en un 25% a la carga general media, dichas zonas deben situarse en torno al centro de la planta.

A.4.2.3 Disposición de elementos estructurales

Debe procurarse una distribución uniforme y simétrica de rigideces en planta y una variación gradual de rigideces a lo largo de la altura. Ningún elemento estructural debe cambiar bruscamente de rigidez.

Si existiesen plantas de diferente esbeltez, o diáfanas en edificios con el resto de las plantas muy compartimentadas, debe tenerse en cuenta la diferencia de rigidez entre las plantas.

Si se confia la resistencia de los esfuerzos horizontales a elementos de gran rigidez como pantallas, muros, triangulaciones, etc, éstos deben colocarse al menos en dos direcciones, a ser posible ortogonales, en posición simétrica y preferiblemente en el perímetro exterior de la planta.

En el caso de disponer los elementos de gran rigidez en forma de núcleo, es prioritario que éste se sitúe en la planta en una posición centrada.

Cuando $a_c > 0{,}16$ g, los elementos resistentes a sismo serán redundantes, de forma que el fallo de uno de ellos no implique grandes cambios en la posición del centro de rigidez, y por lo tanto, de la excentricidad de masas.

Para evitar efectos de excentricidad en los soportes, la distancia entre los ejes geométricos de las vigas y de los pilares será la menor posible y, en todo caso, no mayor de b/4, siendo b el ancho del pilar en la dirección transversal a la directriz de la viga. Se evitará en lo posible que descansen sobre las vigas elementos resistentes principales de la estructura, tales como otras vigas o soportes. Cuando no pueda evitarse, el modelo de la estructura incluirá en ese nudo un grado de libertad vertical, se contemplarán las acciones sísmicas verticales, y, debido a la fragilidad, se calcularán las solicitaciones de cortante de las vigas que acometan al nudo con un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$.

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los nudos sea superior a la de las piezas, que la de los soportes sea superior a la de las vigas, y en éstas que la seguridad al esfuerzo cortante sea superior a la de momento.

Los elementos no considerados en el modelo de estructura adoptado para el análisis, tendrán la capacidad suficiente para admitir los desplazamientos que se produzcan en ellos.

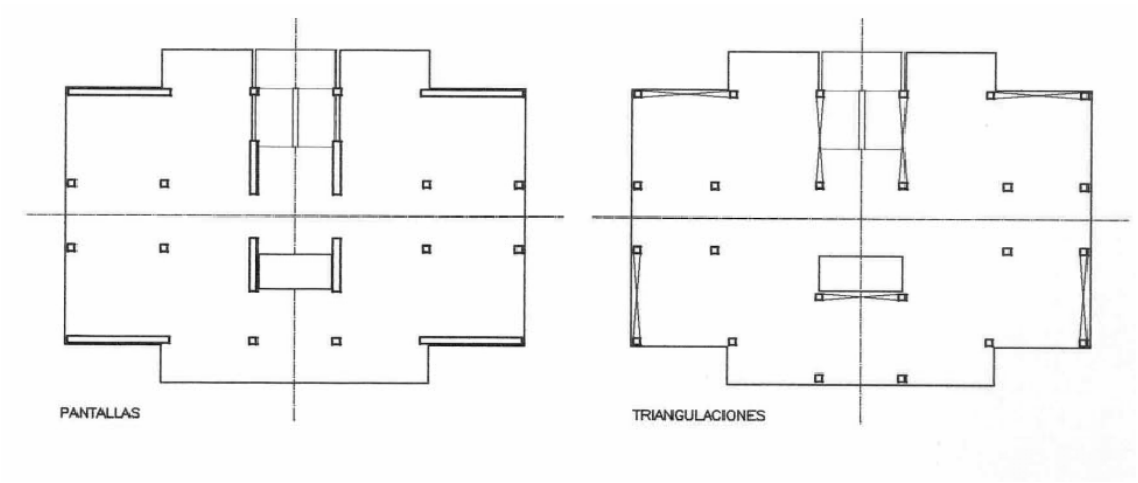


Figura A.4.2: Disposiciones de elementos resistentes

A.4.2.4 Elementos no estructurales

Los elementos no estructurales, como muros de cenrramiento, tabiquerías, cte., que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones en la estructura, se tendrán en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural y se comprobarán para las acciones que se deriven del cálculo. Alternativamente, podrán adoptarse soluciones constructivas que garanticen la no participación resistente de estos elementos.

Las vías generales de evacuación, especialmente los núcleos verticales de comunicación como las escaleras, estarán dotadas de resistencia y ductilidad adicional para facilitar su utilización, aún en el caso de sismos importantes.

A.4.2.5 Juntas entre construcciones

Toda construcción debe estar separada de las colindantes una distancia mínima para mitigar los efectos del choque durante los movimientos sísmicos.

Toda construcción se separará de las lindes edificables de propiedad adyacentes y en toda su altura no menos que el desplazamiento lateral máximo por sismo, u, ni menos de 1,5 cm, a fin de evitar el choque con las estructuras contiguas durante los movimientos sísmicos.

Para edificios de hasta diez plantas, el desplazamiento lateral máximo, u, en centímetros puede obtenerse mediante la expresión:

$$u = 33 \ \alpha_I \, . \, (a_c \, / \, \mathrm{g}) \, . \, T_F^{\,2}$$

donde α_I, a_c, y g son los parámetros definidos en A.3.7.3, y T_F es el período del modo fundamental en segundos.

Las juntas entre cuerpos de edificios deben ser preferentemente planos verticales y con una anchura de, al menos, la suma de los desplazamientos laterales máximos, u, de los dos cuerpos.

En las zonas con $a_c > 0{,}16$ g no deben proyectarse juntas de apoyo en libre dilatación, salvo si se realiza un estudio especial.

No se instalarán conducciones generales atravesando planos de junta, salvo que dispongan de enlaces flexibles adecuados.

A.4.3 DE LA CIMENTACIÓN

A.4.3.1 Criterio general de diseño

Debe evitarse la coexistencia, en una misma unidad estructural, de sistemas de cimentación superficiales y profundos, por ejemplo, de zapatas o losas con los de pozos o pilotes.

La cimentación se debe disponer sobre un terreno de características geotécnicas homogéneas. Si el terreno de apoyo presenta discontinuidades o cambios sustanciales en sus características, se fraccionará el conjunto de la construcción de manera que las partes situadas a uno y otro lado de la discontinuidad constituyan unidades independientes.

Cuando el terreno de cimentación contenga en los primeros 20 m bajo la superficie del terreno, capas o lentejones de arenas sueltas situadas, total o parcialmente, bajo el nivel freático, deberá analizarse la posibilidad de licuación.

Si se concluye que es probable que el terreno licue en el terremoto de cálculo, deberán evitarse las cimentaciones superficiales, a menos que se adopten medidas de mejora del terreno para prevenir la licuación. Análogamente, en las cimentaciones profundas, las

puntas de los pilotes deberán llevarse hasta suficiente profundidad bajo las capas licuables, para que pueda desarrollarse en esa parte la necesaria resistencia al hundimiento.

A.4.3.2 Elementos de atado

Cada uno de los elementos de cimentación que transmita al terreno cargas verticales significativas deberá enlazarse con los elementos contiguos en dos direcciones mediante dispositivos de atado situados a nivel de las zapatas, de los encepados de pilotes o equivalentes, capaces de resistir un esfuerzo axial, tanto de tracción como de compresión, igual a la carga sísmica horizontal transmitida en cada apoyo. Cuando $a_c > 0{,}16$ g los elementos de atado deberán ser vigas de hormigón armado. Cuando $a_c > 0{,}16$ g podrá considerarse que la solera de hormigón constituye el elemento de atado, siempre que se sitúe a nivel de las zapatas o apoyada en su cara superior, sea continua alrededor del pilar en todas las direcciones, tenga un espesor no menor de 15 cm ni de 1/50 de la luz entre pilares y sea capaz de resistir el esfuerzo prescrito en el primer párrafo de este apartado.

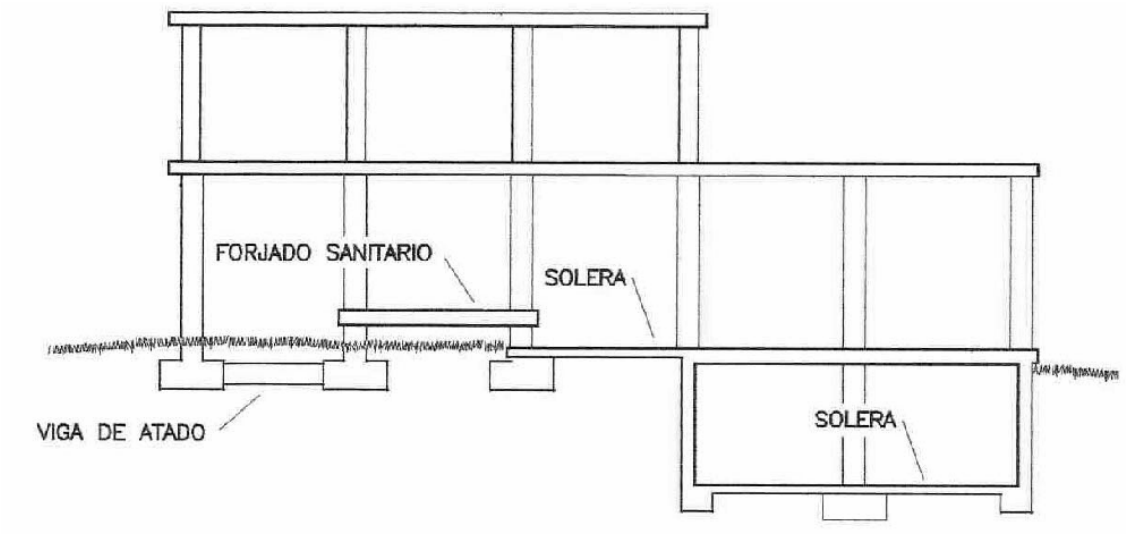


Figura A.4.3: Disposición de elementos de atado

A.4.3.3 Reglas específicas para cimentaciones de pílotes

No se considerará la resistencia de fuste de los pilotes en los tramos de ten-eno susceptibles de licuar durante el sismo de cálculo, ni en los situados por encima de esos estratos.

Los pilotes deben enlazarse adecuadamente al encepado o al elemento estructural equivalente.
En los pilotes de hormigón armado la armadura longitudinal deberá extenderse desde la cabeza del pilote hasta cuatro diámetros por debajo de la zona crítica más profunda, con un mínimo de 6 metros. Son zonas críticas aquellas en las que se alcanzaría primero su agotamiento estructural durante un terremoto. La armadura longitudinal deberá estar formada por barras de diámetro mayor o igual que 12 mm, en número mínimo de 6 y separadas como máximo 20 cm. La cuantía mínima de acero será el 0,4 % de la sección total en los pilotes hormigonados in situ y el 1% en los prefabricados. En los pilotes de hormigón encamisados con chapa, la sección de ésta, descontada la previsión de corrosión, puede sustituir parcialmente (como máximo el 50 %) a la armadura longitudinal requerida.

La armadura transversal deberá extenderse en toda la longitud de la armadura longitudinal. Puede estar constituida por cercos o espiral, cuyos diámetros deberán ser mayores o iguales de 6 mm y con una cuantía volumétrica p, y un espaciado s que cumplan las siguientes condiciones:

- En las zonas críticas:
  $\rho_s > 0{,}8$ %
  $s < 10$cm

- En el resto del pilote:
  $\rho_s > 0{,}6$%
  $s < 15$cm

A.4.4 DE LAS ESTRUCTURAS DE MUROS DE FÁBRICA

A.4.4.1 Criterio general de diseño

Para cumplir los requisitos de índole general (art. 4.1), deben disponerse muros resistentes en las dos direcciones principales en planta de la manera más uniforme y simétrica posible.

Se evitarán cambios bruscos de rigidez producidos por cambios en los materiales. Cuando $0{,}08\ g < a_c < 0{,}12g$, la altura máxima de una estructura de muros será de 4 plantas y cada una de ellas de una altura no superior a 20 veces el espesor del muro. No

se presentarán cambios de rigidez por causa de variaciones del espesor superiores a medio canto del forjado en el paso de una planta a otra, ni por disposición de huecos muy diversos entre plantas sucesivas. Si a_c 0,12g la altura máxima será de dos plantas. En cualquier caso, una estructura de muros se considerará una solución "no dúctil', incluso aunque se dispongan los refuerzos que se prescriben en este capítulo. El espesor mínimo para muros exteriores de una sola hoja será de 14 cm y de 12 cm para los interiores. Además, para una aceleración de cálculo $a_c > 0,12$ g, el espesor mínimo de los muros exteriores de una hoja será de 24 cm, si son de ladrillo cerámico, y de 18 cm si están construidos de bloques. Si se trata de muros interiores el espesor mínimo será de 14 cm.

Para el caso de muros exteriores de dos hojas (capuchinos) y si $a_c > 0,12$ g, ambas hojas estarán construidas con el mismo material, con un espesor mínimo de cada hoja de 14 cm y el intervalo entre armaduras de atado o anclajes será inferior a 35 cm, en todas las direcciones. Si únicamente es portante una de las dos hojas, su espesor cumplirá las condiciones señaladas anteriormente para los muros exteriores de una sola hoja. Para los valores de $a_c > 0,08$ g, todos los elementos portantes de un mismo edificio se realizarán con la misma solución constructiva.

A.4.4.2. Huecos, entrepaños y rozas

Cuando $a_c > 0,12$ g, los huecos de paso, puertas y ventanas en los muros resistentes estarán distribuidos en planta del modo más regular posible, superponiéndose los correspondientes a las distintas plantas.

La distancia entre los huecos no será menor de 60 cm, ni la existente entre un hueco y una esquina inferior a 80 cm. En caso contrario, los paños que hayan entre ellos no se considerarán resistentes y no se podrán considerar portantes.

En los muros de carga y de arriostramiento sólo se admitirán rozas verticales separadas entre sí por lo menos 2 m y cuya profundidad no excederá de la quinta parte de su espesor. En cualquier caso, el grueso reducido no será inferior a los valores especificados en el apartado anterior.

A.4.4.3. Enlace de los forjados al muro

La conexión entre los forjados y los muros y el monolitismo entre los diversos elementos que constituyen los forjados están encomendados a la losa superior que prescribe la norma EF-96, o la que la sustituya, con las secciones de armadura y las disposiciones constructivas que allí se especifican. Los forjados se enlazarán a los muros por medio de los encadenados que prescribe la norma NBE-FL-90. Los forjados de viguetas sueltas, de madera o metálicas, deberán atarse en todo su perímetro a encadenados horizontales situados en su mismo nivel, para solidarizar la entrega y conexión de las viguetas con el muro. El atado de las viguetas que discurran paralelas a la pared se extenderá al menos a las tres viguetas más próximas.

A.4.4.4 Refuerzos en muros

Cuando $a_c > 0{,}12g$, en los muros de fábrica debe haber refuerzos verticales y horizontales a distancias menores de 5 m. Además, la diagonal de un paño entre refuerzos debe ser inferior a 40 veces el espesor del muro. Cuando los refuerzos se realicen en hormigón, la sección transversal tendrá, al menos, 15 cm de altura y la anchura total del muro, reducida esta última, en su caso, en la cantidad mínima que se precise para la continuidad de los paramentos vistos. El armado será, al menos, de 4 ø 10 longitudinal más un ø 6 cada 25 cm como armadura transversal.

A.4.5 DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

A.4.5.1 Criterios generales

Los preceptos de esta Norma están formulados en la suposición de que:

- Las secciones extremas de las vigas se plastifican antes que las del soporte, lo que se cumple si el coeficiente de seguridad de cualquier solicitación de todo soporte es siempre superior al de cualquier solicitación de toda viga con la que concurre en un nudo.
- Las secciones extremas de vigas y soportes se agotan antes que se produzca el agotamiento del encuentro, lo que se cumple si el coeficiente de seguridad ante el

agotamiento de cualquier biela o anclaje en todo nudo es ligeramente superior a la de cualquier solicitación de las secciones de vigas o soportes que acometen a él.

- Se alcanza la cedencia a flexión en el acero de la armadura longitudinal antes que el agotamiento de la sección por cortante, lo que se cumple si el coeficiente de seguridad a cortante en toda sección es superior al de la misma sección a momento flector. Las piezas cortas, tales como enanos, conviene comprobarlas para el cortante que resulte de considerar en las secciones extremas momentos iguales a la capacidad resistente a flexión que posean y con signo opuesto.
- Las comprobaciones a realizar incluirán las de las piezas, tal como se detalla en los apartados siguientes, y las de los nudos. Cuando el nudo entre el soporte y la viga sea de hormigón, deberá comprobarse la biela en la diagonal del mismo.

A.4.5.2 Vigas de hormigón

A.4.5.2.1 Reglas generales para vigas

Para poder considerar que la estructura, en la dirección de las vigas, se beneficia de las condiciones de ductilidad alta ($\mu = 3$), deben cumplirse los requisitos siguientes:

- El descuelgue bajo el forjado es superior a la profundidad de cálculo de la cabeza comprimida en la sección fisurada.
- El ancho del descuelgue, b, es al menos 0,20 m.
- En la cara superior y en todo su desarrollo se disponen al menos 2 ø 14.
- En la cara superior, la armadura de continuidad en un nudo interior tendrá una sección menor de b . h / 40, siendo h el canto total de la viga.
- En la cara inferior y en todo su desarrollo se disponen al menos 2 ø 14 y del 4 %o.
- En la cara inferior llegará efectivamente anclada al extremo al menos una armadura A /3, siendo A la cuantía máxima de la armadura superior de tracción de ese mismo extremo.
- Tanto en la cara superior como en la inferior, se dispondrá, en todo su desarrollo, una armadura mínima A / 4, siendo A la cuantía de la máxima armadura negativa entre los dos extremos. La capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cálculo.

- En las zonas extremas de la viga, en una amplitud de dos cantos a partir de la cara del soporte, se dispondrán cercos de al menos 6 mm de diámetro y con una separación no mayor que:

  - h/4.
  - 8 øL, siendo &oshlish;L, el diámetro de cualquier armadura longitudinal comprimida.
  - 0, 15 m.
  - En el resto de la viga los cercos tendrán una separación máxima de h/2.

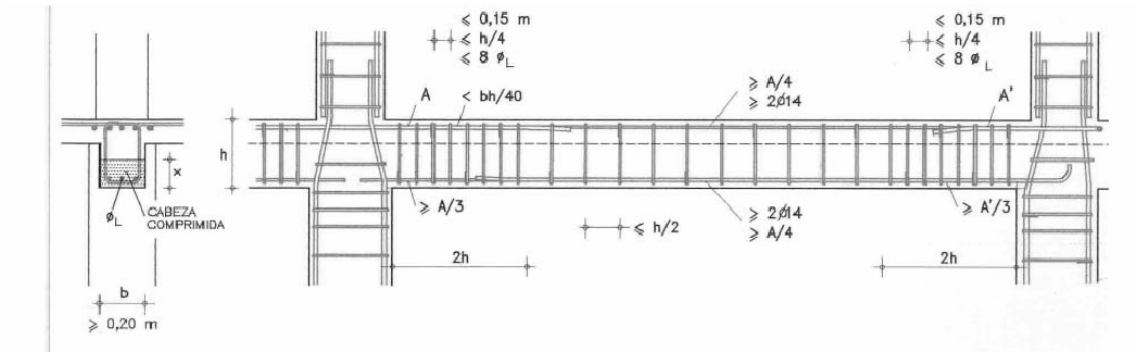


Figura A.4.4: Requisitos de vigas para ductilidad alta (μ=3)

Para poder considerar que la estructura, en la dirección de las vigas, se beneficia de las condiciones de ductilidad muy alta (μ = 4), no debe producirse inversión de momentos, es decir, el caso sísmico no debe provocar en extremos de las vigas momentos de ambos signos, y además de las condiciones para μ = 3 del párrafo anterior, deben cumplirse los requisitos siguientes:

- El ancho del descuelgue, b, será al menos 0,25 m, pero inferior al de cualquiera de los soportes a los que acomete la viga.
- En la cara inferior, llegará efectivamente anclada al extremo sin continuidad al menos una armadura A/2 , siendo A la cuantía de la armadura de tracción de ese mismo extremo.
- Tanto en la cara superior como en la inferior, se dispondrá, en todo su desarrollo una armadura mínima A/3, siendo A la cuantía de la máxima armadura negativa entre los dos extremos.

- Existirá una armadura de piel longitudinal de al menos 2 ø 10, cada 0,25 m de canto.
- En las zonas extremas de la viga, en una amplitud de dos cantos a partir de la cara del soporte, se dispondrán cercos de diámetro de al menos 6 mm y con una separación menor de:

    - 6 øL, siendo øL, el diámetro de cualquier armadura longitudinal comprimida.

Independientemente del valor de μ cuando la aceleración sísmica de cálculo, a_c, sea igual o superior a 0,16 g, la armadura longitudinal de las vigas principales será al menos de 2 ø 16, y de 0,004 b. h, extendida a todo su desarrollo, y la separación de cercos, en una amplitud de 2 h desde la cara del soporte, no será superior a 0,10 m.(Véase figura A.4.6)

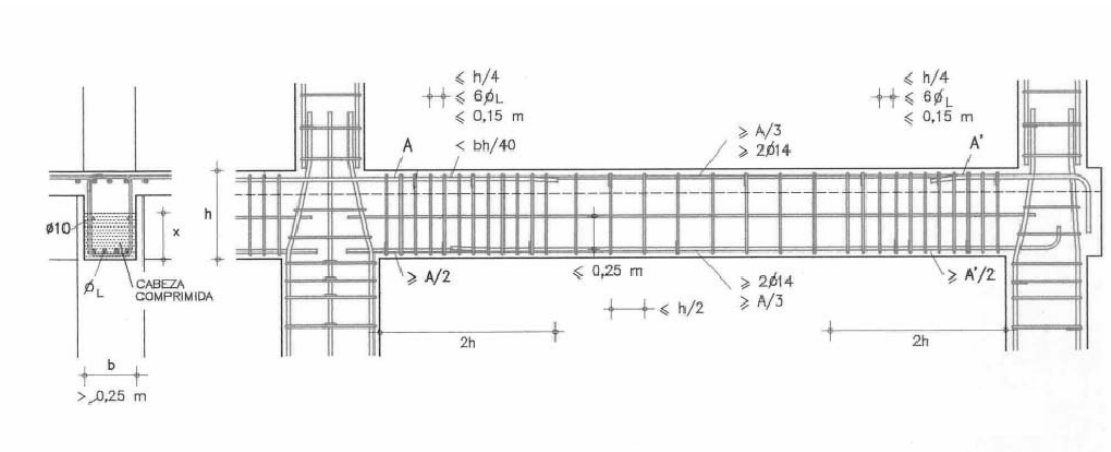


Figura A.4.5: Requisitos de vigas para ductilidad muy alta (μ = 4)

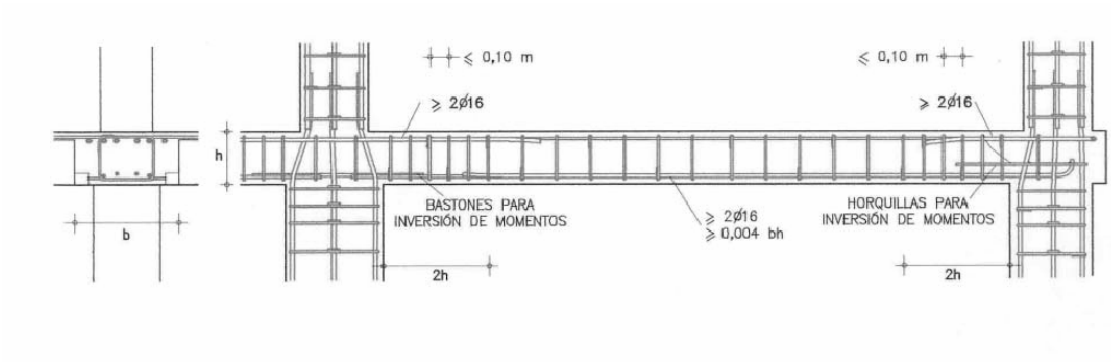


Figura A.4.6: Requisitos de vigas para a_c ≥0,16 g

Además, sea cual sea la aceleración sísmica de cálculo o el grado de ductilidad elegido, cuando el nudo entre soporte y viga es de hormigón, deberá comprobarse la biela en la diagonal del mismo.

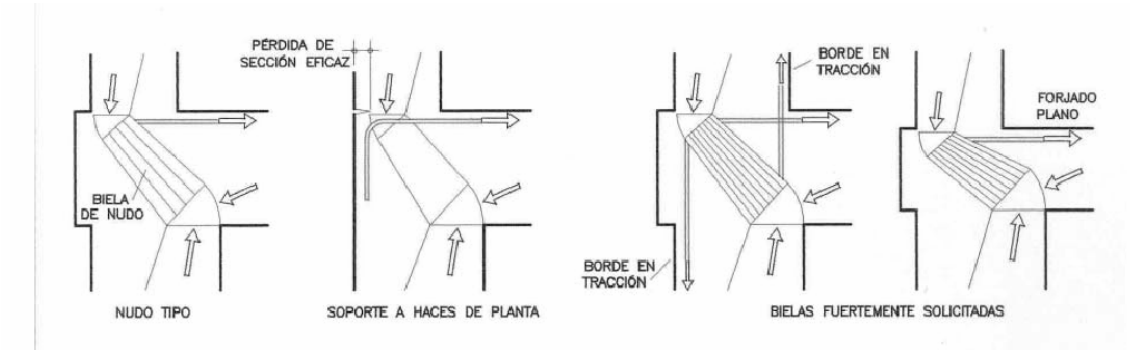


Figura A.4.7:Modelo de nudo extremo

A.4.5.2.2 Condiciones partículares de la armadura superior

En general, con soportes de hormigón, la armadura superior de los nudos extremos de vigas que sea necesaria por solicitación sísmica debe disponerse en su totalidad dentro del soporte, contando su anclaje desde el comienzo del área pinzada por las bielas de soporte y nudo. El efecto favorable del pinzado entre bielas podrá medirse como una pérdida de tracción por unidad de longitud igual a la tensión de compresión vertical garantizada en dicha zona multiplicada por el diámetro de la armadura. La solución del anclaje de la armadura superior por continuidad tras el soporte, en lazo alrededor de su fuste, está limitada a una tracción total, entre ambas ramas del lazo, no superior a la compresión vertical garantizada de su interior.

Si en el borde se disponen vigas transversales de canto, la armadura superior podrá disponerse a los lados del soporte en una banda de amplitud no superior a medio canto de la viga, contando su anclaje a partir del punto en que se disponga armadura ortogonal, o del quiebro, o de la soldadura del elemento al que se engarza. Si el soporte es metálico, con fuste pasante a través del forjado, debe comprobarse además que el elemento de engarce de las armaduras, o, en caso de lazo, el propio fuste, permite equilibrar el momento entre ambas piezas. En cualquier caso, debe excluirse la posibilidad de confiar dicho equilibrio a torsiones en el hormigón. En los nudos extremos de la última planta, sin compresión superior, puede omitirse la comprobación de anclaje cuando la armadura es continua con la del soporte y posee una

tracción similar. Si se disponen armaduras independientes para ambas piezas, la longitud de solapo será la de anclaje, con la reducción, en su caso, del efecto de patilla o armadura soldada transversal.

La armadura superior de continuidad en un nudo interior, que sea necesaria por solicitación sísmica, puede disponerse en una banda de ancho igual al del soporte más medio canto de la viga a cada lado de él (Figura A.4.1 l), siempre que, en una banda perpendicular del mismo ancho, exista armadura ortogonal que posea una sección de al menos una cuarta parle de la anterior. La armadura que pase dentro del soporte podrá contar con el efecto de pinzamiento de la compresión garantizada en los términos descritos anteriormente. La que pase por el exterior del soporte deberá dotarse de toda su longitud de anclaje teórica, en prolongación recta.

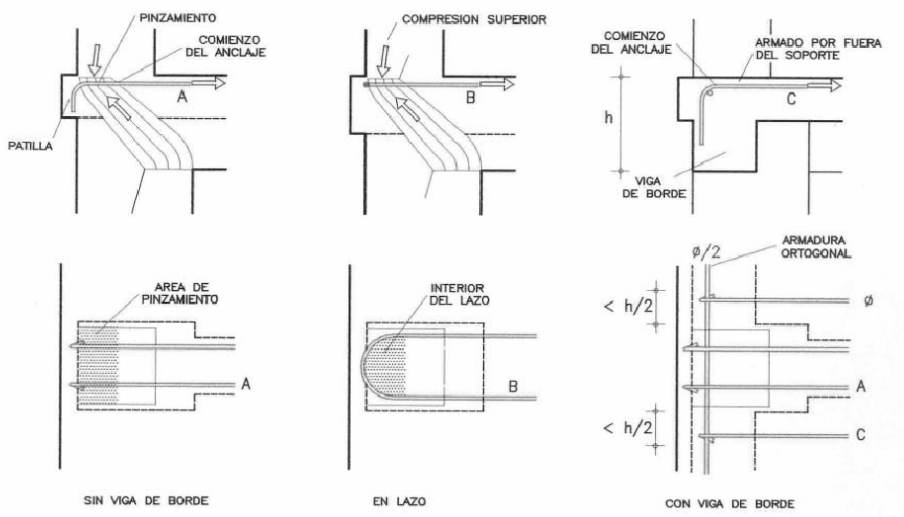


Figura A.4.8: Armaduras superiores en nudo extremo con soporte de hormigón

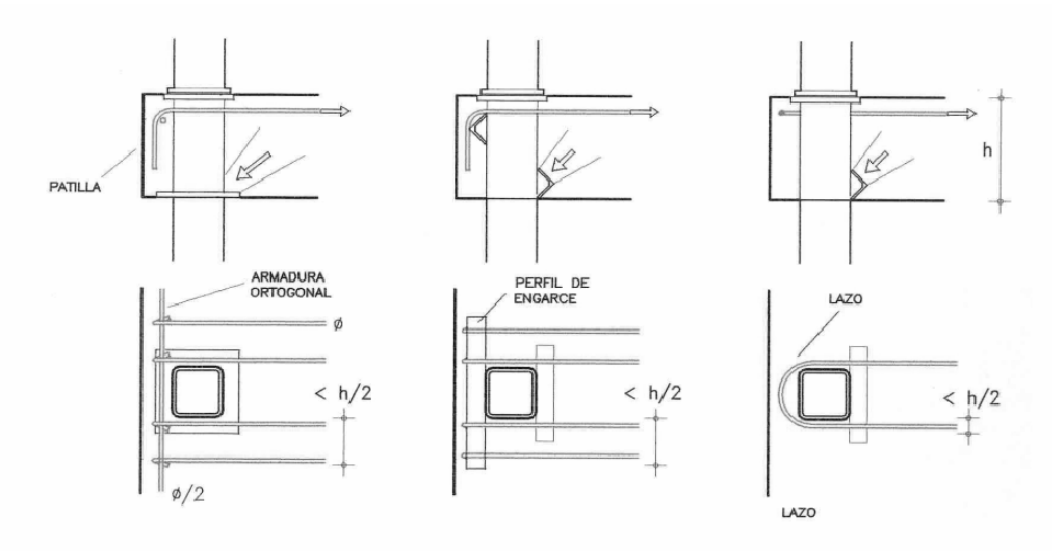


Figura A.4.9: Armaduras superiores en nudo extremo con soporte metálico

A.4.5.2.3 Condiciones particulares para la armadura inferior

Para tener en cuenta la colaboración a compresión de la armadura inferior de la viga, debe confirmarse que desarrolla suficiente longitud para la compresión que se le atribuye, tras los haces de la cara interior del soporte, pudiendo contar con la mejora que permite el doblado en patilla.

Si dicha armadura nunca está traccionada, ni se tiene en cuenta a compresión, bastará comprobar que, desde el punto de tracción nula de la viga, se prolonga lo suficiente para anclarse y que, en cualquier caso, penetra al menos 10 ø tras la cara interior del soporte. En un nudo interior, si la armadura penetra en el soporte, puede rematarse en patilla; si el forjado es plano, se puede suponer que la compresión se descarga por punta en la zona que se encuentra comprimida en todas las direcciones.

En un nudo interior, para tener en cuenta a compresión las armaduras dispuestas por fuera del soporte, éstas deberán solaparse la correspondiente longitud de anclaje. (ver figura A.4.12)

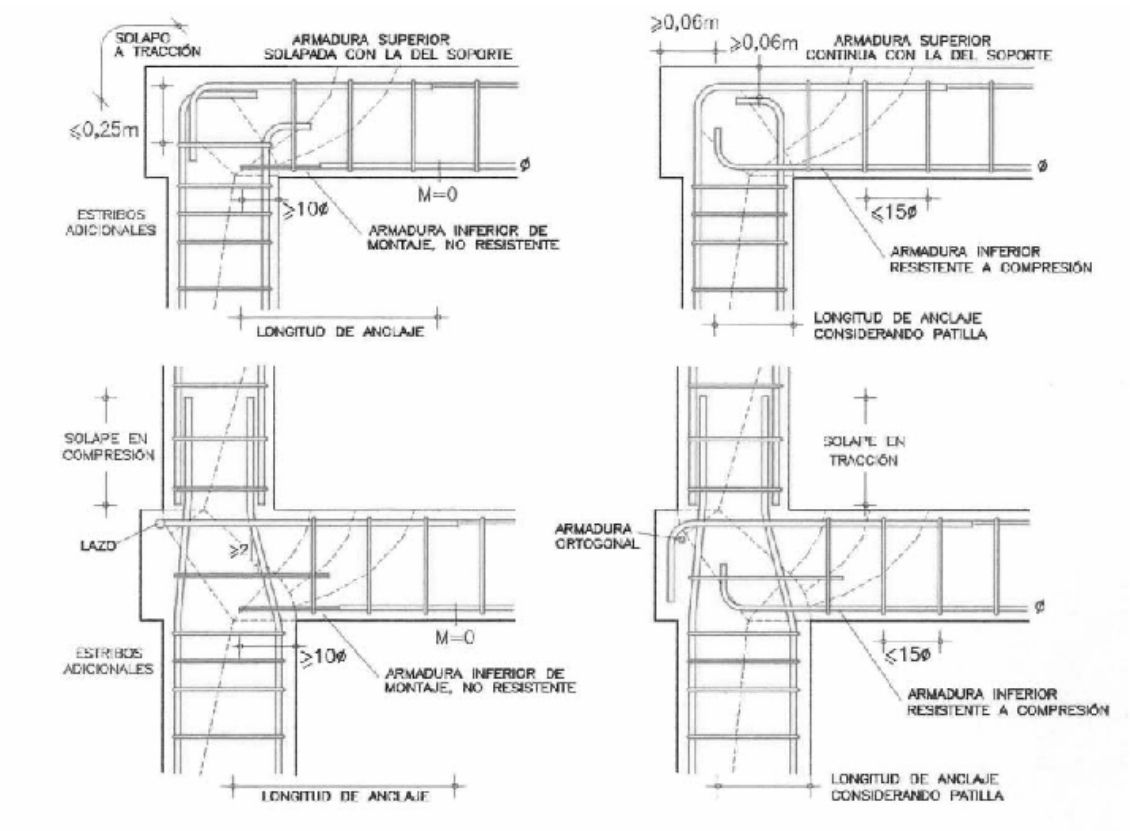


Figura A.4.10: Disposición de armaduras en nudo extremo

A.4.5.2.4 Condiciones particulares para estribos

En un nudo extremo de viga plana, sólo se podrán tener en cuenta para resistir la solicitación sísmica las ramas verticales de los estribos existentes en la zona definida en la Figura A.4.13.

Cuando la viga es plana, sobre todo si el soporte es de sección alargada en la dirección de la viga, conviene que el estribado de ésta atraviese el nudo, disponiendo ramas en las proximidades de las caras laterales del soporte.

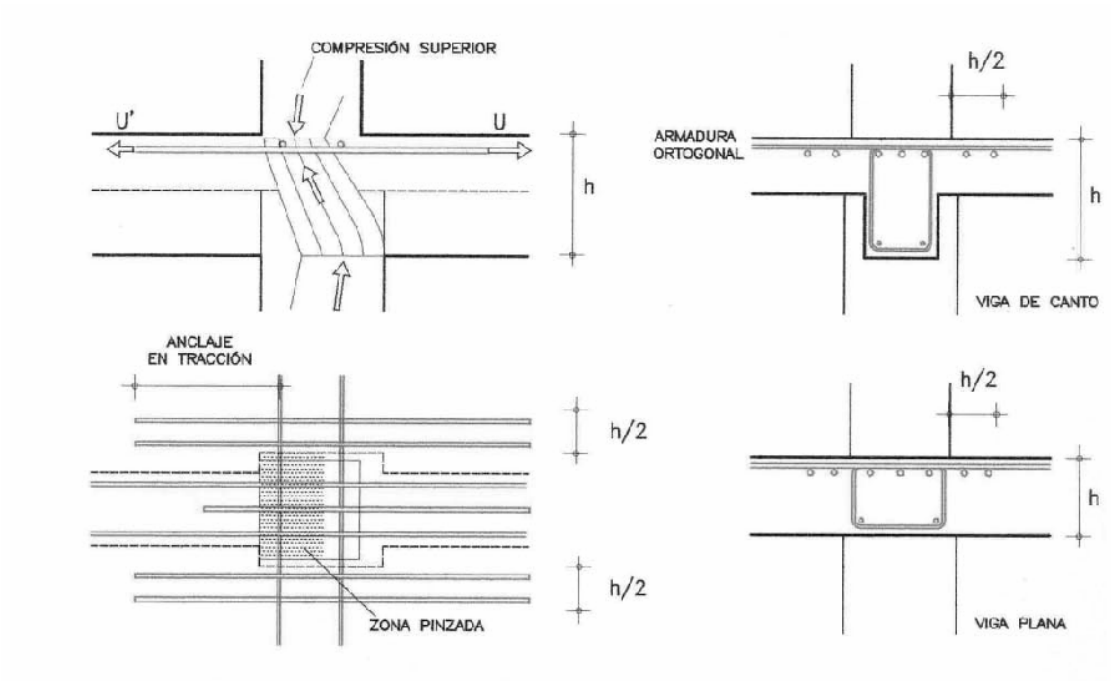


Figura A.4.11: Armaduras de continuidad en nudo interior

A.4.5.2.5 Condiciones particulares en caso de inversión de momentos

Se dice que hay inversión de momentos cuando, debido a la acción horizontal del sismo, el momento en el extremo de la viga cambia de signo y pasa a traccionar la fibra inferior (Figura A.4.14).

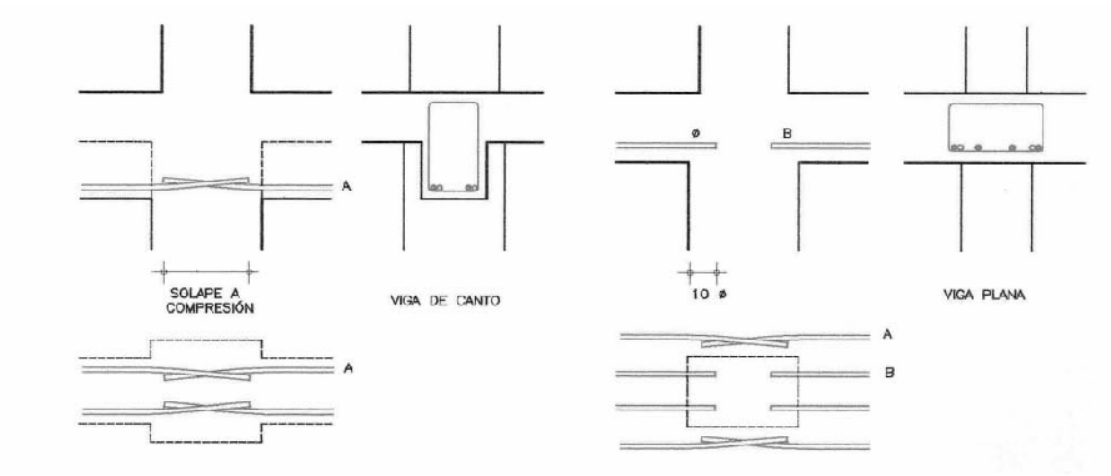


Figura A.4.12: Solape de armadura inferiores

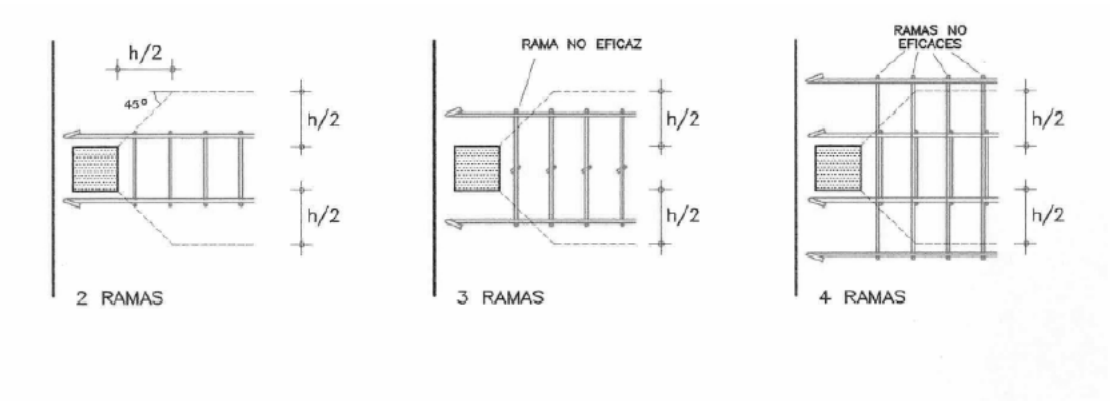


Figura A.4.13: Ramas de estribos computables a cortante

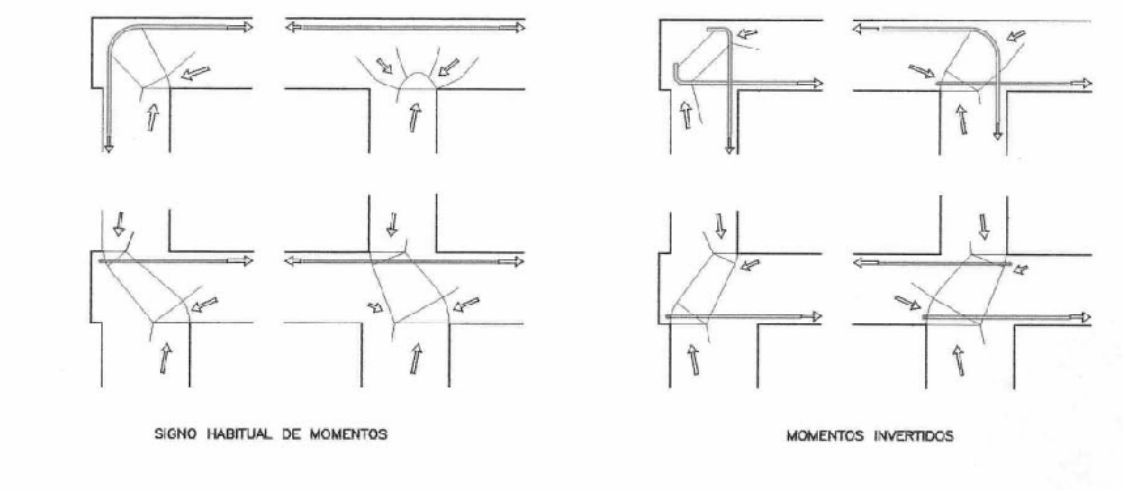


Figura A.4.14: Inversión de momentos

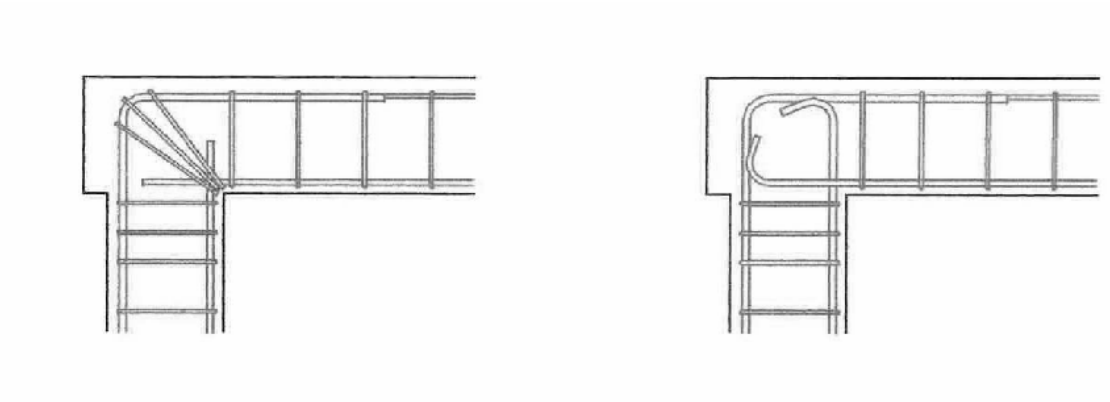


Figura A.4.15: Inversión de momentos en nudos extremos de última planta

Si hay inversión en un nudo extremo, para la armadura inferior rigen las mismas reglas que las indicadas en el epígrafe anterior para la superior.

Si se produce inversión en un nudo interior, ese encuentro, a los efectos de disposición de annaduras inferior y superior y de los estribos, se comporta como dos nudos extremos adosados, salvo por lo que respecta al anclaje de la annadura de las vigas, que en todo caso se resolverá por prolongación recta a partir de la cara opuesta del soporte. En el caso particular de soportes metálicos, cuando se produce inversión en un nudo extremo, es preciso contar con dispositivos de engarce de armaduras, tanto superior como inferior.

Cuando la inversión afecta al nudo extremo de la última planta, hay que disponer una armadura específica en la diagonal del nudo, o bien anclar las armaduras de viga y soporte para dar cuenta de una biela comprimida en la diagonal opuesta. Si la inversión de momentos es muy fuerte puede producirse, además, inversión de reacción en la viga; si el soporte es metálico, habrá que alterar en ese caso el diseño del dispositivo de engarce para que permita recoger carga en los dos sentidos.

A.4.5.3 Soportes

A.4.5.3.1 Reglas generales de soportes

En soportes de hormigón, cuando la aceleración sísmica de cálculo, a_c, sea igual o superior a 0, 12 g :

- La dimensión mínima no será inferior a 0,25 m.
- El armado longitudinal estará constituido por al menos tres barras en cada cara (seis en secciones circulares), con un intervalo no superior a 0,20 m.
- La capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cálculo.
- En las zonas extremas del soporte, en una amplitud medida a partir del entronque con el forjado o viga de al menos dos cantos, y si la viga es de descuelgue también al paso por el nudo, se dispondrán cercos de diámetro de al menos 6 mm y con un intervalo no mayor que:

- c/3 , siendo el canto c la dimensión menor del soporte.
- 0,10 m si la armadura longitudinal es ø 12 ó ø 14, y 0,15 m si es ø 16 o mayor.

Además, cuando la aceleración sísmica de cálculo ac, sea igual o superior a 0,16 g:

- La dimensión mínima no será inferior a 0,30 m.
- El intervalo entre barras longitudinales no será superior a 0, 15 m.
- La sección de la armadura longitudinal no será inferior al 1% ni superior al 6% de la sección de hormigón.
- En las zonas extremas del soporte, en una amplitud medida a partir del entronque con el forjado o viga de al menos dos cantos, y al paso por el nudo, se dispondrán cercos de diámetro al menos 8 mm y con un intervalo no mayor que:

  - c/4 , siendo c la dimensión menor del soporte.
  - 0,07 m si la armadura longitudinal es ø 12 ó ø 14, y 0,10 m si es ø 16 o superior.

Además de las condiciones generales, en todo soporte, sea cual sea la aceleración sísmica de cálculo, deben respetarse las reglas particulares que se detallan a continuación.

A.4.5.3.2 Condiciones particulares del nudo de arranque

En la base de arranque de los soportes deben disponerse armaduras de espera para transferir correctamente las solicitaciones del fuste al elemento inferior, pozo, zapata, muro, pilote, viga, losa o, en su caso, encepado de grupo de pilotes. Debido al carácter alternativo de la acción sísmica, las tensiones de los bordes del soporte cambian cíclicamente, oscilando de la compresión máxima a una menor que ella. Si la acción sísmica consigue provocar la aparición de tracciones es imprescindible confiar la tracción al solape entre las armaduras del soporte y las de espera, dando a estas últimas la longitud de entrega acorde con ello y comprobando que pueden vincular suficiente peso para equilibrar la tracción. Si el elemento de arranque donde se introduce la espera es una zapata, viga, losa, pozo o pilote de sección muy superior a la

del pilar, la armadura puede rematarse en patilla, siendo recomendable disponerla hacia fuera si su tensión predominante es de compresión. La parte solapada con el fuste del soporte debe disponerse necesariamente en prolongación recta. Si el elemento de arranque es un muro o viga, las armaduras de espera dispuestas dentro de ese elemento deben dotarse al menos de estribos transversales a las caras de dicho elemento.

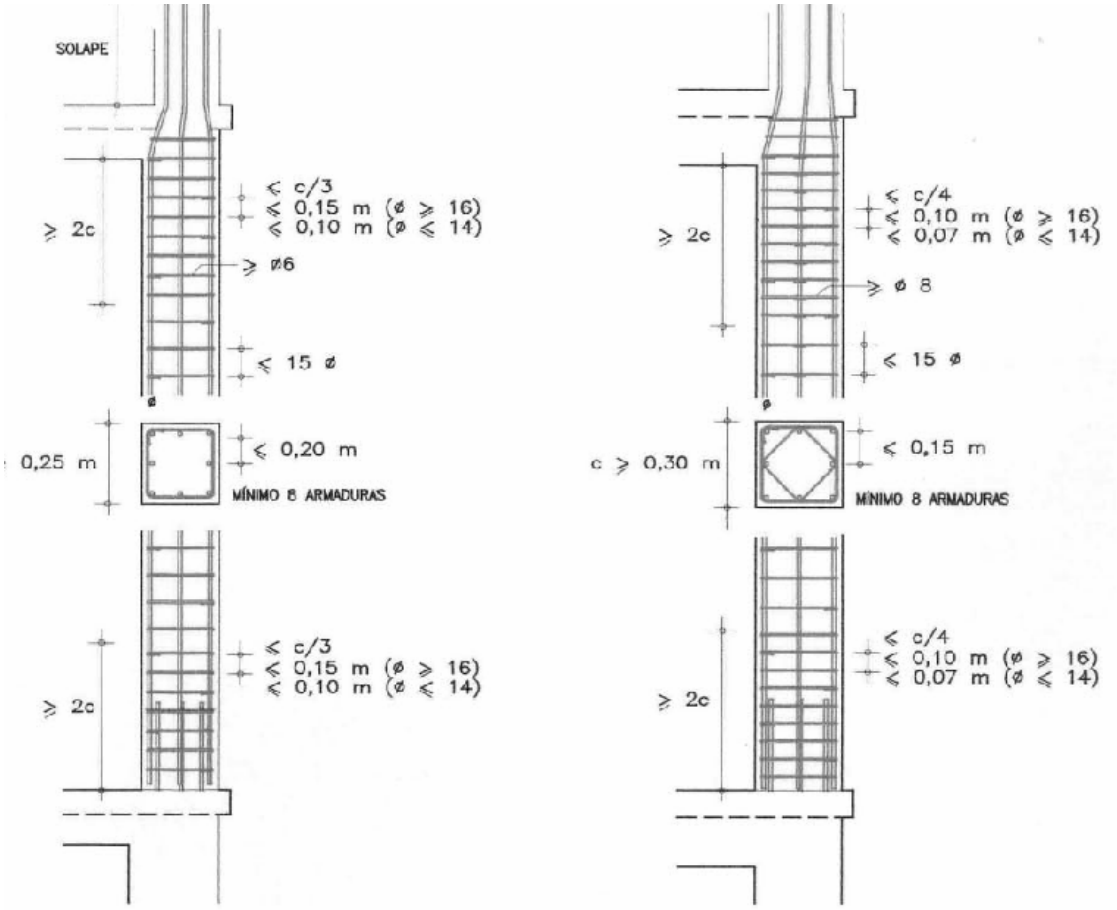


Figura A.4. 16: Armado de soportes de hormigón

A.4.5.3.3 Condiciones particulares en nudos intermedios

En general, la armadura de cada fuste se prolonga en el superior. Como en el caso del arranque, si la acción sísmica provoca la aparición de tracciones en un borde, la longitud de solape de ambos tramos debe permitir la transferencia de dicho esfuerzo, rematando el del inferior en prolongación recta.

En el caso de soporte extremo, para evitar el efecto de expulsión de la armadura comprimida del borde exterior, o el que reviente debido al efecto de transferencia de compresión de la armadura por punta, es recomendable, además de la fijación de la armadura del soporte a los estribos y a las esperas del fuste inferior, disponer la cara del forjado por fuera de los haces del soporte (véase Figura 4.18).

En el caso de soporte extremo, si la armadura de viga que produce el quebranto de la biela se dispone remetida respecto al soporte, éste debe recalcularse tomando como sección efectiva la que resulta de prescindir de la zona situada por fuera de los haces de la misma.

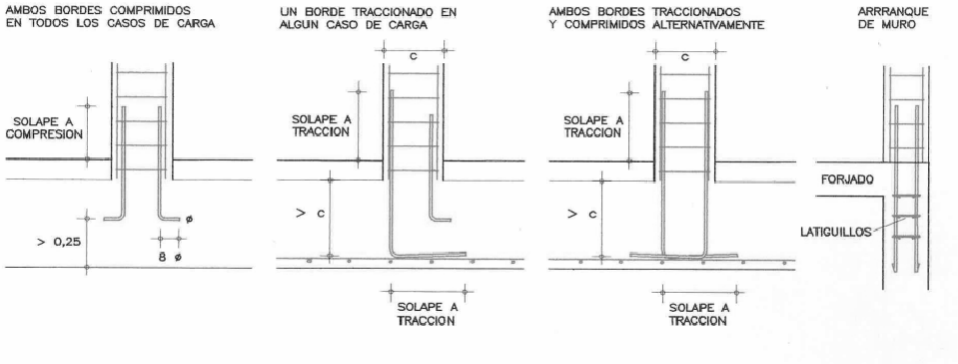


Figura A.4.17: Arranque de armaduras de espera de soporte

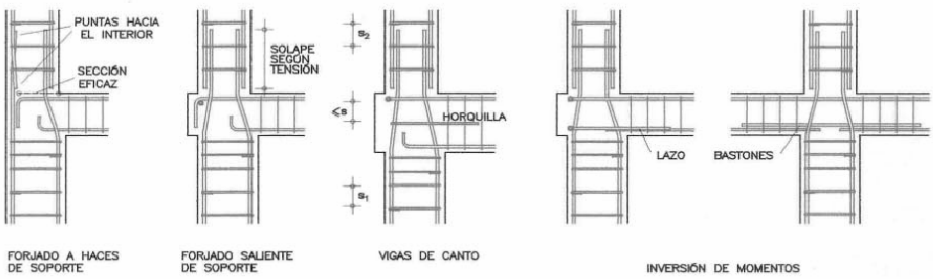


Figura A.4.18: Nudos intermedios

En general, con vigas de descuelgue conviene que sean los estribos de soporte los que se dispongan dentro del nudo. En todo caso, los soportes extremos y esquina contarán al paso del nudo con estribos u horquillas, con cadencia no menor de la de cualquiera de los fustes que acometen a él, para producir confinamiento en la dirección perpendicular al borde o bordes libres. Además de la comprobación de la biela oblicua de nudo, citada

en el apartado A.4.5.1, por lo que respecta a los soportes, debe comprobarse que su armadura tiene suficiente desarrollo y condiciones de adherencia para dar cuenta del cambio de tensión al paso por el encuentro con la viga, habida cuenta del aspecto dinámico, procedente del cambio cíclico del signo y dirección de la tensión, que los modelos clásicos no tienen expresamente en cuenta.

A.4.5.3.4 Condiciones particulares del nudo superior

En nudos interiores (Figura A.4.19), si ambos bordes del soporte se encuentran comprimidos, en todas las hipótesis de carga consideradas en el cálculo, podrá acudirse a la solución en patilla, siempre que ésta sea hacia el exterior del soporte y a prudente distancia de la cara superior del forjado. Si, en algún caso de carga, se alcanzan tracciones en uno de los bordes, y, si eso sucede por acción sísmica, lo será alternativamente en ambos, resulta preferible conseguir la longitud de anclaje para dicha tracción por doblado hacia adentro y solape con la armadura superior de la planta. Si la acción sísmica produce inversión de momentos en un nudo superior, debe comprobarse tanto la solución como la longitud de anclaje, y, en particular, la capacidad resistente de la biela que resulta, así como las variantes en la disposición de estribos que el nudo demanda para ello.

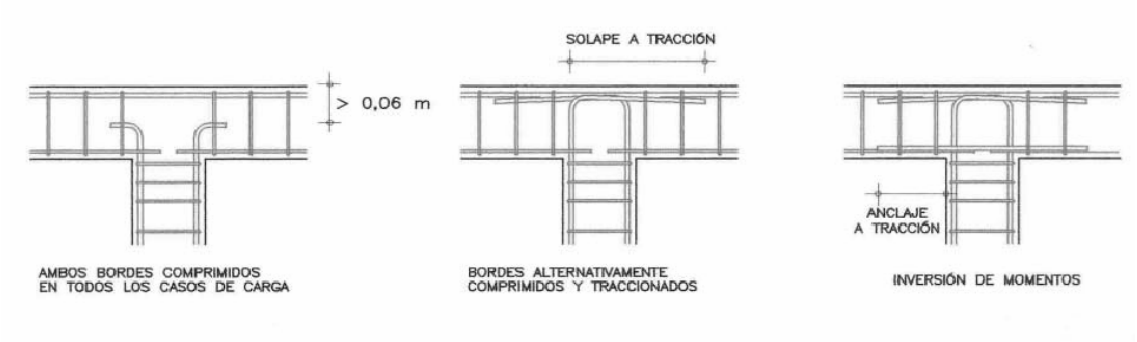


Figura A.4.19: Nudos superiores

A.4.5.4 Forjados

Los puntos en que un forjado unidireccional, bidireccional o losa, acomete perpendicularmente a un soporte extremo, deben tratarse como un nudo extremo de

pórtico, siéndole de aplicación las consideraciones ya señaladas para este caso en el apartado de vigas (Figura A.4.20).

En particular, las armaduras superiores dispuestas para soportar el momento debido a la acción sísmica en dirección perpendicular al borde de forjado, deberán disponerse en su totalidad sobre nervios o sobre macizados diseñados al efecto. Los nudos interiores de soporte y losa, soporte y forjado reticular, o de soporte y paño de forjado unidireccional deben considerarse como nudos interiores de un pórtico, siéndoles de aplicación las consideraciones expuestas para ese caso en el apartado de vigas.

Si se produce inversión de momentos en la dirección de viguetas prefabricadas, se dispondrán bastones para garantizar el enlace a tracción inferior de los nervios a las vigas en un ancho de al menos L/4 a cada lado del soporte, siendo L la luz del tramo.

En los edificios con pantalla de rigidización, cuando la aceleración sísmica de cálculo ac sea igual o mayor de 0,16 g, si la acción horizontal se canaliza a través del esfuerzo rasante en el plano de la capa superior del forjado, ésta tendrá como mínimo 0,05 m si hay bovedillas y 0,06 m si no las hay, incrementándose la armadura de reparto en un 50 % respecto a lo establecido con carácter general.

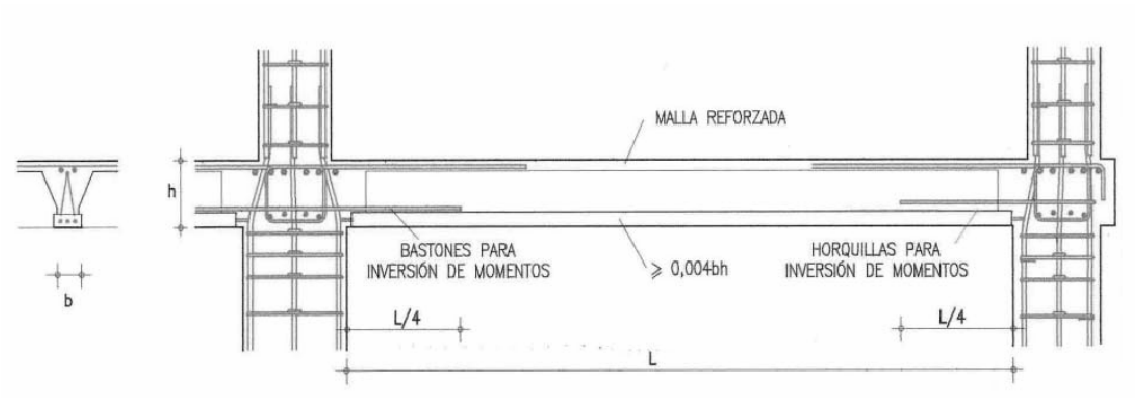


Figura A.4.20: Requisitos de forjados para $a_c \geq 0,16$ g

A.4.5.5 Pantallas de rigidización

Es conveniente que las pantallas que se utilicen como elementos de rigidización y resistencia ante acciones horizontales sean continuas en toda la altura de la

construcción, llegando hasta la cimentación sin cambios importantes ni en el ancho, ni en el espesor. Si existen huecos, éstos se alinearán verticalmente.

Cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea igual o mayor que 0, 16 g o para poder considerar en la dirección de la pantalla ductilidad alta o muy alta, ($\mu = 3$ ó $\mu = 4$), se cumplirá:

- El espesor será al menos 0, 15 m y mayor que h/20.
- La armadura base estará formada por dos mallas, con intervalo, entre barras de la malla, no superior a 0, 15 m.
- La sección de cada familia de mallas no será inferior al 0,25 % ni superior al 4 % de la sección de hormigón.
- En la parte baja de los dos bordes de la pantalla se dispondrán cercos como se indica en la figura A.4.2 1.

A.4.5.6 Elementos prefabricados

Las estructuras resueltas con piezas que son exclusivamente elementos prefabricados lineales o superficiales, cualquiera que sea el material, se considerarán, en general, como estructuras sin ductilidad, salvo si las uniones están proyectadas especialmente para suministrar suficiente rigidez y ductilidad al encuentro.

Para considerar algún grado de ductilidad en las estructuras de pisos debe garantizarse la ductilidad en los nudos, según los artículos anteriores. Para ello, las zonas más próximas a los extremos de cada elemento estructural estarán armadas y zunchadas, y la superficie de contacto entre el elemento prefabricado y el hormigón dispuesto en obra presentará suficiente rugosidad y estará cosida con armadura a uno y otro lado de dicha superficie.

En el caso de edificios de una planta, para considerar ductilidad $\mu > 1$, debe garantizarse que todos los pilares estén empotrados dúctilmente en la base.

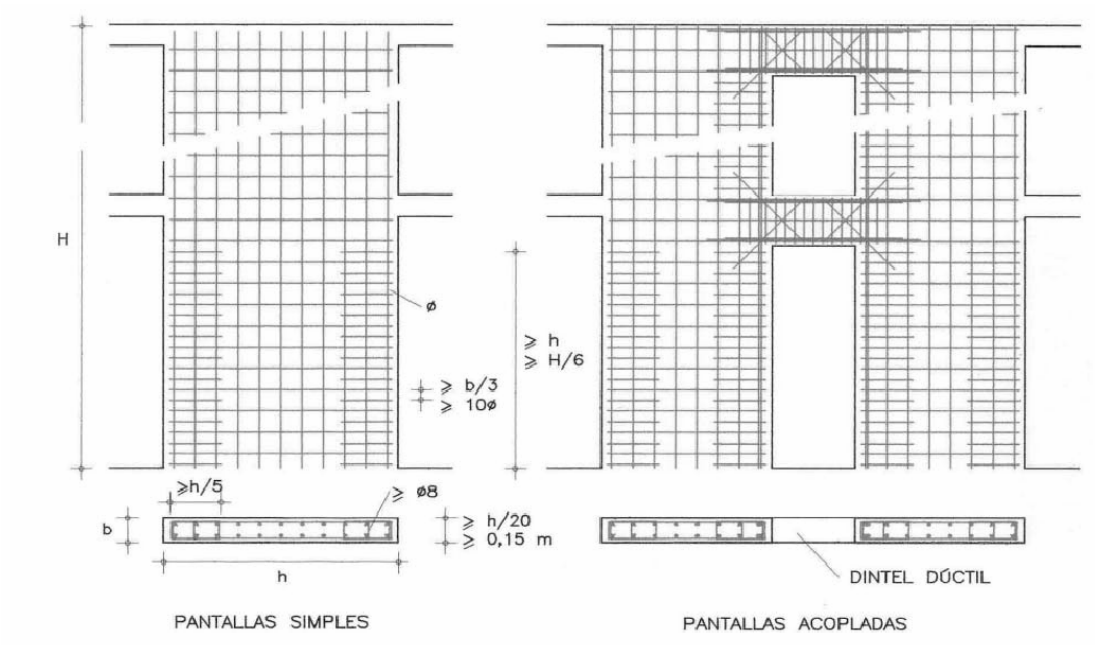


Figura A.4.21: Armado de pantallas

A.4.6 DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

A.4.6.1 Criterios generales

El proyecto de las estructuras metálicas ante acciones sísmicas se puede plantear en el rango lineal, sin hacer uso de ningún mecanismo plástico de disipación, o en el rango no lineal. En el primer caso la estructura se considerará sin ductilidad y en el cálculo se asignará valor unidad al coeficiente u. En el segundo, la estructura se considerará, para cada una de las direcciones en que se compruebe, de ductilidad alta, media o baja en función del sistema resistente (apartado A.3.7.3.1) y de los detalles y materiales según se indica en los apartados que siguen.

Cuando en el proyecto de la estructura se utilicen valores de ductilidad iguales o superiores a 2 serán de obligado cumplimiento todos los requisitos relativos al material y a la sección exigidos por la normativa de proyecto de estructuras metálicas en el caso de utilizar el cálculo plástico.

A.4.6.2 Materiales

En el pliego de condiciones técnicas y en los planos del proyecto se especificará la calidad del acero a emplear y se indicará explícitamente la necesidad de comprobar la

estructura ante cualquier modificación, incluso cuando ésta implique la sustitución por aceros de mayor límite elástico o por piezas de mayor capacidad. Si en el proyecto de la estructura se ha utilizado un valor alto o muy alto de ductilidad (u = 3 ó 4), en la especificación de los materiales a emplear en los sistemas resistentes a cargas de sismo se acotará el valor del límite elástico del acero, que no superará en más de un 10 % el nominal.

En el mismo sentido, en el pliego de condiciones técnicas se indicará igualmente la necesidad de comprobar la estructura ante cualquier modificación en las dimensiones de las barras, incluso cuando ésta implique la sustitución por barras de mayor capacidad.

A.4.6.3 Uniones

En los planos de proyecto se incluirán detalles específicos de las uniones, indicando la situación, dimensiones y calidades de los medios de unión (tornillos, pasadores, cordones de soldadura), de los cortes, rebajes, groeras en secciones extremas de barras y la posible necesidad de medios auxiliares (chapas de derrame, respaldos, arandelas deformables, cte.). En la memoria de cálculo se declarará explícitamente el tipo de unión, tanto en lo que se refiere a su resistencia (total o parcial) como a su rigidez (rígida, semirrígida o articulada).

Cuando en el proyecto de la estructura se utilicen valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad u iguales o superiores a 2, las uniones se proyectarán como de resistencia total, asumiendo una sobrerresistencia de 1,2 (la capacidad de la unión será, como mínimo, 1,2 veces la de las barras unidas).

Cuando en el proyecto de la estructura se utilicen valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad u superiores a 2, no se admitirán las soldaduras de penetración parcial entre elementos críticos pertenecientes al esquema resistente a sismo. Las uniones atornilladas se proyectarán, en este caso, en forma tal que el fallo no se produzca por rotura de los tornillos.

A.4.6.4 Estructuras de pórticos

Si la estructura resistente está formada por pórticos de nudos rígidos, para poder considerarla como de ductilidad alta o muy alta, debe cumplir las siguientes condiciones:

- Las secciones extremas de las vigas plastifiquen antes que las del soporte.
- Las secciones extremas de vigas y soportes plastifiquen antes de que se produzca la rotura del nudo.

En el caso de considerar ductilidad muy alta se definirá y comprobará el mecanismo de fallo.
Los ejes de las barras que forman el pórtico se situarán en el mismo plano común. En los nudos se cuidará especialmente la continuidad de toda chapa traccionada y la garantía de no abolladura de la comprimida.

A.4.6.5 Triangulaciones y arriostramientos

Las triangulaciones completas (los ejes de las barras coinciden en un punto), en las que la disipación se produce por alargamiento de la barra traccionada (cruces de San Andrés), se considerarán de ductilidad alta. Si en el cálculo se incluye la colaboración de la barra comprimida, no se considerará, en general, ductilidad alguna. Las triangulaciones incompletas (los ejes de las diagonales no van a los nudos viga-pilar), en las que la disipación se produce por formación de rótulas en las zonas previstas, se considerarán ductilidad muy alta.

Se cuidará especialmente la simetría de la sección de los elementos de arriostramiento, así como la de uniones extremas.

A.4.7 DE OTROS ELEMENTOS DE LA CONSTRUCCIÓN

A.4.7.1 Consideraciones generales

Uno de los objetivos de la Norma, de acuerdo con su finalidad, establecida en el apartado 1.1, es una reducción sustancial de las usualmente cuantiosas pérdidas físicas y

económicas, y sobre todo de las víctimas, especialmente las que genera el daño a elementos no estructurales.

Los valores de cálculo y el diseño sismorresistente, en especial los preceptos de todo el apartado A.4.7, deben asegurar que terremotos pequeños, de período de retorno del mismo orden que la vida de la construcción, no ocasionen daños significativos a los elementos no estructurales.

A.4.7.2 Cerramientos, particiones y otros

Todos los paños, particiones interiores, falsos techos y otros elementos singulares, como por ejemplo paneles de fachada, etc., deben enlazarse correctamente a los elementos estructurales para evitar el desprendimiento de las piezas durante las sacudidas sísmicas, especialmente si se ha supuesto que la ductilidad de la construcción es alta o muy alta. Si 0, 16 g > a_c > 0,08 g, los paños de cerramiento o paredes de partición que superen los 5 m de longitud o los 20 m2 de superficie deberán subdividirse enlazándolos a elementos secundarios intermedios. Cuando a_c > 0, 16 g deberá hacerse a partir de los 3 m de longitud o los 10 m^2de superficie.

Cuando los cerramientos se hagan con elementos prefabricados de gran formato, y éstos no hayan sido considerados en el modelo de la estructura, deberá adoptarse para la construcción y cálculo de dichos elementos un coeficiente de comportamiento por ductilidad u = 1. Las uniones deben permitir, sin rotura, los desplazamientos obtenidos en el cálculo. En este caso, por su trascendencia, deberán diseñarse cuidadosamente los anclajes.

A.4.7.3 Antepechos, parapetos, chimeneas y cercas

Los elementos con el borde superior libre, como antepechos, parapetos y chimeneas, deben enlazarse correctamente a la estructura para garantizar su estabilidad, calculándose con la acción sísmica correspondiente a la planta donde están ubicados, considerando, salvo justificación especial, u = 1. Las cercas se tratarán de forma análoga anclándolas a su cimentación.

Además, cuando $a_c > 0,12$ g los muros o petos con el borde superior libre y con más de un metro de altura, se rematarán con un encadenado de coronación, disponiendo refuerzos verticales anclados a la estructura o a la cimentación.

A.4.7.4 Vías de evacuación

Además, las vías de evacuación deben cumplir lo dispuesto en la Norma de Condiciones de Protección Contra Incendios de los Edificios vigente, y en ellas no deben colocarse elementos que puedan desprenderse fácilmente en caso de terremoto. Cuando $a_c > 0,16$ g no deben proyectarse escaleras construidas sobre bóvedas tabicadas, ni las formadas por peldaños en voladizo empotrados en muros de fábrica.

A.4.7.5 Carpinterías exteriores

En construcciones de gran altura con grandes superficies acristaladas, deberán dimensionarse la altura de galce, los calzos y las juntas del acristalado de las ventanas con capacidad para absorber los movimientos que se produzcan en la carpintería por las oscilaciones de la construcción.

A.4.7.6 Revestimientos y aplacados

En zonas de tránsito, la fijación de los revestimientos y el anclaje de los aplacados u otros elementos de fachada se realizará con materiales de alta durabilidad y mediante técnicas apropiadas para evitar el desprendimiento de piezas en caso de sismo.

A.4.7.7 Instalaciones y acometidas

Las acometidas de las instalaciones, sobre todo de gas, electricidad, abastecimiento y saneamiento, deberán realizarse de forma que permitan los movimientos diferenciales previsibles en su punto de entronque con la construcción y se les dotará de dispositivos (por ejemplo en lira) para absorber las deformaciones a través de todo tipo de juntas. En el caso de gas dispondrán además de válvulas de control de exceso de caudal en los contadores.

ANEXO B: NORMATIVA REGULADORA DE PROTECCIÓN CIVIL

ANEXO B: NORMATIVA REGULADORA DE PROTECCIÓN CIVIL

B.1 EXPOSICIÓN DE MOTIVOS

B.1.1 FUNDAMENTOS

Identificada doctrinalmente como protección física de las personas y de los bienes, en situación de grave riesgo colectivo, calamidad publica o catástrofe extraordinaria, en la que la seguridad y la vida de las personas pueden peligrar y sucumbir masivamente, la protección civil constituye la afirmación de una amplia política de seguridad, que encuentra actualmente su fundamento jurídico, dentro de la Constitución, en la obligación de los poderes públicos de garantizar el derecho a la vida y a la integridad física, como primero y más importante de todos los derechos fundamentales -art. 15- en los principios de unidad nacional y solidaridad territorial -art. 2.- y en las exigencias esenciales de eficacia y coordinación administrativa -art. 103.

La magnitud y trascendencia de los valores que están en juego en las situaciones de emergencia exige poner a contribución los recursos humanos y materiales pertenecientes a todas las Administraciones Públicas, a todas las organizaciones y empresas, e incluso a los particulares, a los que, por tal razón, mediante ley, con arreglo al artículo 30.4 de la Constitución, podrán imponérseles deberes para hacer frente a los casos de grave riesgo, catástrofe o calamidad pública, auténticos presupuestos de hecho de la protección civil.

El presente proyecto de la ley trata, pues, de establecer el marco institucional adecuado para poner en funcionamiento el sistema de protección civil con escrupuloso respeto del principio de legalidad, constitucionalmente previsto, de modo que pueda obtenerse la habilitación correspondiente para poder exigir de modo directo a los ciudadanos determinadas prestaciones de colaboración.

B.1.2 ORGANIZACIÓN

La extraordinaria heterogeneidad y amplitud de las solicitudes de emergencia, así como de las necesidades que generan y de los recursos humanos y naturales que han de ser

movilizados para hacerles frente convierten a la protección civil, en primer lugar y esencialmente, en un problema de organización.

Dicha organización corresponde al Estado principalmente, por cuando constituye una competencia de protección de personas y bienes integrada en el área de la seguridad pública; sus mecanismos de actuación son, básicamente, técnicas de planificación y de coordinación a nivel superior, y, jurídicamente, en cuanto que se dé respecto a esta materia el supuesto del número 3 del artículo 149 de la Constitución. Consecuentemente, la protección civil se concibe como un servicio público cuya competencia corresponde a la Administración Civil del Estado y, en los términos establecidos en la presente Ley, a las restantes Administraciones Públicas.

B.1.3 ACTUACIÓN

Sin embargo, sería equivocado que la organización de la protección civil pretendiese crear ex novo unos servicios específicos, suplantar o ejercer directamente los servicios públicos que con ella puedan tener relación o, incluso, disponer directamente de los medios a tal fin necesarios. La protección civil, por el contrario, debe actuar a través del procedimiento de ordenación, planificación, coordinación y dirección de los distintos servicios públicos relacionados con la emergencia que se trate de afrontar.

Ello significa que no cabe circunscribir este planteamiento a los aspectos de la simple coordinación administrativa, lo que representaría asumir una estructura organizativa extremadamente débil, cuando lo cierto es que se requiere, tal y como es frecuente en los sistemas de derecho comparado, el establecimiento de una estructura operativa, con mando único a diseñar en los diferentes planes, sin perjuicio de las decisiones que al Gobierno competen como órgano superior de dirección y coordinación de la protección civil.

La protección civil, a su vez, debe plantearse como un conjunto de actividades llevadas a cabo de acuerdo con una ordenada y previa planificación. De ahí que el proyecto trate de racionalizar el esquema de las actuaciones y de las medidas a adoptar que, de otro modo, no cabría asumir o establecer con la urgencia que imponen las situaciones de riesgo o de peligro. Racionalización, en definitiva, que se traduce en planificación de los distintos ámbitos, sectoriales y territoriales, en cuya definición, integración y puesta a punto pueden y deben colaborar las distintas Administraciones Públicas.

B.1.4 AUTOPROTECCIÓN

La tarea fundamental del sistema de protección civil consiste en establecer el óptimo aprovechamiento de las posibles medidas de protección a utilizar.

Consecuentemente, debe plantearse, no sólo de forma que los ciudadanos alcancen la protección del Estado y de los otros poderes públicos, sino procurando que ellos estén preparados para alcanzar por si mismos tal protección.

El Proyecto de Ley insiste, por ello, en los aspectos relacionados con la autoprotección ciudadana. En los supuestos de emergencia que requieran la actuación de la protección civil, una parte muy importante de la población depende, al menos inicialmente, de sus propias fuerzas. De ahí que, como primera fórmula de actuación, haya de establecer un complejo sistema de acciones preventivas e informativas, al que contribuye en buena medida el cumplimiento de los deberes que se imponen a los propios ciudadanos, con objeto de que la población adquiera conciencia sobre los riesgos que puede sufrir y se familiarice con las medidas de protección que, en su caso, debe utilizar.

Se trata, en definitiva, de lograr la comprensión y la participación de toda la población en las tareas propias de la protección civil, de las que los ciudadanos son, al mismo tiempo, sujetos activos y beneficiarios.

Comprensión social y participación que, en todo los países, ha requerido tiempo y que, en última instancia, debe ser el resultado de una permanente movilización de la conciencia ciudadana y de la solidaridad social.

B.2 DISPOSICIONES GENERALES

B.2.1 ARTÍCULO UNO

1. La acción permanente de los poderes públicos, en materia de protección civil, se orientará al estudio y prevención de las situaciones de grave riesgo, catástrofe o calamidad pública y a la protección y socorro de personas y bienes en los casos en que dichas situaciones se produzcan.

2. La protección civil es un servicio público en cuya organización, funcionamiento y ejecución participan las diferentes Administraciones Públicas, así como los ciudadanos mediante el cumplimiento de los correspondientes deberes y la prestación de su colaboración voluntaria.

3. Sin perjuicio de lo que dispongan las leyes especiales, la protección civil en caso de guerra, tendrá por objeto:

A) La autoprotección.

B) El servicio de alarma.

C) Los refugios.

D) La evacuación, dispersión y albergue.

E) El socorro, rescate y salvamento.

F) La asistencia sanitaria y social.

G) Rehabilitación de servicios públicos esenciales.

B.2.2 ARTÍCULO DOS

1. La competencia en materia de protección civil corresponde a la Administración Civil del Estado y, en los términos establecidos en esta Ley, a las restantes Administraciones Públicas. Las Fuerzas y Cuerpos de Seguridad, siempre que las circunstancias lo hicieren necesaria, participarán en las acciones de protección civil.

2. Asimismo, en tiempo de paz, cuando la gravedad de la situación de emergencia lo exija, las fuerzas armadas, a solicitud de las autoridades competentes, colaborarán en la protección civil, dando cumplimiento a las misiones que se les asignen.

3. La colaboración de las Fuerzas Armadas, que actuarán en todo caso, encuadradas y dirigidas por sus mandos naturales, deberá solicitarse de la autoridad militar que corresponda.

B.2.3 ARTÍCULO TRES

1. En los supuestos de declaración de los estados de alarma, excepción y sitio, la protección civil quedará sometida, en todos sus actuaciones, a las autoridades competentes en cada caso, de acuerdo con lo establecido en la Ley Orgánica 4/1981, de 1 de junio.

2. En los casos de movilización general o parcial por causa de guerra, el Gobierno dispondrá los planes y medidas que permitan la utilización de los medios de protección civil conforme a tales circunstancias, asegurando, en todo caso, la colaboración entre las autoridades civiles y militares.

B.3 DE LOS DEBERES Y OBLIGACIONES EN MATERIA DE PROTECCIÓN CIVIL

B.3.1 ARTÍCULO CUATRO

1. Todos los ciudadanos, a partir de la mayoría de edad, estarán sujetos a la obligación de colaborar, personal y materialmente, en la protección civil, en caso de requerimiento por las autoridades competentes.

La obligación mencionada se concretará, fundamentalmente en el cumplimiento de las medidas de prevención y protección para personas y bienes establecidos por las leyes y las disposiciones que las desarrollen, en la realización de las prácticas oportunas y en la intervención operativa en las situaciones de emergencia que las circunstancias requieran.

2. Estarán especialmente obligados a colaborar en las actividades de protección civil:

A) Las personas en situación legal de desempleo y que estén percibiendo la correspondiente prestación económica por esta causa, en las condiciones que se determinen por los Ministerios del Interior y de Trabajo y Seguridad Social.

B) Quienes estén sometidos al régimen de prestación social sustitutoria del servicio militar y los excedentes del contingente anual de éste, en los términos fijados en la legislación respectiva.

3. Los poderes públicos promoverán actividades que sensibilicen a la población acerca de las responsabilidades públicas en materia de protección civil.

Asimismo, los centros de enseñanza desarrollarán, entre los alumnos, actividades que se encaminen al logro de los fines expuestos en el apartado anterior. Dichas actividades no tendrán la configuración de áreas de conocimiento, ni se computarán a efectos de valoración académica.

4. En los casos de grave riesgo, catástrofe o calamidad pública, todos los residentes en territorio nacional estarán obligados a la realización de prestaciones personales que

exija la autoridad competente, sin derecho a indemnización por esta causa, y al cumplimiento de las órdenes generales o particulares que dicte.

5. Los servicios de vigilancia, protección y lucha contra incendios de las empresas públicas o privadas se considerarán, a todos los efectos, colaboradores en la protección civil.

6. En las situaciones de emergencia contempladas en esta Ley, los medios de comunicación social vendrán obligados a colaborar con las autoridades competentes respecto a la divulgación de informaciones dirigidas a la población y relacionadas con dichas situaciones.

7. Cuando la naturaleza de la emergencia lo haga necesario, las autoridades competentes en materia de protección civil podrán proceder a la requisa temporal de todo tipo de bienes, así como a la intervención y ocupación transitoria de los que sean necesarios. Quienes, como consecuencia de estas actuaciones sufran perjuicios en sus bienes tendrán derecho a ser indemnizados de acuerdo con lo dispuesto en las leyes.

A los efectos aludidos se entenderá por autoridades competentes las previstas, para disponer la aplicación del plan que corresponda según lo dispuesto en el artículo 13 de esta Ley.

B.3.2 ARTÍCULO CINCO

1. El Gobierno establecerá un catálogo de actividades de todo orden que puedan dar origen a una situación de emergencia, así como de los centros, establecimientos y dependencias en que aquéllas se realicen.

2. Los titulares de los centros, establecimientos y dependencias o medios análogos dedicados a las actividades comprendidas en el indicado catálogo estarán obligados a establecer las medidas de seguridad y prevención en materia de protección civil que reglamentariamente se determinen.

B.3.3 ARTÍCULO SEIS

1. Los centros, establecimientos y dependencias a que se refiere el artículo precedente dispondrán de un sistema de autoprotección, dotado con sus propios recursos, y del

correspondiente plan de emergencia para acciones de prevención de riesgos, alarma, evacuación y socorro.

Por el Gobierno, a propuesta del Ministerio del Interior y previo informe de la Comisión Nacional de Protección Civil se establecerán las directrices básicas para regular la autoprotección.

2. Se promoverá la constitución de organizaciones de autoprotección entre las empresas de especial peligrosidad, a las que las Administraciones Públicas, en el marco de sus competencias, facilitarán asesoramiento técnico y asistencia.

B.3.4 ARTÍCULO SIETE

1. La Cruz Roja y otras entidades públicas cuyos fines estén relacionados con la protección civil contribuirán con sus efectivos y medios a las tareas de la misma.

2. Las brigadas de tropas de la Cruz Roja y la Cruz Roja del mar, son unidades de colaboración en materia de protección civil, por lo que su estructura y dotación a estos efectos será establecida en el concierto que se suscriba entre la Cruz Roja y los Ministerios del Interior y de Defensa.

B.4 DE LA ACTUACIÓN EN CASO DE EMERGENCIA Y PLANES DE PROTECCIÓN CIVIL

B.4.1 ARTÍCULO OCHO

Para determinar las líneas de actuación en las situaciones de emergencia a que se refiere la presente Ley se aprobará por el Gobierno, a propuesta del Ministerio del Interior - previo informe de la Comisión Nacional de Protección Civil y, en su caso, de cuantas entidades públicas o privadas juzgue necesario- , una norma básica de protección civil que contendrá las directrices esenciales para la elaboración de los planes territoriales -de Comunidad Autónoma, provinciales y supramunicipales, insulares y municipales- y de los planes especiales, por sectores de actividad, tipos de emergencia o actividades concretas.

B.4.2 ARTÍCULO NUEVE

Los planes territoriales y especiales establecerán, en todo caso lo siguiente:

A) El catálogo de recursos movilizables en casos de emergencia y el inventario de riesgos potenciales, que deberá incluir, en todo caso, el contenido del catálogo nacional a que se refiere el artículo quinto en el respectivo ámbito territorial.

B) Las directrices de funcionamiento de los distintos servicios que deban dedicarse a la protección civil.

C) Los criterios sobre la movilización y coordinación de recursos, tanto del sector público como del sector privado.

D) La estructura operativa de los servicios que hayan de intervenir en cada emergencia, con expresión del mando único de las operaciones, todo ello sin perjuicio de las decisiones que deban adoptarse en cada circunstancia por las autoridades competentes.

B.4.3 ARTÍCULO DIEZ

1. Los planes municipales se aprobarán por las correspondientes Corporaciones Locales, se integraran, en su caso, en los planes supramunicipales, insulares o provinciales, y

deberán ser homologados por la Comisión de Protección Civil de la Comunidad Autónoma.

Los planes supramunicipales, insulares y provinciales se aprobarán por el órgano competente de la entidad local correspondiente, se integrarán en los planes de la Comunidad Autónoma y deberán ser homologados por la Comisión de Protección Civil de la misma.

Los planes de Comunidad Autónoma deberán ser aprobados por el Consejo de Gobierno de la misma y deberán ser homologados por la Comisión Nacional de Protección Civil.

2. La homologación a que se refiere esta Ley consistirá en la comprobación de que los planes se acomodan al contenido y criterios de la norma básica.

3. Los referidos planes no podrán ser aplicados hasta tanto se produzca su homologación, que deberá ser efectuada por el órgano competente en el plazo máximo de tres meses a partir de la recepción por dicho órgano. Transcurrido dicho plazo sin resolución expresa, se entenderán homologados tácitamente.

B.4.4 ARTÍCULO ONCE

El Gobierno, a propuesta del Ministerio del Interior y previo informe de la Comisión Nacional de Protección Civil, aprobará los planes especiales de ámbito estatal o que afecten a varias Comunidades Autónomas.

Los planes especiales cuyo ámbito territorial de aplicación no exceda del de una Comunidad Autónoma se aprobará, previo informe de la Comisión de Protección Civil de la Comunidad Autónoma correspondiente, por el Consejo de Gobierno de la Comunidad Autónoma y serán homologados por la Comisión Nacional de Protección Civil.

B.4.5 ARTÍCULO DOCE

Los órganos y las autoridades a que se refieren los artículos precedentes, dentro del ámbito de sus respectivas competencias, están facultados para interesar de cualquier entidad o persona, pública o privada, la información necesaria para la elaboración y

ejecución de las normas y planes de protección civil, las cuales tendrán la obligación de suministrarla.

B.4.6 ARTÍCULO TRECE

En las situaciones de grave riesgo, catástrofe o calamidad pública se dispondrá la aplicación del plan que corresponda y la movilización de los servicios y medios necesarios:

A) Por el Gobernador Civil, por propia iniciativa o a propuesta de la autoridad local correspondiente si la emergencia afecta a uno o más municipios de una misma provincia. La autoridad local podrá adoptar tales medidas si la emergencia impide o dificulta el trámite de propuesta del Gobernador Civil.

B) Por el Ministro del Interior en los demás casos y en los de especial gravedad por propia iniciativa o a instancia de los Presidentes de los Órganos Ejecutivos de las Comunidades Autónomas, Delegados del Gobierno o Gobernadores Civiles, sin perjuicio de lo dispuesto en el número segundo del artículo decimoquinto de esta Ley.

B.5 ACTUACIONES PREVENTIVAS EN MATERIA DE PROTECCIÓN CIVIL

B.5.1 ARTÍCULO CATORCE

Sin perjuicio de las funciones y competencias que en materia de prevención de riesgos específicos otorgan las leyes a las diferentes Administraciones Públicas, corresponderán también a estas las siguientes actuaciones preventivas en materia de protección civil:

A) La realización de pruebas o simulacros de prevención de riesgos y calamidades públicas.

B) La promoción y control de la autoprotección corporativa y ciudadana.

C) Asegurar la instalación, organización y mantenimiento de servicios de prevención y extinción de incendios y salvamento.

D) Promover, organizar y mantener la formación del personal de los servicios relacionados con la protección civil y, en especial, de mandos y componentes de los servicios de prevención y extinción de incendios y salvamento.

E) La promoción y apoyo de la vinculación voluntaria y desinteresada de los ciudadanos a la protección civil, a través de organizaciones que se orientarán, principalmente, a la prevención de situaciones de emergencia que puedan afectarlos en el hogar familiar, edificios para uso residencial y privado, manzanas, barrios y distritos urbanos, así como el control de dichas situaciones, con carácter previo a la actuación de los servicios de protección civil o en colaboración con los mismos.

F) Asegurar el cumplimiento de la normativa vigente en materia de prevención de riesgos, mediante el ejercicio de las correspondientes facultades de inspección y sanción, en el ámbito de sus competencias.

B.6 ORGANIZACIÓN BÁSICA EN MATERIA DE DIRECCIÓN Y COORDINACIÓN

B.6.1 ARTÍCULO QUINCE

1. El Gobierno es el órgano superior de dirección y coordinación de la protección civil.

2. El Gobierno, a propuesta del Ministro del Interior y a iniciativa, en su caso, del Presidente de la Comunidad Autónoma o del órgano correspondiente de la entidad local afectada, podrá delegar todo o parte de sus funciones en aquellos casos en que la naturaleza de la emergencia lo hiciera aconsejable.

B.6.2 ARTÍCULO DIECISÉIS

El Ministro del Interior ostenta la superior autoridad en materia de protección civil y le corresponde:

A) Elaborar la norma básica de protección civil, los planes especiales a que se refiere el párrafo primero del artículo undécimo de la presente Ley, así como los reglamentos técnicos correspondientes, y proponer su aprobación al Gobierno, a cuyo efecto insertará de las diferentes Administraciones Públicas la información necesaria.

B) Elaborar el catálogo nacional de recursos movilizables de emergencias, integrando en el mismo los que resulten de los planes territoriales especiales.

C) Desarrollar las normas de actuación que en materia de protección civil apruebe el Gobierno.

D) Ejercer la superior dirección, coordinación e inspección de las acciones y los medios de ejecución de los planes de actuación civil.

E) Requerir a las Administraciones Públicas, organizaciones privadas y ciudadanos la colaboración necesaria para la realización de simulacros o ejercicios prácticos de control de emergencias determinadas y el cumplimiento de cuantas obligaciones imponga la presente Ley.

F) Disponer, con carácter general, la intervención de las Fuerzas y Cuerpos de Seguridad y solicitar del Ministro de Defensa la colaboración de las Fuerzas Armadas.

G) Requerir de las autoridades locales y autonómicas la intervención de sus Cuerpos de Policía y demás servicios relacionados con la protección civil, que actuarán bajo la dirección de sus mandos naturales.

B.6.3 ARTÍCULO DIECISIETE

1. La Comisión Nacional de Protección Civil estará integrada por los representantes de la Administración del Estado que reglamentariamente se determinen, así como por un representante designado por los órganos de gobierno de cada una de las Comunidades Autónomas.

Su organización y funcionamiento se determinarán reglamentariamente.

2. La Comisión Nacional de Protección Civil ejercerá las siguientes funciones:

A) Informar las normas técnicas que se dicten en el ámbito nacional en materia de protección civil.

B) Elaborar los criterios necesarios para establecer el catálogo de recursos movilizables en casos de emergencia, sean públicos o privados.

C) Participar en la coordinación de las acciones de los órganos relacionados con la protección civil.

D) Informar las disposiciones y normas reglamentarias que, por afectar a la seguridad de las personas o bienes, tengan relación con la protección civil.

E) Proponer la normalización y homologación de las técnicas y medios que puedan utilizarse para los fines de protección civil.

F) Homologar los planes de protección civil cuya competencia tenga atribuida.

B.6.4 ARTÍCULO DIECIOCHO

1. La Comisión de Protección Civil de la Comunidad Autónoma estará compuesta por representantes de la Administración del Estado, de la Comunidad Autónoma y de las Corporaciones Locales incluidas en su ámbito territorial. En todo caso, los representantes de la Administración del Estado, designados por ella, serán como mínimo tres.

2. Los reglamentos de organización y funcionamiento de las Comisiones mencionadas serán aprobados por los órganos competentes de la Comunidad Autónoma respectiva.

3. La Comisión de Protección Civil de la Comunidad Autónoma ejercerá las siguientes funciones:

A) Informar las normas técnicas que se dicten en su ámbito territorial en materia de protección civil.

B) Participar en la coordinación de las acciones de los órganos relacionados con la protección civil.

C) Homologar los planes de protección civil cuya competencia tenga atribuida.

B.7 INFRACCIONES Y SANCIONES

B.7.1 ARTÍCULO DIECINUEVE

1. Las infracciones a la presente Ley serán sancionadas de conformidad con lo dispuesto en este artículo, sin perjuicio de las demás responsabilidades que, según la legislación vigente, fueren exigibles.

2. Constituyen infracciones a la presente Ley:

A) El incumplimiento de las obligaciones de colaboración personal y material con la protección civil y de las obligaciones derivadas de los planes y de los reglamentos, así como de las órdenes que dicten las autoridades en cumplimiento de los mismos.

B) El incumplimiento, por los centros, establecimientos y dependencias, de las obligaciones derivadas de los planes de autoprotección y emergencia, así como la falta de ejecución de los mismos e igualmente el incumplimiento de las medidas de seguridad y prevención a que se refiere el número segundo del artículo quinto.

C) La negativa a suministrar la información necesaria para la elaboración de las normas, listas, catálogos y planes de protección civil.

3. La potestad sancionadora de las infracciones a la presente Ley corresponde a las autoridades que, en cada caso y según lo dispuesto en esta Ley y en las normas que la desarrollen y ejecuten, sean competentes en materia de protección civil.

4. El reglamento que desarrolle esta Ley especificará y clasificará las infracciones tipificadas en el apartado segundo de este artículo y graduará las sanciones atendiendo a criterios de culpabilidad, responsabilidad y cuantas circunstancias concurran, en especial la peligrosidad o trascendencia que para la seguridad de personas o bienes revistan las infracciones.

5. La potestad sancionadora de las infracciones que se cometan contra lo dispuesto en la presente Ley se ejercerá, dentro de sus correspondientes ámbitos de competencia, por los órganos de gobierno de los municipios, hasta un millón de pesetas; por los órganos de gobierno de las entidades supramunicipales, insulares y provinciales, hasta cinco

millones de pesetas; por los órganos de gobierno de las Comunidades Autónomas, hasta diez millones de pesetas; por el Ministro del Interior, hasta veinticinco millones de pesetas, y por el Consejo de Ministros, hasta cien millones de pesetas.

B.7.2 DISPOSICIÓN ADICIONAL

Las obligaciones económicas que se deriven de la aplicación de esta Ley serán objeto de un plan financiero que será aprobado por el Gobierno e incorporado, en sucesivas anualidades, a los Presupuestos Generales del Estado.

B.7.3 DISPOSICIÓN TRANSITORIA

Hasta la promulgación de la norma básica a que hace referencia el artículo octavo y la homologación de los planes a que se refieren los artículos décimo y undécimo, se faculta al Gobierno para dictar las medidas necesarias, en aplicación de la presente Ley.

B.7.4 DISPOSICIONES FINALES

Primera.- Los órganos competentes de las distintas Administraciones Públicas revisarán en cada caso los reglamentos, normas y ordenanzas sobre seguridad de empresas, actividades, edificaciones, industrias, medios de transporte colectivo, espectáculos, locales y servicios públicos, para adecuar su contenido a la presente Ley y a las disposiciones que la desarrollen.

Segunda.- Las sanciones a que se refiere el artículo decimonoveno de esta Ley podrán ser actualizadas por el Gobierno de acuerdo con los índices oficiales del Instituto Nacional de Estadística.

Tercera.- El Gobierno creará la red de alarma nacional, dependiente de los órganos de protección civil del Estado, que a estos efectos se coordinarán con los órganos correspondientes del Ministerio de Defensa, para alertar a la población que pudiera resultar afectada por una emergencia que ocurra en caso de guerra o en tiempo de paz.

Cuarta.- Se faculta al Gobierno para dictar las disposiciones que exija el desarrollo de la presente Ley.

ANEXO C: ESTRUCTURA ALPINA DEL ANTEPAÍS IBÉRICO

ANEXO C: ESTRUCTURA ALPINA DEL ANTEPAÍS IBÉRICO

C.1ANÁLISIS GEOFÍSICO

C.1.1 LA ESTRUCTURA DE LA CORTEZA DEL ANTEPAÍS IBÉRICO

El análisis de la estructura de la corteza y la litosfera en zonas intraplaca se puede realizar desde diferentes fuentes de información indirecta, siempre de carácter geofísico, entre las que destacan: perfiles de sísmica de refracción y/o reflexión profunda, modelos gravimétricos y análisis isostático, sondeos magnetotelúricos, datos de flujo térmico y de geomagnetismo. De todas estas fuentes de información, las secciones sísmicas aportan información sobre la distribución en la profundidad de las velocidades sísmicas, la gravimetría de distribución de densidades y de los mecanismos de compensación isostática, el método teluro-magnético de distribución de conductividad y/o resistividad y el geomagnetismo de susceptibilidad y magnetización remanente. Por otra parte, resulta posible constreñir la información que los métodos geofísicos proporcionan mediante el ajuste de perfiles reológicos de resistencia en profundidad, utilizando diferentes gradientes geotérmicos y asimilando las unidades de la corteza a leyes de comportamiento reológico de diferentes minerales y/o rocas. Estos perfiles reológicos, integrados con el resto de información geológica y geofísica permiten a su vez, cuantificar algunos aspectos del comportamiento de la corteza y la litosfera ante las cargas topográficas y los esfuerzos tectónicos, entre los que destacan el espesor elástico efectivo y la longitud de onda de los pliegues corticales y/o litosféricos (Burov y Diament, 1995; Cloetingh y Burov, 1996). Por último conviene destacar la presencia de numerosa información geológica y geofísica más superficial (Querol, 1983; De Vicente *et al*., 1996) que limitan e imponen una serie de condiciones de contomo para las posibles interpretaciones de los datos geofísicos más profundos.

Al analizar la estructura de la corteza en el Antepaís Ibérico, nos encontramos con el problema de la práctica ausencia de datos sísmicos (Suriñach y Vegas, 1988), ya que la mayor parte de los perfiles profundos se han realizado en las cadenas que lo rodean. También son escasos los datos magnetotelúricos (Pous *et al*., 2004). Sin embargo sí existe una densidad aceptable de datos gravimétricos y magnéticos, y algunos modelos

reológicos (Mezcua *et al*., 1996; Tejero *et al*., 1996; Socías *et al*., 1991; Gómez Ortiz, 2001; Tejero y Ruiz, 2002) y de comportamiento elástico (Van Wees *et al*., 1995), los cuales permiten abordar el análisis de la estructura cortical del Antepaís Ibérico mediante la integración de mapas gravimétricos de anomalías de Bouguer e Isostáticos residuales con modelos reológicos.

En este apartado se muestra una síntesis de los datos de espesores corticales y litosféricos publicados y disponibles en el entorno de la península Ibérica (Fig. 1.1 a). Posteriormente se describen los mapas de anomalías gravimétricas y magnéticas (CSN, 2004) (Figs. 1.1 a, d), a partir de los que se obtienen dos mapas sintéticos, uno de anomalías isostáticas residuales (Álvarez *et al*., 2002) y otro la superficie del Moho (obtenido a partir de la compensación isostática local de la topografía suponiendo un modelo de tipo Airy). Esta superficie del Moho se ha calculado para diferentes contrastes de densidad y espesores de corteza continental en equilibrio, hasta ajustaría a los valores de espesor cortical obtenidos en las secciones sísmicas disponibles.

C.1.1.1 Análisis de los datos magnéticos y gravimétricos

La información magnética del interior ibérico procede del mapa aeromagnético de la España Peninsular (Ardizone *et al*., 1989). En una primera interpretación de este mapa se pueden distinguir diferentes lineamientos magnéticos así como distintas zonas con diferentes propiedades magnéticas (Socías *et al*., 1991). Muchos de estos lincamientos magnéticos parecen corresponderse con fallas importantes y otras estructuras lineales (e.g. diques) con orientaciones preferentes NE-SO, ENE-OSO y NO-SE. En cuanto a las zonas magnéticas se refiere, parece clara la estructuración del basamento con directrices variscas (orientaciones NO-SE a E-0), pero también destacan grandes discontinuidades asociadas a estructuras "alpinas", de orientación principal NE-SO.

Estos rasgos quedan mejor delimitados si se realizan algunos procesados al campo magnético residual, como la reducción al polo magnético (Baranov y Naudy, 1964), que permite la integración coherente de la información magnética con la gravimétrica (Álvarez *et al*., 2004) (Fig. 1.1 d).

En cuanto a la gravimetría, y a partir de la unificación de información procedente de diferentes organismos públicos, se ha obtenido una nueva base de datos muy

representativa. Así, las observaciones en tierra proceden del [Instituto Geográfico Nacional, ENRESA y el Burean Gravimétrique International. (CSN, 2004)] las observaciones en mar se ha contado con datos obtenidos mediante técnicas de altimetría satelital método que asegura una gran cobertura de información de una calidad muy aceptable (Smith y Sandweil. 1997).

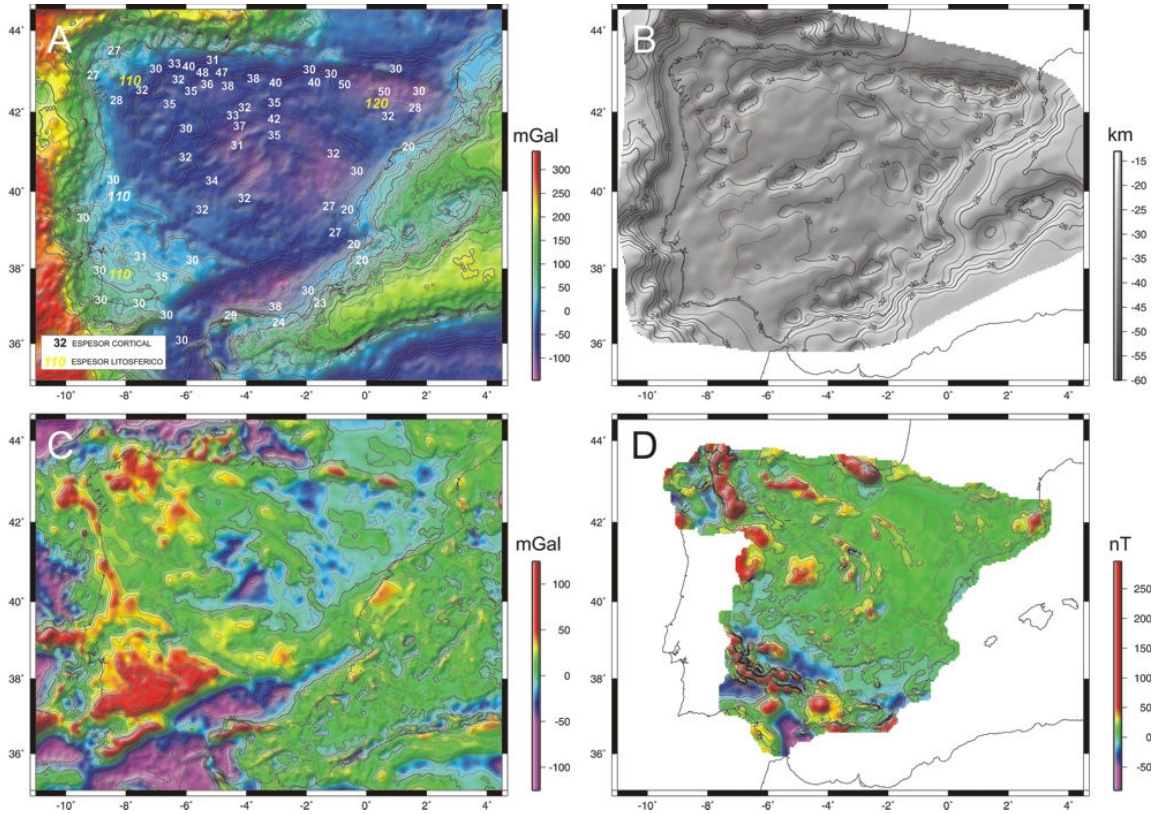


Figura C.1.1: Resumen de los datos de campos potenciales y de espesores corticales y litosféricos en la Península Ibérica. A) Mapa de anomalías gravimétricas de Bouguer. B) Mapa de espesor cortical C) Mapa de anomalías Isostáticas residuales D) Mapa de anomalías Magnéticas reducidas al polo.

Fuente: Geología de España. *SGE-IGME* (2004)

El total de 154 166 observaciones topográfico-barimétricas se han tomado de dos fuentes distintas. Por un lado se han seleccionado datos batimétricos de la base de datos de Sandwell y Smith (1997), obtenidos también mediante la técnica de altimetria satelital. Para los datos terrestres se ha seleccionado la base topográfica mundial GTOP030 del USGS. Una vez seleccionados los datos ha sido necesaria una homogenización a un sistema de referencia común para todas las observaciones

gravimétricas (Geodetic Reference System de 1967). Además, debido a que algunos de estos datos no presentaban corrección topográfica ha sido necesario realizar esta corrección a todos los datos terrestres hasta los 167 km. Finalmente todos los resultados de anomalía de Bouguer completa se han interpolado a una malla regular con 4 km de intervalo entre nodos, utilizando como algoritmo el *Kriging* con variograma lineal. El mapa de anomalías de Bouguer (Fig. 1.1 a) presenta un intervalo entre curvas isoanómalas de 5 mgal, e incluye toda la Península Ibérica y áreas oceánicas adyacentes, lo que permite analizar el Antepaís Ibérico eliminando los efectos de borde. Sus dimensiones son suficientes para investigar las anomalías isostáticas de gran longitud de onda (mayores de 500km) que tengan significado geológico. Gracias al gran número de datos utilizados y a la extensión del mapa en áreas oceánicas se ha conseguido una mayor resolución respecto a los mapas de anomalías de Bouguer de la Península Ibérica publicados con anterioridad (Mezcua *et al*., 1996).

Los valores del mapa de anomalías de Bouguer presentan una amplia variación, oscilando entre valores máximos de entorno a los 350 mgal en las zonas abisales oceánicas y valores mínimos alrededor de los -160 mgal en la Cordillera Bética. Hay que destacar que los valores negativos de anomalía de Bouguer se distribuyen sobre casi toda la superficie de la Península Ibérica, exceptuando la zona del NO peninsular, así como el área ocupada por las zonas de Ossa-Morena y Surportuguesa, debido a la presencia de rocas de alta densidad. En este mapa se aprecian algunas anomalías que pueden asimilarse a cuerpos geológicos cartografiados en superficie. Sin embargo, en otras la relación no es tan clara, quedando enmascarada por la distribución en profundidad de las raíces isostáticas.

C.1.1.2 Análisis Isostático

Para intentar explicar el comportamiento isostático en la litosfera, hay tres modelos principales. En dos de ellos (modelo de Pratt-Hayford, Hayford y Bowie, 1912 y Airy-Heiskanen, Heiskanen y Moritz, 1967), el mecanismo de compensación se realiza de manera local, mientras que el de Vening-Meinesz (1939) propone un mecanismo de compensación regional introduciendo un parámetro de regionalidad R. La obtención de la anomalía isostática residual se realiza sustrayendo la corrección isostática, de la anomalía de Bouguer (Fig. 1.1c). Esta corrección isostática refleja el efecto gravimétrico regional, causado por el déficit de densidad bajo una carga topográfica,

asumiendo un modelo isostático inicial. A este efecto se le ha denominado tradicionalmente campo isostático regional (Jachens *et. al*., 1989). Para la realización de este mapa de anomalías isostáticas residuales se ha seleccionado el modelo de Airy-Heiskanen con compensación local por su facilidad de cálculo y buenos resultados en áreas continentales (Simpson *et al*., 1986; Alvarez *et al*., 1991). Para calcular la geometría de la raíz, T(x), con este método es necesario introducir tres parámetros iniciales: el espesor de la corteza en equilibrio a nivel del mar (raíz de Airy-Heiskanen, T_c), el contraste de densidad a través de la raíz ($\Delta\rho$) y, por último, la densidad de la carga gráfica. (ρ_t). Para determinar el espesor de la raíz a nivel del mar, T_c se ha realizado un análisis espectral de la malla. ¿g anomalías de aire libre para la Península Ibérica y Watts, 1983). A partir de este análisis espectral llegamos a un valor medio de T_c de entre 30 y 33km. Cabe destacar que este valor se ajusta, de manera aproximada, a los espesores corticales deducidos a partir de diversos trabajos de sísmica de refracción en varias zonas de la Península Ibérica (ILIHA DSS Group, 1993, Fig. 1.1 a). El contraste de densidad a través de la base de la raíz se ha determinado mediante la confrontación de los valores de anomalías de Bouguer para áreas terrestres frente a sus cotas, obteniéndose un contraste de densidad ($\Delta\rho$) en áreas continentales de $0.83 g.cm^{-3}$. Para la densidad de la carga topográfica hemos preferido asumir el valor medio de 2,67 g.cm-3 (1g.cm-3 = 1000kg.m-3), utilizado universalmente en el cálculo de la correción de Bouguer. Una vez definida la geometría de la raíz se calculó su efecto gravimétrico, o correción isostática, mediante el algoritmo AIRYROOT (Parker, 1973; Simpson *et al*., 1983), que proporciona un mapa de anomalías regionales, generado por la geometría del Moho y el contraste de densidad, a través de esa superficie. Finalmente, el mapa de anomalías isostáticas residuales (AIR) se obtuvo sustrayendo esta correción del ipa de anomalías de Bouguer que describimos antes.

C.1.1.3 Mapa de Anomalías Isostáticas Residuales

En el mapa (anomalías isostáticas residuales (Fig. 1.1 c) se observan anomalías de larga y corta longitud de onda. Las longitudes de onda amplias deben relacionarse con la ausencia de equilibrio isostático, o bien porque existen otros mecanismos de compensación no local. Este es el caso de algunas anomalías isostáticas residuales de gran longitud de onda (Cordillera Bética). Las longitudes de onda menores, por el contrario, no se relacionan con los mecanismos de compensación, sino con cuerpos

geológicos con contraste de densidad emplazados en los primeros km de la corteza. El Mapa de Anomalías Isostáticas Residuales muestra unos valores de entre 80 mgal en el SO de la Península Ibérica y los -65mgal de la Cordillera Bética. Dentro del Antepaís Ibérico dominan las interferencias de las anomalías asociadas a estructuras variscas (de orientación principal NO-SE a E-O, por ejemplo, el eje negativo del batolito de los Pedroches) con las estructuras alpinas compresivas de dirección general NO-SE. El mayor gradiente, con una geometría alargada, se localiza en la falla del Borde S del Sistema Central. Adosadas a esta cadena aparecen dos grandes anomalías negativas de gran longitud de onda que se corresponden con las Cuencas del Duero y del Tajo, y que deben estar asociadas al gran espesor de sedimentos, y al comportamiento flexural por carga topográfica y presencia de esfuerzos tectónicos horizontales (Van Wees *et al*., 1995; Andeweg *et al*., 1999; Stapel, 1999). De estas dos grandes anomalías, la de la Cuenca del Duero presenta una menor magnitud, probablemente debido a la mayor resistencia de la corteza en esta zona, tal y como sugieren los perfiles reológicos calculados (Tejero y Ruiz, 2002). También se Precian en el mapa de anomalías isostáticas residuales numerosas estructuras compresivas con levantamiento del basamento, que quedan reflejadas como zonas de alto gradiente de orientación NE-SO (Borde N de la Unidad de Cameros, el cabalgamiento de la Sierra de Guadalupe-Montánchez). Las principales estructuras extensionales que se observan también se muestran como zonas de alto gradiente que limitan anomalías isostáticas residuales negativas (Fallas normales de la Fosa de Teruel y de la Cadena Costera Catalana).

C.1.1.4 Mapa de espesor de la corteza

Los mapas de profundidad del Moho de la Península Ibérica, calculados para un espesor de corteza en equilibrio de 30 y 33 km, muestran una estructura muy similar, y sólo varían las amplitudes máximas en un pequeño porcentaje, pero no su estructura general. De los dos se ha seleccionado el calculado para un T_c, de 30 km porque los valores de espesor cortical deducido se ajustan bien a los obtenidos de datos sísmicos profundos (Fig. 1.1 a). Además de los engrosamientos corticales asociados a las cadenas alpinas de los bordes Peninsulares (Pirineos, Cordillera Botica y Cordillera Cantábrica), se aprecian los siguientes rasgos distintivos dentro del Antepaís Ibérico (Fig. 4.1b). El mapa muestra unos espesores corticales entre los 30 km y los 34 km, alcanzándose los valores mayores en el Sistema Central y en los Montes de León. Tiene un buen ajuste

con los datos disponibles de la zona centroibérica (Bergamín y Carbó, 1986). Tanto en estas dos cadenas, como en el resto de los engrosamientos de menor amplitud (Sierra de la Estrella, Sierra de Guadalupe-Montánchez, Sierra Morena) se aprecia un marcado carácter anisótropo, con una clara elongación según una dirección NE-SO. perpendicular al campo de esfuerzos actual (CSN, 1998). Estas zonas de engrosamiento presentan, además, una relación amplitud longitud de onda elevada, a diferencia de otras áreas interiores engrosadas como las Ramas Aragonesa y Castellano-Valenciana de la Cadena Ibérica, que muestran un carácter más circular y mayor longitud de onda (Salas y Casas Sainz, 1993). Estos engrosamientos corticales NE-SO interfieren en los bordes del Macizo Ibérico con los de dirección E-O de las Montañas Cantábricas y NO-SE de la Cadena Ibérica.

El análisis espectral de la topografía y de las anomalías gravimétricas sugieren una serie de máximos de señal a 200 y 50 km de longitud de onda, que han sido interpretados como la presencia de pliegues litosféricos y corticales a escala peninsular (Cloetingh *et al*., 2002). La presencia de estas dos longitudes de onda debe estar relacionada con el desacoplamiento mecánico entre las zonas resistentes (corteza superior y manto superior) a favor de los niveles de mayor debilidad. Las cortas longitudes de onda se encuentran relacionadas con el plegamiento de la corteza superior, controlada por el espesor elástico efectivo (EET) de la corteza, y las discontinuidades reológicas previas. Los pliegues corticales y litosféricos están claramente reflejados en las variaciones topográficas y en el mapa de profundidad del Moho, así como en los perfiles transversales a las principales elevaciones del Antepaís Ibérico (Sistema Central, Montes de Toledo, Sierra Morena, Montes de León, (Fig. 1.1b).

C.2 ESTRUCTURA ALPINA DEL ANTEPAÍS IBÉRICO

C.2.1 CADENAS CON COBERTERA

C.1.1.1 La Unidad de Cameros

Esta unidad comprende los afloramientos variscos de La Demanda y los mesozoicos de la Cuenca de Cameros, que contiene hasta 5 km de relleno de edad jurásica superior y cretácica inferior. Su borde N lo determina el Cabalgamiento de Cameros (o cabalgamiento Nordibérico), de orientación aproximadamente E-O y vergente al N, con un desplazamiento estimado entre 20-30 km según Casas Sainz (1993) o de hasta 28 km (Guimerá *et al*., 1995), que superpone la Unidad de Cameros a la Cuenca del Ebro (Fig. 2.6). Su borde S lo define un estrecho cinturón de pliegues y cabalgamientos, de orientación aproximadamente E-O y vergencia hacia el S, que superpone la Unidad de Cameros a las Cuencas del Duero y de Almazán (Fig. 2.6); entre los cabalgamientos de este cinturón destacan los de San Leonardo y de Ciria, que afloran en una extensión de varias decenas de kilómetros.

El bloque inferior del cabalgamiento de Cameros está afectado por estructuras como el *short-cut* de Arnedo, que afecta el zócalo varisco y produce un anticlinal en superficie (Fig. 2.6) en el que afloran materiales paleógenos inferiores (Casas Sainz, 1993); esta estructura se continúa hacia el O, (Fig. 2.5, corte 11)

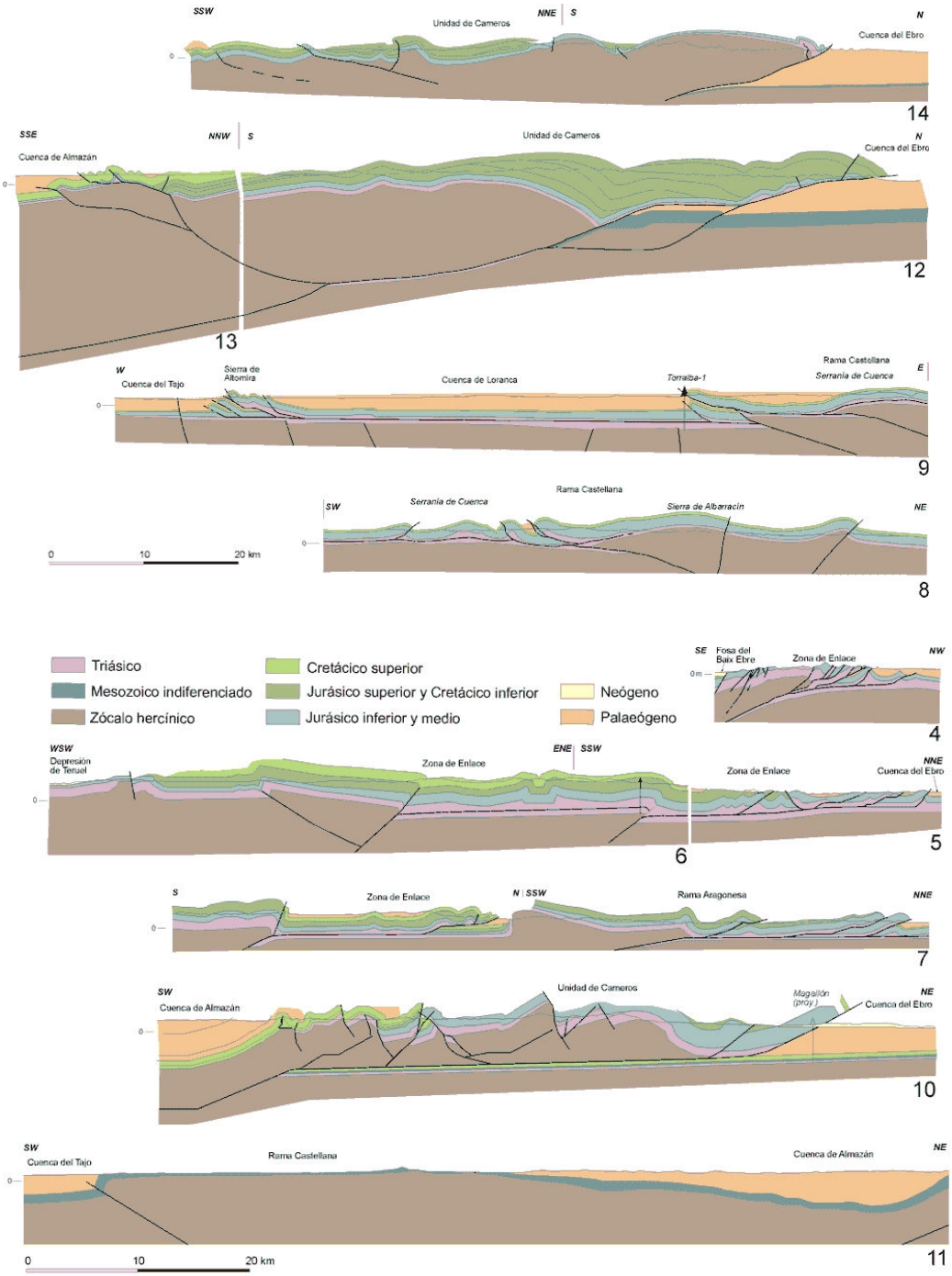


Figura C.2.5: Cortes geológicos de la Cadena Ibérica

Fuente: Salas et al., 2001. Guimerà y Álvaro, 1990, Muñoz Martín y de Vicente, 1998, Guimerà *et al*., 1995 y Guimerà *et al*., 2004.

La deformación interna de la lámina de cabalgamiento de Cameros es más pequeña en la parte oriental de la unidad y aumenta hacia el O, en la transversal de La Demanda, donde aparecen gran número de pliegues que afectan la cobertera mesozoica, paleógena

y miocena inferior (Fig. 2.6), que se extienden hacia el O y quedan fosilizados por los materiales terciarios postectónicos de la Cuenca del Duero. Hacia el SE, hacia la Rama Aragonesa, también aumenta la deformación interna.

La Unidad de Cameros proviene de la inversión terciaria de la Cuenca de Cameros. El cabalgamiento de Cameros, al N, sería una falla formada durante la inversión, lo que explicaría el extenso rellano descrito en los materiales del Keuper. El cinturón de pliegues y cabalgamientos meridional parece relacionado con la inversión de la falla normal mesozoica que limitaba la cuenca de Cameros por el S (Fig. 2.5 corte 12). El acortamiento se produjo entre el Eoceno superior y el Mioceno superior (Muñoz Jiménez y Casas Sainz, 1997), aunque la mayor parte finalizó hacia el Mioceno inferior (Guimerà *et al*., 1995: Casas Sainz *et al*., 2000).

El acortamiento total experimentado por la unidad varía según el salto que se atribuya al Cabalgamiento de Cameros (Guimerá *et al*., 1995), suponen un acortamiento total de 38,4 km.

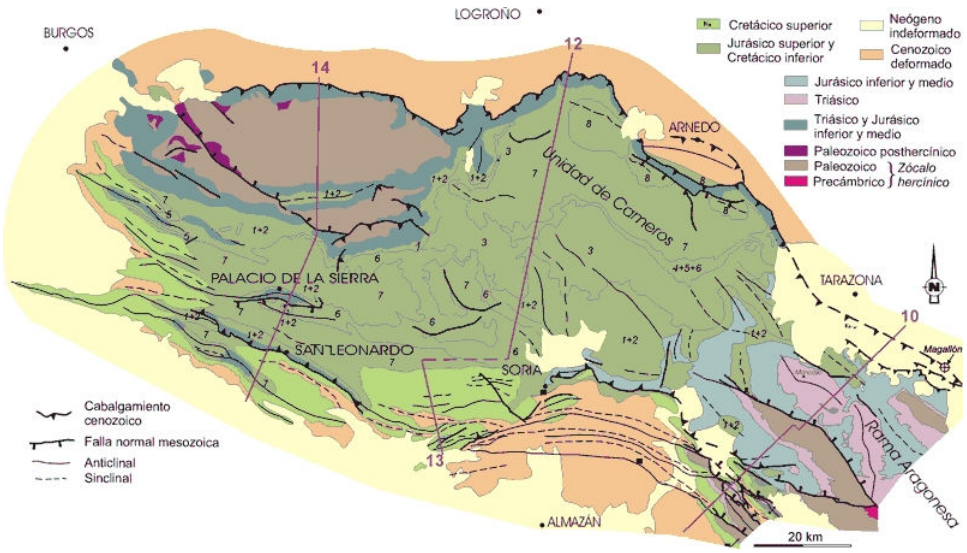


Figura C.2.6: Mapa geológico de la Unidad de Cameros y del extremo NO de la Rama Aragonesa.

Fuente: Guimerà *et al*., 1995 y Guimerà *et al*., 2004)

C.1.1.2 La Rama Aragonesa

Se sitúa entre el Cabalgamiento de Cameros (o Nordibérico), al NE, y la Cuenca terciaria de Almazán y el sinclinal de Almazán que se encuentran al SO. En su parte NO constituye la continuación de la Unidad de Cameros y de las estructuras del norte de la Cuenca de Almazán; por el S es cabalgada por el cinturón de cabalgamientos de Portalrubio-Vandellòs, de la zona de Enlace. La presencia del Cabalgamiento de Cameros sedimentos postectónicos del borde S de la Cuenca del Ebro se deduce de los diversos sondeos y perfiles sísmicos que muestran la existencia de 2500 m de materiales terciarios en el sondeo de Magallón (Lanaja, 1987), pocos kilómetros al N de los materiales mesozoicos y variscos de la Rama Aragonesa, que está recubierta por materiales terciarios postectónicos de poco más de 100 m de potencia; en este sector se deduce un salto vertical del Cabalgamiento de Cameros de unos 4 km.

En la parte central de la unidad se distinguen dos afloramientos variscos principales, los de Ateca-Calamocha al SO y de Sierra de Vicort- que enlaza hacia el SE con el anticlinal de núcleo varisco de Montalbán- al NE; el primero cabalga sobre la Cuenca de Calatayud mediante el cabalgamiento de Daroca; el segundo, tiene en su interior el cabalgamiento de la Sierra de Vicort. Las fallas en el flanco de los anticlinales de núcleo varisco son, en el sector NO de la unidad, fallas normales mesozoicas que limitan series mesozoicas de potencias diferentes (Guimerá *et al*., 2004)) (Figs. 2.6 y 2.5, corte 9) mientras hacia el SE pasan a ser cabalgamientos; así, la Falla del Tablado, que limita por el SO la Cuenca triásica del Moncayo enlaza lateralmente con el cabalgamiento de la Sierra de Vicort, mientras la de Cardejón, que produce la desaparición de los materiales jurásicos y cretácicos inferiores antes de la sedimentación de la Fm de Escucha, pasa al cabalgamiento de Daroca (Fig. 2.7). La extensión de los afloramientos variscos disminuye hacia el SE, al tiempo que aumenta la anchura de los mesozoicos en la parte nordoriental de la unidad, donde aparecen varios arcos de pliegues y cabalgamientos. Su orientación varía entre E-O y NO-SE, e involucran solamente la cobertera mesozoica y terciaria (arcos de Belchite, Moyuela y Andorra, Fig. 2.8).

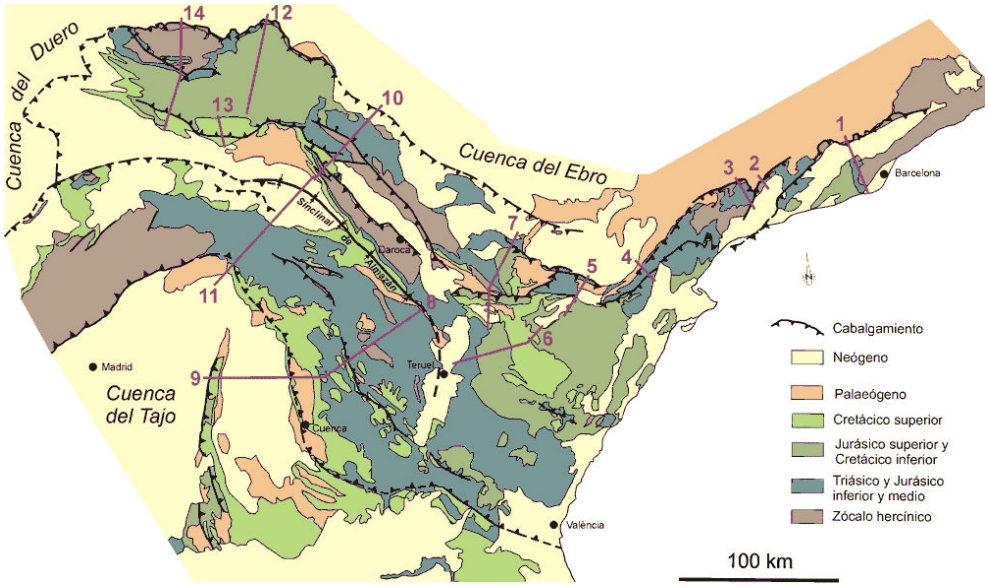


Figura C.2.7: Esquema estructural de la Cadena Ibérica, en el que se indican las principales estructuras contractivas cenozoicas.

Fuente: Guimerà, J., 2004; *Geología de España*

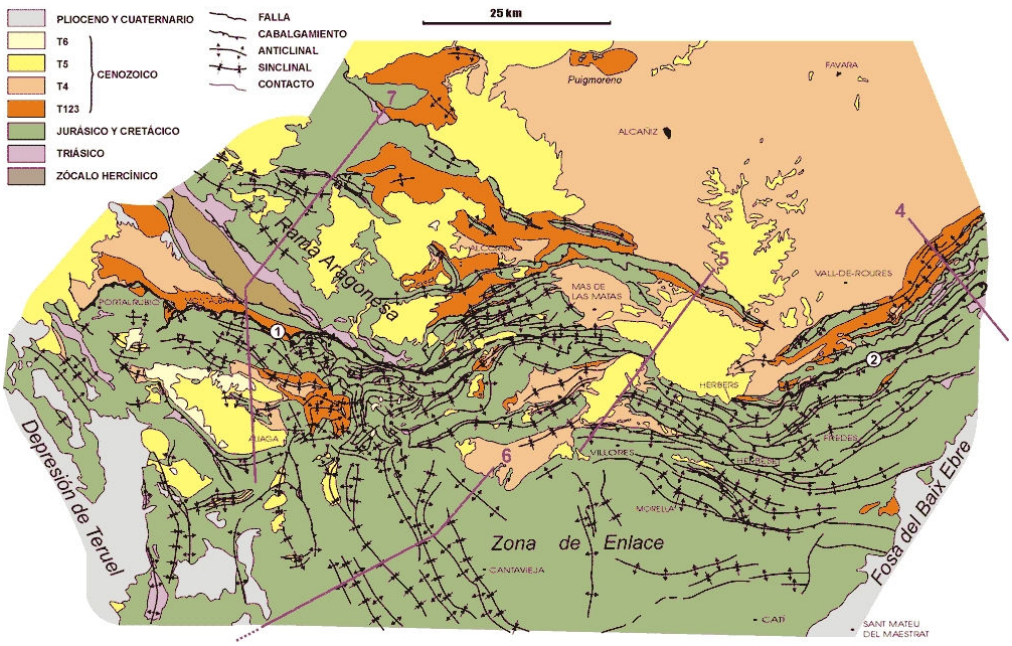


Figura C.2.8: Mapa geológico de la Zona de Enlace y del extremo SE de la Rama Aragonesa.

Fuente: González y Guimerà, 1997. *Geología de España*

La Cuenca de Calatayud-Montalban, se encuentra entre los dos principales afloramientos variscos de Ateca-Calamocha y Sierra de Vicort-Montalbán, limitada al sudoeste por el cabalgamiento de Daroca y al sur por la Zona de Enlace; en el sector de Calatayud los materiales terciarios descansan sobre los variscos, lo que indica la erosión previa de toda la cobertera mesozoica.

El relieve de la Rama Aragonesa alcanza la cota máxima de 2361 m en el Moncayo (el punto más alto de la Cadena Ibérica), en materiales del Buntsandstein: el zócalo varisco bajo estos materiales llega a estar a 1900 m; también en el zócalo varisco se encuentran las cotas máximas de las sierras del Tablado (1749 m) y de Vicort (1420 m). La Rama Aragonesa ha experimentado una fuerte erosión, sobre todo en su parte central, donde toda la cobertera mesozoica fue erosionada, como ya se ha dicho, previamente a la sedimentación de los materiales miocenos inferiores de la Cuenca de Calatayud, o sea, durante la contracción terciaria.

C.1.1.2 La Cuenca de Almazán

La Cuenca de Almazán y una parte del este de la Cuenca del Duero se encuentran en el interior de la Cadena Ibérica (Fig. 2.7), constituyen una cuenca piggy-back ibérica (Guimerá el al., 1995, Casas Sainz *et al*., 2000). Al O de la Unidad de Cameros, el límite de la Cadena Ibérica con la Cuenca del Duero se ha establecido tentativamente a partir del mapa de isóbatas del techo del Cretácico carbonatado (ITGE, 1990, documento PE-124); la estructura de esta área, tradicionalmente incluida en la Cuenca del Duero, presenta un conjunto de anticlinales y sinclinales que son la continuación de los de la parte occidental de la Unidad de Cameros; por el sur esta área es cabalgada por la zona de transición entre el Sistema Central y la Rama Castellana, mediante un cabalgamiento que pone en contacto los materiales del Cretácico superior al N del Macizo de Honrubia en el sector de cabalgamientos imbricados de Sepúlveda (por encima de 1100 m) y El Burgo de Osma (1026 m) en el bloque superior de la falla con los de la Cuenca del Duero entre -247 m (Sondeo de Alcozar) y -2300 m (ITGE, 1990. documento PL-124) en el bloque inferior.

En la parte de la cuenca *piggy-back* tradicionalmente denominada Cuenca de Almazán se han realizado gran cantidad de líneas sísmicas de reflexión y algunos sondeos de prospección petrolífera que permiten una buena caracterización de su estructura (Casas

Sainz *et al*., 2000). Esta cuenca llega a contener 3500 m de materiales terciarios pre y sintectónicos (Casas Sainz *et al*., 2000), aunque la mayor parte de los afloramientos actuales son de materiales terciarios postectónicos. Por el N es cabalgada por la Unidad de Cameros (Figs. 2.7 y 2.9). En la estructura interna de la Cuenca de Almazán pueden distinguirse dos sectores. En el septentrional, al N y NO de Gomara (Fig. 2.9). las estructuras son la continuación de las de la Rama Aragonesa, con pliegues de escala kilométrica que, además de los materiales terciarios, involucran la delgada cobertera mesozoica Triásico, Utrillas y Cretácico superior- y el zócalo varisco; también se reconoce la continuación de las fallas normales mesozoicas en los flancos de los pliegues, descritas en la Rama Aragonesa. El sector meridional, al sur de Gomara, presenta tres grandes pliegues monoclinales (Casas Sainz *et al*., 2000): el de Gomara, vergente al S, que es la continuación del monoclinal aflorante de Deza-Alhama de Aragón (borde SO de la Rama Aragonesa), y los de Almazán y Arcos de Jalón, de polaridad N. El monoclinal de Arcos de Jalón es el límite entre la Cuenca de Almazán y la Rama Castellana. La presencia de estos monoclinales de vergencia opuesta da a este sector de la Cuenca de Almazán una estructura sinclinal que, por la unión de los monoclinales de Alhama de Aragón y Arcos de Jalón, se continúa hacia el SE en el sinclinal de Almazán, estructura de escala decakilométrica que separa la Rama Aragonesa y la Rama Castellana.

El desplazamiento de la lámina de cabalgamiento que incluye a la Unidad de Cameros, la Rama Aragonesa y la Cuenca de Almazán sobre una rampa en el bloque inferior (Guimerá *et al*., 1995) produciría, por adaptación de la lámina, el monoclinal de Gomara y su continuación hasta Alhama de Aragón (Fig. 2.9 y 2.5, corte 9). Dicho desplazamiento de la lámina ocasionó el desplazamiento hacia el N, levantamiento y erosión de los sedimentos terciarios del borde N de la Cuenca de Almazán, al mismo tiempo que una migración hacia el S de los depocentros de las unidades terciarias progresivamente más recientes (Casas Sainz *et al*., 2000); esta migración era aparente, ya que era el depocentro de cada unidad el que se situaba al S respecto al de la unidad anterior, desplazada con la lámina de cabalgamiento, mientras respecto al Sinclinal de Almazán. que era la estructuctura que determinaba la cuenca, los depocentros de cada unidad durante la sedimentación, siempre se localizaban en el núcleo del pliegue. Según Casas Sainz *et al*. (2000), el desplazamiento máximo de la lámina de cabalgamiento se habría producido entre el Eoceno superior y el Oligoceno superior.

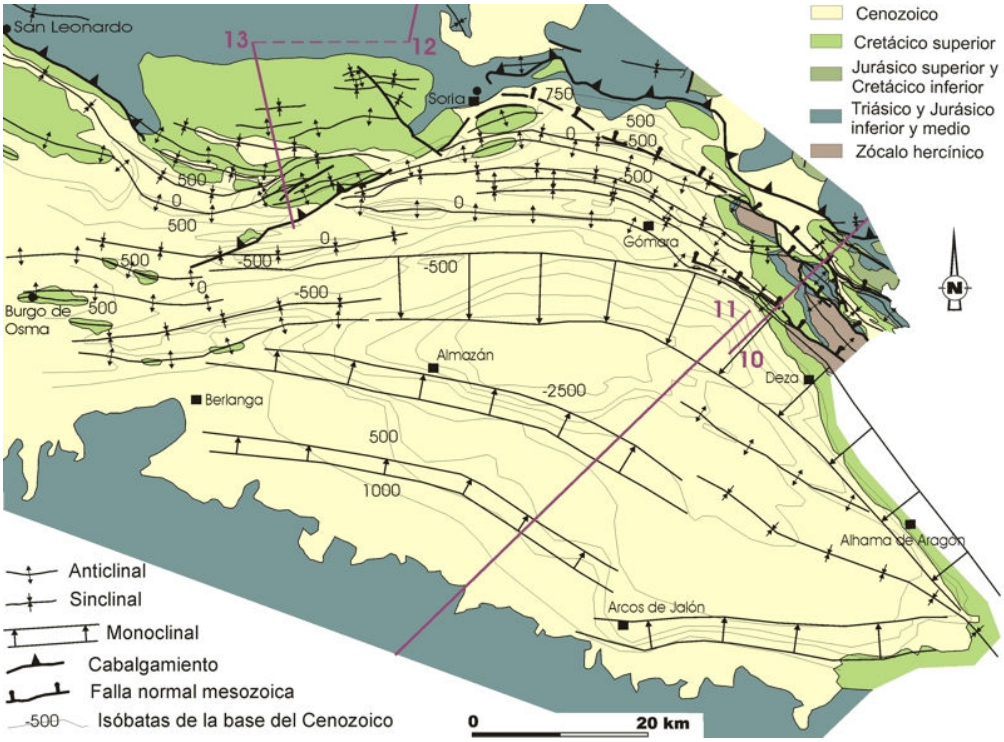


Figura C.2.9: Esquema estructural de la Cuenca de Almazán

Fuente: Casas Sainz *et al*., 2000; *Geología de España*

C.1.1.3 La Rama Castellano-Valenciana

Esta unidad limita al N y NE con la Cuenca de Almazán y el sinclinal de Almazán que la continúa, y al O y SO con la Cuenca de Loranca y el antepaís de la Llanura Manchega. Son estructuras que involucran, tanto el zócalo y la cobertera, como solamente la cobertera (Fig. 2.10, Fig. 2.5 corte 11 y Fig. 2.11).

Recorriendo la unidad longitudinalmente, y aproximadamente en posición axial, se encuentra un conjunto de fallas, cabalgamientos y pliegues orientados NO-SE con vergencia tanto hacia el NE como al SO, que se extiende desde el Alto Tajo hasta Chelva; la mayoría de estas estructuras afectan también al zócalo varisco (Viallard, 1989). (Rodríguez Pascua *et al*., 1994), deducen que al menos parte de estas fallas experimentaron un componente direccional dextrorso durante la contracción terciaria. Así, La Falla del Alto Tajo es un desgarre dextrorso muy rectilíneo de dirección NO-SE que desarrolla potentes brechas de falla de hasta 350 m de potencia (Rodríguez Pascua, 1998), cuya estructura aparece bien expuesta hasta la Cuenca de Zahorejas, dado que Río Tajo se encaja en ella. Hacia el SE, la zona de deformación asociada a la falla del

Alto Tajo se ensancha hasta enlazar con el sistema de fallas de Tragacete-Zafrilla (IGME, 1985). En todo su recorrido, son característicos los pliegues en caja, formados por dos pliegues sinclinales o anticlinales de polaridades contrarias, con un flanco subhorizontal y otro subvertical. Este tipo de estructuras suelen tener un gran recorrido, siendo los sinclinales, generalmente, más estrechos que los anticlinales, que han sido interpretadas como estructuras en flor positiva.

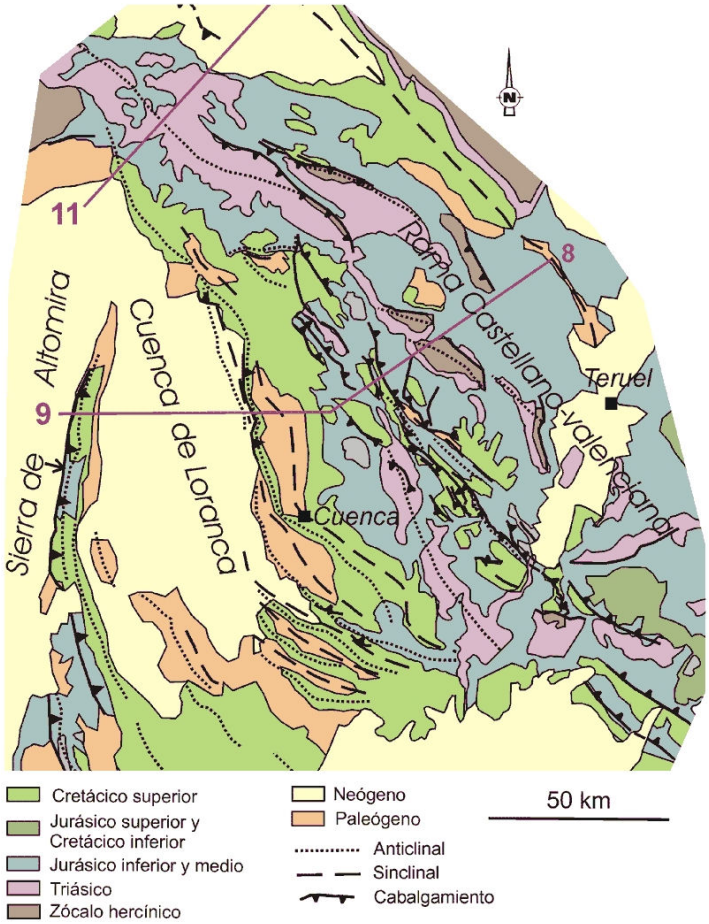


Figura C.2.10: Mapa geológico de la Rama Castellano-valenciana, la Cuenca de Loranca y las Sierras de Altomira y Bascuñana.

Fuente: SGE-IGME, 2004; *Geología de España*

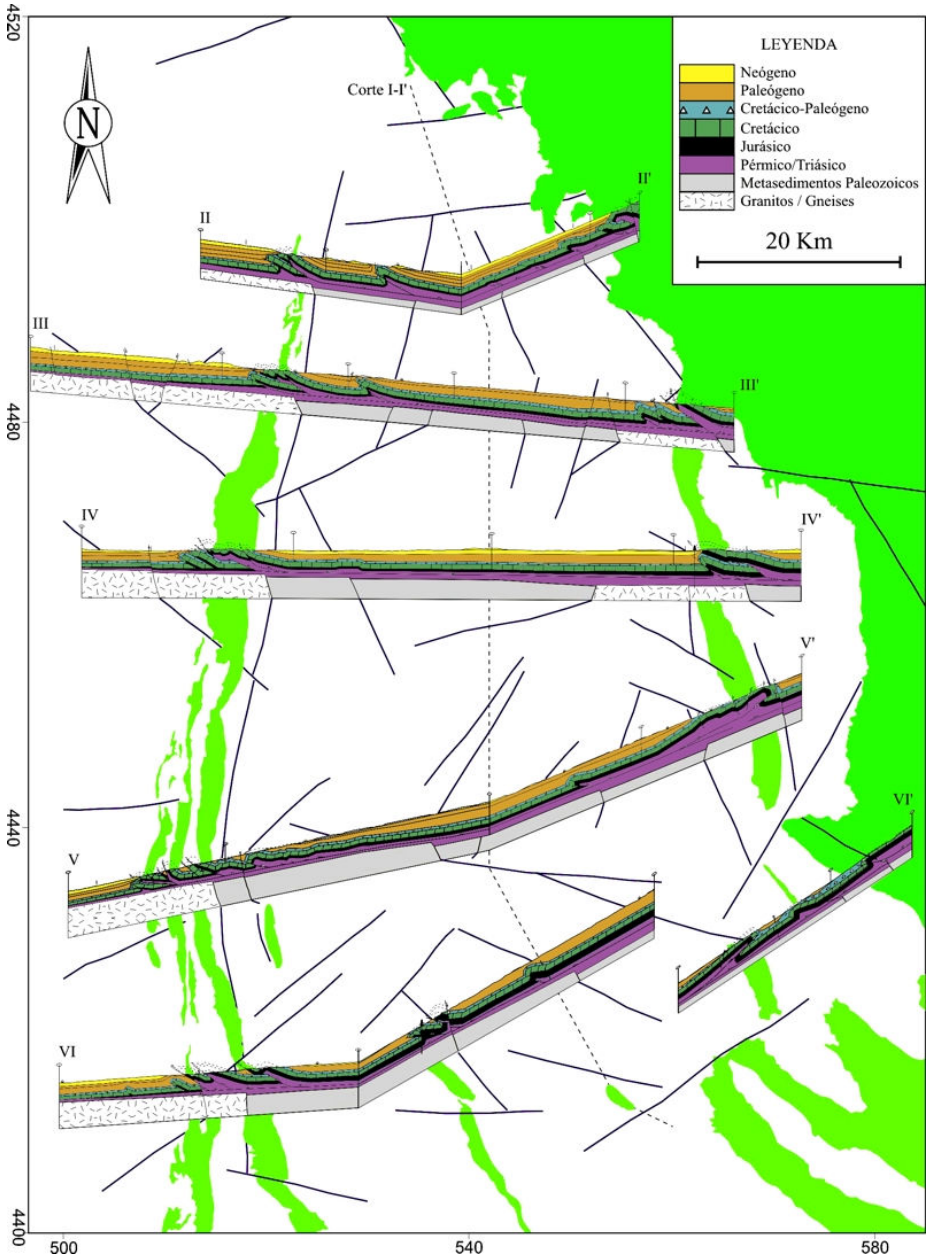


Figura 2.11: Cortes seriados de las Sierras de Altomira y Bascuñana y de la Cuenca de Loranca

Fuente: Muñoz Martín y De Vicente, 1998**.**

El límite con la Cuenca de Loranca o la Cuenca del Madrid (estructuras de la Sierra de Bascuñana y de la Serranía de Cuenca) coincide con el final del área de la Cadena Ibérica en la que el zócalo está involucrado en la deformación (Fig. 2.5, corte 11), al O y SO de este límite, las estructuras afectan exclusivamente la cobertera mesozoica y terciaria a partir del Keuper.

En el Sector de enlace con el Sistema Central (IGME, 1982), entre el extremo NO de la este sector de la cadena y el anticlinal de Sigüenza. Predominan claramente los pliegues NE-SO, de dirección similar a los cabalgamientos del Sistema Central.

En la mitad sudoeste de la unidad, predominan los afloramientos de materiales del Cretácico superior, los materiales pretectónicos más recientes, a unas cotas entre 1400 y 1800 m (1830 en la Muela de San Juan, al O de Albarracín), lo que muestra el bajo nivel de erosión que ha experimentado este sector de la cadena, a pesar de la altura que ha alcanzado. Hacia el SE, en las áreas costeras, la erosión es mayor, debido al encajamiento de la red fluvial que desemboca en el Mediterráneo.

C.1.1.4 La Sierras de Altomira y Bascuñana. La Cuenca de Loranca

Son dos conjuntos de alineaciones de afloramientos mesozoicos de dirección media N-S y relieves moderados (altura máxima de 1180 m en Altomira y 1388 m en la de Bascuñana) que se sitúan en el borde oriental de la Cuenca de Madrid y que constituyen el límite SO de la Cadena Ibérica (Fig. 2.7 y Fig. 5.10). Su límite occidental con la Cuenca terciaria de Madrid es un cabalgamiento con un salto vertical de más de 1500m respecto a la cobertera mesozoica indeformada (Querol. 1983). Por el E, la Sierra de Altomira limita con la Cuenca terciaria de Loranca, cuyos sedimentos paleógenos y neógenos se encuentran adosados mediante discordancias angulares y/o progresivas a los materiales mesozoicos de su flanco oriental. Esta cuenca es a su vez cabalgada en el E por la Sierra de Bascuñana, que consiste en un anticlinorio de unos 50km de longitud, en el que afloran materiales jurásicos y cretácicos, de dirección NNE-SSO, que se extiende desde el NE de Priego hasta el N de Cuenca. Tiene un salto vertical de más de 1400m (sondeo de Torralba. Querol, 1983). La Sierra de Bascuñana limita hacia el E con los sedimentos terciarios de la Cuenca de Mariana.

En ambas sierras la cobertera mesozoico-paleógena se caracteriza por presentar una deformación de tipo compresivo, con pliegues y cabalgamientos de direcciones principales N-S a NO-SE. Esta deformación no se encuentra uniformemente repartida, sino que se distinguen unos cinturones donde se encuentra muy concentrada, de otras zonas con nula o muy baja deformación (Cuenca de Madrid y mitad septentrional de la Cuenca de Loranca). Tanto la Sierra de Altomira como la de Bascuñana consisten, básicamente, en sistemas imbricados de cabalgamientos de “piel fina”, aunque como

se mencionó en el apartado anterior, el extremo occidental de la Sierra de Bascuñana llega a implicarse el basamento. Las secuencias de propagación son hacia el antepaís relativo situado al O. En ellos, por regla general, las fallas más antiguas se encuentran afectadas por los nuevos cabalgamientos que avanzan hacia el antepaís relativo indeformado (Cuenca de Madrid).

La mayor parte de las estructuras longitudinales compresivas se encuentran segmentadas lateralmente por una serie de zonas de deformación compleja relativamente estrechas que se caracterizan por presentar pliegues oblicuos a la dirección general de las estructuras y vergencias variables, así como fallas en dirección. Estas zonas de deformación compleja constituyen las zonas de transferencia que sirven de enlace a sectores de los cinturones de pliegues y cabalgamientos con características estructurales y grados de acortamiento diferentes.

En la mayor parte del borde oriental de la Cuenca del Tajo la geometría del techo del basamento se caracteriza por una geometría bastante plana, y sólo está modificada por una serie de tallas normales, anteriores a la deformación compresiva terciaria, que controlan los cambios en los en los espesores de los materiales triásicos. Estas fallas presentan orientaciones variadas y al contrario de lo que sucede en la Cordillera Ibérica, no son dominantes las de dirección NO-SE. Así se han distinguido tres zonas en función de las litologías, así como de la geometría y del grado de fracturación que presenta su techo: bloques de la Cuenca de Madrid, de Valdeolivas y de Cuenca (Muñoz Martín, y Casas Sainz, 1997). Los dos primeros se encuentran limitados entre sí por la falla de Sacedón. Mientras que el límite entre estos dos bloques y el de Cuenca lo constituye la zona de falla de Tarancón. Las fallas del basamento controlan la variación de los espesores de los materiales triásicos y jurásicos. La falla de Sacedón (en el basamento) es subparalela a la Sierra de Altomira. Esta nucleación, sin embargo, no está acompañada de un proceso de inversión tectónica del basamento bajo la Sierra de Altomira. hecho que sí debe haberse producido en el límite N de la Cuenca de Loranca (falla de Huertapelayo), así como en el borde de la Cordillera Ibérica, tal y como muestran los modelos gravimétricos (Perucha *et al*., 1995: Muñoz Martín y De Vicente, 1998).

El acortamiento calculado para la cobertera mesozoico-paleógena, asociado a las estructuras compresivas (Fig. 2.11), oscila entre los 7,3 y los 16,0 km El valor de

acortamiento es máximo en los sectores centrales de la Sierra de Altomira y de Bascuñana, donde los cabalgamientos y los pliegues tienen una orientación bien definida N-S. Desde estos sectores centrales, el acortamiento disminuye de un modo desigual hacia ambos extremos: hacia el N esta disminución es drástica y se relaciona con un amortiguamiento de la deformación, llegando a desaparecer las estructuras compresivas N-S a la altura de Trillo.

La evolución tectónica posterior (compresión NO-SE) se registra básicamente a nivel microestructural y en algunos pliegues de poco recorrido, asociados a desgarres que afectan hasta el Mioceno superior (Fm caliza del Páramo) en las proximidades de Trillo. Cabe también señalar la abundancia de estructuras de paleosismicidad en las terrazas cuaternarias del Río Tajo, entre Trillo y el embalse de Entrepeñas (Giner, 1996).

C.1.1.5 Estructura general contractiva de la Cadena Ibérica

La descripción de las diversas unidades de la Cadena Ibérica que acaba de exponerse, muestra las relaciones que hay entre ellas, relaciones que a veces son de pura continuidad, como, por ejemplo, en el caso de la Rama Aragonesa con la Unidad de Cameros y la Cuenca de Almazán.

La mayor parte del edificio orogénico de la Cadena Ibérica involucra la cobertera mesozoica y cenozoica y el zócalo varisco; solamente las unidades externas más meridionales (la Sierra de Altomira, la Cuenca de Loranca y una franja en el borde sur de la Rama Castellano-valenciana) involucran exclusivamente la cobertera.

La dimensión kilométrica de los anticlinales de núcleo varisco de las Ramas Aragonesa y Castellano-valenciana implica un nivel de despegue en el interior de la corteza, pero esto no excluye que el cabalgamiento basal -o los cabalgamientos- de la Cadena Ibérica acabe llegando al Moho.

La megaestructura de la Cadena Ibérica muestra, en mapa, dos partes diferenciadas que se imbrican. La parte más oriental presenta una estructura en dos grandes anticlinorios -a veces más bien *push-ups*- separados por el sinclinorio de Almazán; el anticlinorio septentrional, que incluye la Unidad de Cameros y la Rama Aragonesa, se desdibuja hacia el SE; el anticlinorio meridional incluye la Rama Castellano-valenciana y su

enlace con el Sistema Central; el sinclinorio de Almazán se extiende desde la Fosa de Teruel, al SE, hasta la Cuenca de Almazán, al NO, donde es cabalgado por las estructuras del N de la Rama Castellana y su enlace con el Sistema Central. Estas megaestructuras no existen al E de la Fosa de Teruel, donde las estructuras de la Cadena Costera Catalana se continúan en la Zona de Enlace y cortan las estructuras de la Rama Aragonesa; además, hay un paralelismo entre las estructuras del SO de la Zona de Enlace y de las de la Rama Castellano-valenciana.

Los límites de la Cadena Ibérica con sus cuencas de antepaís son siempre cabalgantes. Hacia el O, más allá de La Denmanda, aunque pueda reducirse fuertemente su salto, el Cabalgamiento de Cameros debe separar el área de materiales deformados, bajo los sedimentos postectónicos de la parte oriental de la Cuenca del Duero, tal como muestran los datos de subsuelo (ITGE, 1990, documento PL-123); puede acabar entroncando con el cabalgamiento del borde N del Sistema Central la transversal de la Unidad de Cameros, donde el Cabalgamiento de Cameros tiene la flecha mayor, es donde la Cadena Ibérica es más estrecha y su deformación interna menor; a medida que la flecha del cabalgamiento disminuye hacia el sudeste, aumenta la anchura de la cadena, principalmente por el aumento de la anchura de la Rama Castellano-valenciana al tiempo que aumenta la deformación interna, y aparece la Zona de Enlace: podría haber una compensación del acortamiento entre ambas zonas. El acortamiento de la cadena en la transversal que determinan los cortes 9 y 10 (Fig. 2.5) es de 66 km (Guimerá *et al*., 2004); en la transversal de Teruel, a partir de un perfil cortical de gravedad de Salas y Casas Sainz (1993), Guimerá *et al*. (1996) y Salas *et al*. (2001) realizaron un balance cortical, por comparación del perfil con su restitución a finales del Mesozoico, con el que estimaron un acortamiento de 75 km ± 12 km para el acortamiento terciario de la Cadena Ibérica.

Las áreas que han experimentado una erosión mayor son la Unidad de Cameros y la Rama Aragonesa (que constituyen el anticlinorio septentrional mencionado). Dicha mayor erosión parece ser consecuencia del levantamiento de la lámina cabalgante que forman esas unidades como resultado de su ascensión sobre la rampa del bloque inferior del Cabalgamiento de Cameros (cortes 9, 11 y 13 de la Fig. 2.5), como lo indica el hecho que los materiales miocenos inferiores de la Cuenca de Calatayud, afectados por cabalgamientos, descansen sobre materiales del zócalo varisco. El relieve

de la Zona de Enlace alcanzó unas cotas similares a las actuales hacia el final de la contracción terciaria; vistas las similitudes de relieve y materiales conservados entre esta unidad y la mayor parte de la Rama Castellano-valenciana, y teniendo en cuenta que la erosión de la Unidad de Cameros y la Rama Aragonesa se produjo también durante la contracción terciaria, el relieve general de la Cadena Ibérica debió de alcanzarse hacia finales de esta deformación. La preservación de este relieve, alcanzado en el Mioceno, es consistente con la preservación del engrosamiento cortical alcanzado en la misma época, y ambos son resultado de la contracción terciaria.

C.1.1.6 La tectónica extensional neógena-cuaternaria en la Cordillera Ibérica

La tectónica de la Cadena Ibérica posterior al Mioceno inferior está vinculada a la de todo el margen oriental de Iberia. Se caracteriza por la aparición de una importante red de fallas extensionales, en su mayoría posteriores al Mioceno medio y superpuestas a las estructuras compresivas dominantes, generalmente con direcciones oblicuas a las de éstas. Dicha tectónica extensional es consecuencia del mismo proceso de *rifting* que originó el Surco de Valencia (Alvaro *et al*., 1979; Simón, 1982). Durante el Oligoceno y Mioceno este *rifting* fue propagándose de N a S (Vegas *et al*., 1979). La extensión fue asimismo avanzando desde las partes internas del Surco de Valencia hacia el interior de la península, tal como queda registrado en los sedimentos que rellenan las cuencas marinas y continentales creadas por ella (Fig. 5.12b). Unas y otras están controladas por fallas normales de direcciones dominantes NNE-SSO y NO-SE, que en gran medida representan la herencia de estructuras compresivas activas en las épocas anteriores, y que sufrieron inversión negativa o nuclearon estructuras extensionales durante el Neógeno y Cuaternario.

En todo este proceso cabe distinguir tres etapas, cada una de las cuales tiene un grado distinto de incidencia sobre la región y matices diferentes en cuanto a régimen de esfuerzos y estilo de deformación.

- **Mioceno inferior.**
- **Mioceno superior.**
- **Plioceno superior-Cuaternario.**

En esta última etapa se produce el hundimiento generalizado del graben del Jiloca

(Simón, 1989), el más interior de todos los mencionados, lo que supone un avance en la propagación tierra adentro de la deformación extensional.

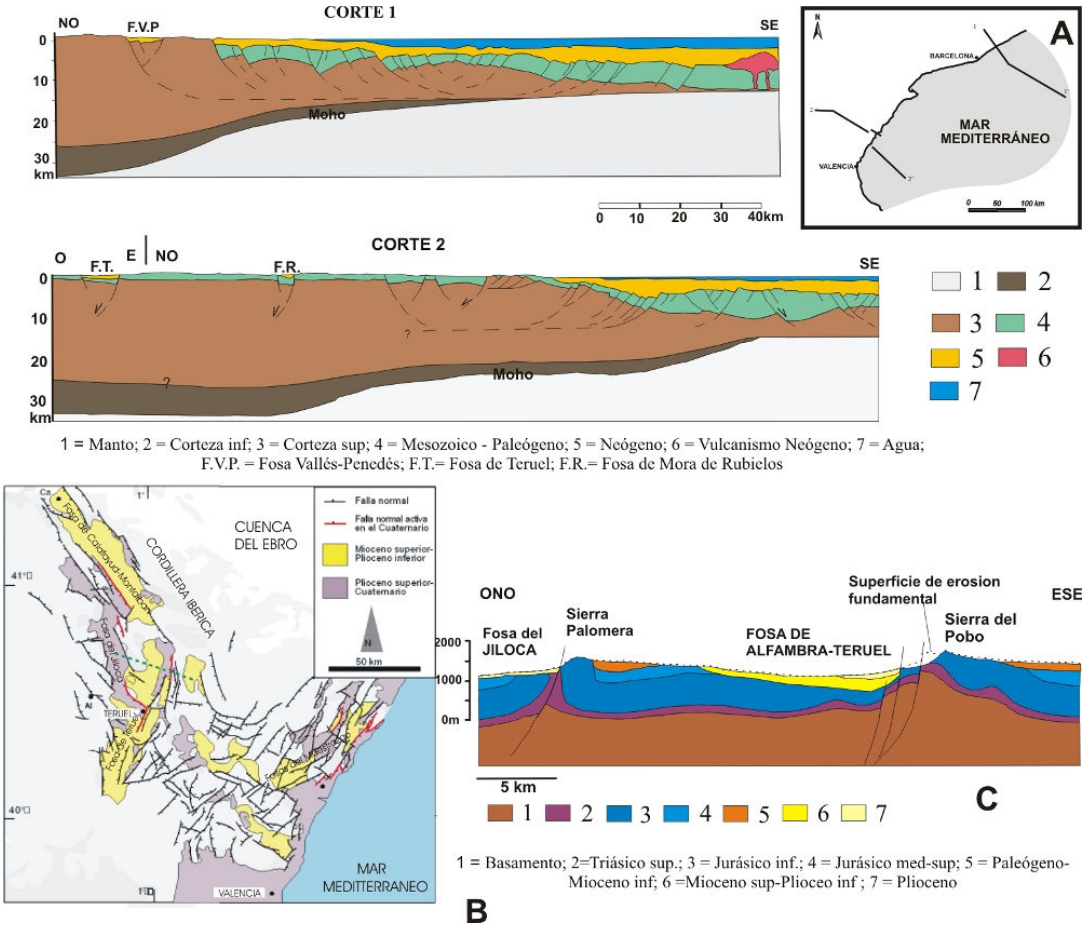


Figura C.2.12: A) Mapa de situación y cortes geológicos del Surco de Valencia B) Mapa de las principales estructuras extensivas neógenas del la Cadena Ibérica C) Corte geológico de las Fosas de Teruel y del Jiloca.

Fuente: Roca, 2001. Simón, 1982.

El graben del Jiloca tiene una dirección NNO-SSE, aunque sus límites están determinados por fallas NO-SE dispuestas en relevo. No sigue, por tanto, la dirección dominante de las fosas anteriores, sino otra que indicaría la existencia de trayectorias regionales de la máxima extensión más próximas a ENE-OSO. Las fallas con mayor salto, al igual que ocurre en la fosa de Teruel, son las que van relevándose en borde su oriental: Fallas de Calamocha, Sierra Palomera y Concud (ver Figs. 2.12 b y c), En realidad, en esta misma época se reactivan fallas de direcciones muy variadas. Esta culmina su elaboración entre el final del Mioceno y el comienzo del Plioceno superior,

según los sectores (Simón, 1982; Gracia *et al*., 1988), en un periodo de calma tectónica relativa que separa las etapas extensionales segunda y tercera.

Este estilo de macroestructuras es coherente con el tipo de campo de esfuerzos que se ha reconstruido para esta última etapa a partir de poblaciones de microfallas, y que es inequívocamente un campo de extensión próximo a radial (Simón, 1982, 1989; Arlegui y Simón, 1998; Cortés, 1999; Liesa, 2000). No obstante, el patrón regional de esfuerzos dibuja un campo complejo, inhomogéneo en el espacio y en el tiempo, que parece ser resultado de la superposición de varios mecanismos tectónicos heredados en parte de etapas anteriores (Simón, 1989, 1990):

- Compresión N-S causada por la convergencia entre Europa, Iberia y África.
- Extensión relacionada con el rifting del margen oriental de Iberia, en un régimen que, a finales del Neógeno, se hace más "radial" y sugiere, por tanto, la participación de una cierta componente de abombamiento (*doming*) cortical (Simón, 1982). Este es el mecanismo dominante que determina los rasgos principales del campo regional de esfuerzos. En él las trayectorias de máxima extensión pierden definición respecto a las de campo mioceno, y son frecuentes los intercambios de ejes de esfuerzos y las perturbaciones locales provocadas por fallas, a todas las escalas. No obstante, debido a la superposición de la componente compresiva del campo tiende a mantenerse una dirección de mínima extensión horizontal en tomo a N-S y NO-SE (Herraíz *et al*., 2000).

La Cuenca del Ebro fue también afectada durante el Neógeno por este mismo campo compresivo-extensional. A consecuencia de él se formaron, a escala cartográfica, densos campos de fallas normales conjugadas de direcciones N-S (área de las Bardenas; Gracia y Simón, 1986; Arlegui y Simón, 1997) y ONO-ESE (Monegros; Arlegui *et al*., 1994; Arlegui y Simón, 2001), aunque todas ellas con desplazamientos muy pequeños (métricos o, a lo sumo, decamétricos).

El mismo régimen tectónico se mantiene durante todo el Cuaternario, produciendo la reactivación de fallas normales en prácticamente todos los márgenes de las fosas neógenas de la Cadena Ibérica y, de forma más localizada, en algunas áreas de la Cuenca del Ebro.

El campo extensional neógeno-cuatemario continúa activo en la actualidad, como demuestran los tensores de esfuerzos inferidos de conjuntos de mecanismos focales (CSN, 1998; Herraiz *et al*., 2000; Stich *et al*., 2003) que se asocian a fallas normales y alineaciones epicentrales NO-SE e indican una extensión NE-SO similar a la detectada durante el Cuaternario en la Fosa del Jiloca.

C.1.2 LAS CADENAS SIN COBERTERA DEL CENTRO PENINSULAR

Constituyen las elevaciones del basamento varisco en el interior de la meseta y en cierto modo en sus bordes si se considera la parte varisca de los Montes Cantábricos. En principio fueron considerados como horst gigantescos que habían permanecido elevados a lo largo de toda su historia, como restos de orogenias antiguas. Por contraposición, las grandes Cuencas del Duero y del Tajo representaban un hundimiento paulatino durante el Terciario. En este esquema de tectónica vertical no se establecía ninguna relación con las orogenias alpinas marginales de la Península Ibérica. No obstante algunos investigadores ya intentaron relacionar estos relieves con las cordilleras alpinas (Argand, 1922; Staub, 1926) y se daba el hecho de que, paradójicamente, se habían descrito fallas inversas en el contacto entre las cuencas y las elevaciones del basamento (Birot y Solé Safaris, 1954). Esta imagen de *horst* y *grabens* amplios para el interior de la Meseta ha perdurado mucho tiempo, hasta la acepción del concepto de Placa Ibérica y de un esquema coherente para sudefromación intraplaca (Vegas y Banda, 1982).

C.1.2.1 El Sistema Central

El Sistema Central Español (Figs. 2.4 y 2.12 a) es el relieve más importante del interior de la Península Ibérica, con un recorrido NE-SO superior a los 300 km y un salto vertical acumulado durante el Cenozoico de más de 5000 m, junto con las Sierras de Gata, y las de la Estrella y Montejunto, en Portugal, forman un sistema escalonado de cadenas NE-SO que produce una alineación montañosa ENE-OSO de más de 700 km de longitud, desde Lisboa a Sigüenza. Desde el punto de vista tectónico se puede considerar como una cadena intraplaca de piel gruesa, polifásica y de doble vergencia (estructura en *pop-up*), en la que el basamento aparece claramente implicado en la deformación.

Posee dos sectores bien diferenciados, cuyo límite coincide con una serie de fallas transversales de direcciones entre N30 y N-S (Figs. 2.13 a, b y c). El sector occidental corresponde a las sierras de Gredos y de La Paramera, con cabalgamientos mayoritariamente E-O muy segmentados, y el sector occidental que se asocia a los relieves de Guadarrama-Somosierra, con cabalgamientos NE-SO que, hacia el límite con el sector occidental tienen una dirección NNE-SSO.

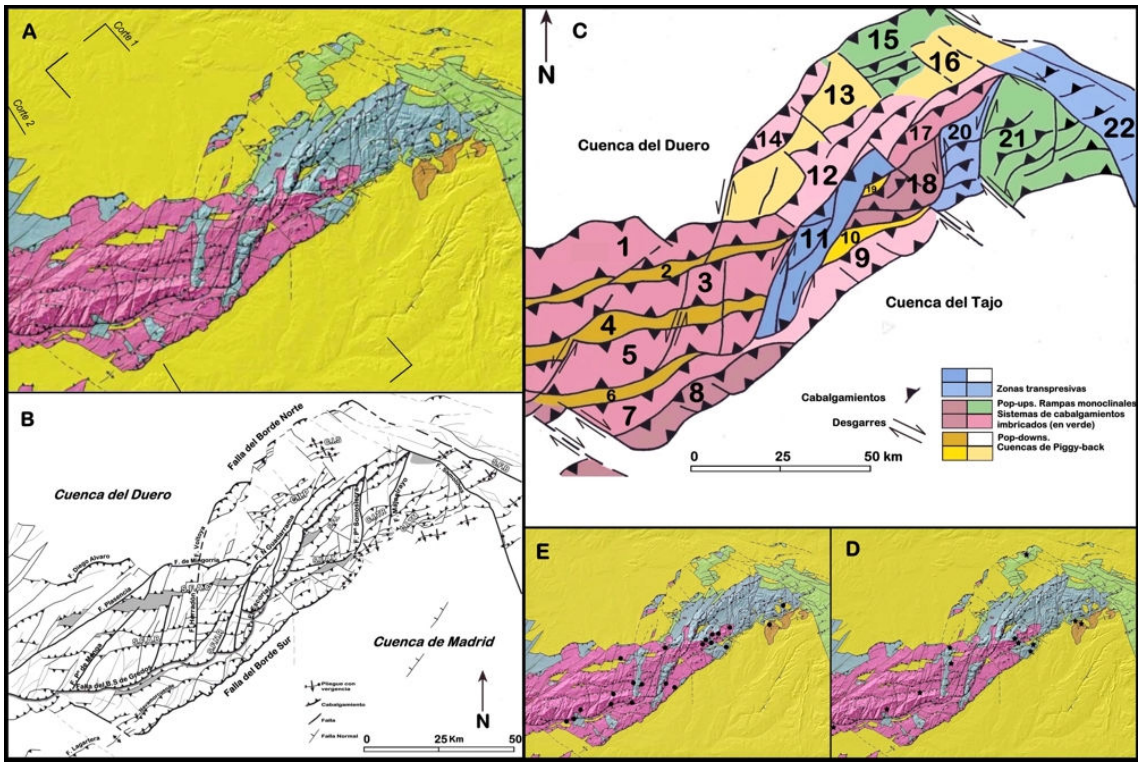


Figura C.2.13: A) Esquema estructural del Sistema Central. B) Principales fallas cenozoicas. C) Unidades tectónicas del Sistema Central. D) Situación de muestras con huellas de fisión en apatitos con actividad durante el Paleógeno-Mioceno inferior E) Situación de muestras con huellas de fisión en apatitos con actividad durante el Mioceno superior-Plioceno.

Fuente: De Bruijne, 2001.

En la Fig. 2.13 c se representan en tonos rosas, estructuras en *pop-up*. En tonos amarillos, *pop-downs* y cuencas *piggy-back*. En tonos verdes, cabalgamientos imbricados. En tonos azules, zonas transpresivas

La cadena se corresponde en profundidad con un engrosamiento de la corteza de 5 km,

si bien la Corteza Superior aparece elevada hasta 2,5 km (Suriñach y Vegas, 1988) reflejando la estructura general en pop-up del Sistema Central (Fig. 2.14). En esta cadena y en el Sistema Central han quedado registrados varios eventos de deformación terciarios (De Vicente, 1988), que son también observables como discordancias mayores en las Cuencas sedimentarias circundantes del Duero al N y del Tajo al S (Calvo *et al*., 1995).

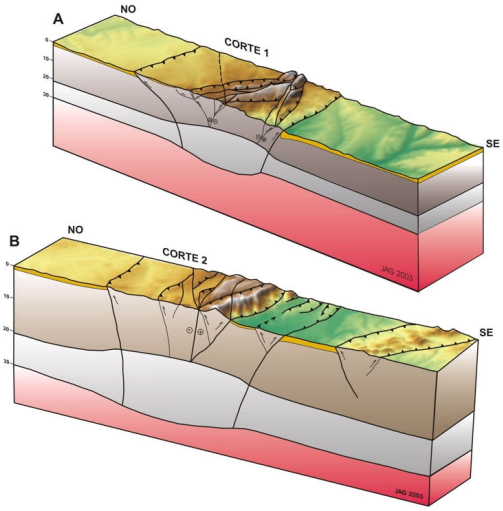


Figura C.2.14: Cortes geológicos del Sistema Central (Fig. 5.15 a).

Fuente: SGE-IGME, 2004; *Geología de España*

En amarillo, se representan las cuencas cenozoicas, en gris oscuro, la corteza superior y en gris claro, la corteza inferior.

La mayor parte de los contactos variscos (entre granitos y rocas metamórfícas, o entre distintas unidades metamórfícas) han sido reactivados como fallas frágiles durante la deformación alpina y compartimentan distintos estilos de deformación. Así, la Zona de Cizalla de Berzosa, es subparalela a la Falla sinistrorsa terciaria (con movimiento hasta el Plioceno) del Puerto de Somosierra y la Falla terciaria de El Escorial toma el límite E del macizo metamórfico de Santa Maria de la Alameda.

Cuando el basamento es homogéneo las estructuras de deformación desarrolladas son, fundamentalmente de tipo *pop-up* anchos y *pop-down* estrechos (De Vicente y González Casado, 1991). De este modo, se puede hablar de una cierta tectónica de "piel fina" en sectores como Sepúlveda o Tamajón-Hiendelaencína en los que la esquistosidad

principal varisca juega un papel determinante a la hora de acomodar la deformación alpina, permitiendo que el bloque de techo se pliegue, dando lugar a la aparición del característico relieve de cuestas en el tegumento, lo que es menos frecuente sobre basamento granítico (Fig. 2.13 b y c)

Aunque la deformación parece haber comenzado antes en Gredos en relación con el Antepaís Pirenaico, el cabalgamiento N80E que pone en contacto el borde S de Gredos con el pop down del Tietar muestra actividad pliocena (De Bruijne, 2001).Por otro lado, en la zona centro-oriental de la cadena, con cabalgamientos NO-SE, aparecen sectores cuyo movimiento más importante parece haber finalizado en el Mioceno inferior (Segovia, Santa María de la Real de Nieva, Honrubia, Sepúlveda, Sierra de la Pela), lo que les asemejaría más a la Cadena Ibérica y al Antepaís Pirenaico. En cualquier caso, resulta arriesgado simplificar la evolución de las deformaciones terciarías en el Sistema Central mediante un esquema que se centre en la orientación de los cabalgamientos (E-O, pirenaicos y NO-SE, "béticos").

Estructura de la corteza. Dada la ausencia de perfiles sísmicos profundos en el Sistema Central, la descripción de la estructura de la corteza debe fundamentarse en sus rasgos gravimétricos.

Tanto al S como al N de estas dos macroestructuras, y a una distancia media de 40 km se observan otras dos zonas de gradiente subparalelas, situadas en las dos cuencas de antepaís relativo (Tajo y Duero), que limitan los principales hipocentros en ambas. El carácter de estas zonas de alto gradiente (denominados Falla de Olmedo y Tajuña) parecen corresponderse con un cabalgamiento de carácter cortical vergente al S en el borde N y con el límite septentrional de la flexión antiformal del Páramo, que se corresponde con fallas formales en superficie, y fallas inversas en profundidad tal y como muestran los datos de sismicidad instrumental (Giner, 1996; Van Wees *et al*., 1996; Andeweg *et al*., 1999).

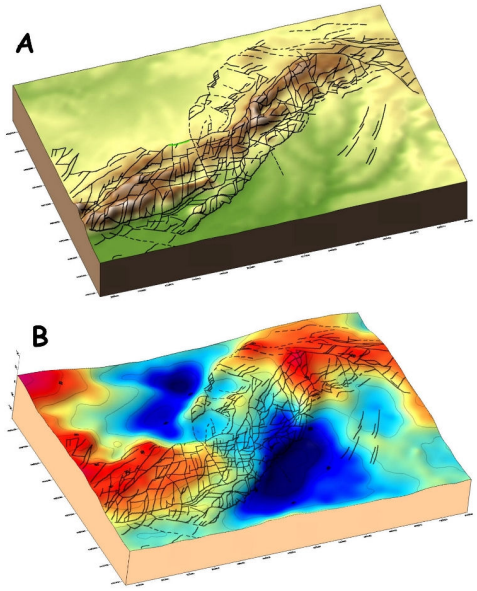


Figura C.2.15: Bloques diagrama del Sistema Central vistos desde el SO. A) Topografía y fallas principales. B) Anomalía isostática residual (ver anexo C) y fallas principales.

Fuente: SGE-IGME, 2004; *Geología de España*

Dentro del bloque de Corteza Superior levantado en que consiste el Sistema Central, destacan otras zonas de alto gradiente en el mapa de AIR de dirección E-O y NNE-SSO. Estas bandas compartimentan una serie de bloques levantados y hundidos que tienen una buena correlación con los datos estructurales de superficie y con la topografía. Una de las zonas de alto gradiente coincide con la Falla del Borde S de Credos, y con el escalón topográfico asociado a este cabalgamiento cortical de vergencia S. Esta zona de alto gradiente enlaza con otra de dirección NE-SO a lo largo del sistema de Fallas de El Escorial, si bien este gradiente presenta una menor magnitud. Otra banda de dirección E-O atraviesa todo el Sistema Central, desde la Falla de Diego Álvaro y la Falla de Mingoma (que supone el cabalgamiento sobre la Cuenca del Duero) hasta enlazar con el Sistema de Fallas del Alto de Manzanares y del Sistema de Fallas de Tamajón. Esta banda atraviesa todo el pop-up de Guadarrama, que además, supone el cambio de vergencia de los sistemas de fallas asociados a esta zona de alto gradiente.

Hacia el E, se desarrolla una importante banda de alto gradiente de dirección N-S cuya traza coincide con la Falla del Puerto de Somosierra, y que limita una zona de máximos

al E de una zona de mínimos al O. Este gradiente está relacionado, tanto con el salto alpino de la Falla del Puerto de Somosierra, como con el cambio de naturaleza del basamento varisco.

C.1.2.2 El Sector de Enlace con la Cadena Ibérica

El extremo noroccidental de la Rama Castellano-valenciana de la Cadena Ibérica se caracteriza por la presencia de una serie de pliegues con direcciones similares a las del Sistema Central (Fig. 2.13 a, b y c), NE-SO, escalonados, de poco recorrido (menos de 10 km) y polaridad S (Riba de Santiuste, Sigüenza) asociados a cabalgamientos del basamento en sus flancos meridionales. Estas estructuras compresivas aparecen limitadas al note por el Sistema de Fallas de Barahona y al sur por la Falla de Somolinos - de directrices ibéricas (NO-SE) y con movimiento principal dextrorso,-que ha sido considerada tradicionalmente como el límite entre la Cadena Ibérica y el Sistema Central. En conjunto, estas estructuras definen una zona de cizalla transpresiva que parece terminar contra el cabalgamiento del borde N. del Sistema Central en el Macizo de Honrubia. La Falla de Somolinos muestra también, sobre todo en las zonas con orientación más ESE, claros componentes inversos, como en la Sierra de la Pela, donde cobija una pequeña cuenca terciaria separada de la de Almazán por el cabalgamiento del bloque N y sin relación al relieve actual.

Esta zona de cizalla transpresiva (sistema Barahona-Somolinos) limita además, ya dentro del Sistema Central, una zona triangular (21 en Fig. 2.12 c) que comprende la Sierra del Alto Rey y el Macizo de Hiendelaencina y está limitada hacia occidente por otra zona transpresiva (Retrocabalgamientos de Tortuero) de orientación N-S y sentido de movimiento sinistroso, entre el Sistema de Fallas de Majaelrayo y la Falla del Puerto de Somosierra. La intersección de ambas zonas de cizalla transpresivas constituye el vértice NO de esta Zona Triangular, cuyo lado S corresponde al borde nororiental de la Cuenca de Madrid. Por su parte, este límite se estructura en una serie de cabalgamientos imbricados en el basamento (Zona de Cabalgamientos Imbricados de Tamajón), y de pliegues de propagación de falla que afectan a un tegumento mesozoico relativamente potente y a sedimentos paleógenos del borde de la cuenca, indicadores de un claro transporte tectónico hacia el SE. Lateralmente, los cabalgamientos giran progresivamente hasta situarse N-S en el límite occidental (zona de Tamajón), y NO-SE en el contacto con la Cadena Ibérica, a la vez que pierden salto vertical.

En cuanto a la edad de la deformación, la presencia de grandes láminas de conglomerados del Eoceno medio-superior, que rellenan la Cuenca de Madrid provenientes del Sistema Central (Arribas, 1991), indican un levantamiento simultaneo que ha sido cuantificado mediante análisis de huellas de fisión en algo menos de 1000 m (De Bruijne, 2001). En este contexto, a lo largo de este sector del borde S, durante el Oligoceno medio - Mioceno inferior (?) se desarrollaron una serie de pliegues escalonados que dieron lugar a pequeñas depresiones locales rellenas de abanicos aluviales inmaduros, indicando un movimiento sinistrorso del contacto Sistema Central-Cuenca de Madrid (De Bruijne *et al*., 2001) (Fig. 2.13 d). Los esfuerzos asociados son claramente "ibéricos" (De Vicente *et al*., 1996) y no produjeron levantamientos diferenciales significativos hasta el Mioceno inferior. Los datos de huellas de fisión indican la ausencia de deformación en este sector del borde S. durante el Mioceno medio, lo que se reflejaría en la menor potencia de la serie neógena respecto a la paleógena, según los perfiles sísmicos y los sondeos realizados en la cuenca (Querol, 1983). De este modo, la evidente homogeneización de las facies Aragonienses (Calvo *et al*., 1995) a lo largo de toda la Cuenca de Madrid indicaría un periodo de arrasamiento sin construcción generalizada de nuevas estructuras.

Las características de los materiales metamórfícos del basamento, con abundantes cuarcitas, posibilitó además el desarrollo de una serie de abanicos aluviales tipo "raña" durante la reactivación tectónica del Mioceno superior - Plioceno (Fig. 2.13 e), lo que constituye otra de las características de este tramo del Sistema Central hasta la Falla del Puerto de Somosierra. La disposición espacial de estos materiales, que solapan expansivamente la mayor parte de las estructuras compresivas, indica que sólo algunas de las estructuras activas en la etapa anterior se reactivaron.

En el extremo nororiental del Sistema Central, las zonas de Cabalgamientos imbricados de Tamajón y de Sepúlveda presentan unas características estructurales y de evolución tectónica terciaria muy similares, aunque en este último caso la polaridad es hacia el NO y no muestran actividad pliocena. La zona de cabalgamientos imbricados de Sepúlveda (15 en Fig. 2.13 e), con pliegues en el tegumento mesozoico, termina hacia el NO, ya en el Macizo de Honrubia, en el cabalgamiento del borde N del Sistema Central, donde vuelve a aflorar el basamento. De nuevo, la superficie basal de despegue de la estructura imbricada debe localizarse en la Corteza Superior (De Vicente *et al*., 1996- Van Wees *et*

al., 1996).Sin embargo, el gradiente gravimétrico de la falla del borde N es similar al del S, por lo que probablemente este sistema de cabalgamientos más superficial se une a otra estructura más profunda (Fig. 2.14). El salto vertical de estos cabalgamientos aumenta hacia el S, hasta la Falla del borde N de Somosierra, donde se superan los 1000 m. Los datos de huellas de fisión indican que el momento de mayor actividad de estas estructuras tuvo también lugar durante el Mioceno Inferior (De Bruijne y Andriessen, 2002), lo que resulta congruente con la escasa relación con la actual morfología del borde N del Sistema Central. El mayor gradiente topográfico se observa más al S en relación con la Falla N de Somosierra, que dado su salto y su recorrido, debe enraizarse en niveles más profundos de la Corteza.

C.1.2.3 Somosierra y Guadarrama

El sector intermedio del Sistema Central abarca las Sierras de Guadarrama y Somosierra, así como otra serie de relieves menores asociados a las Fallas de los bordes N y S. La cuerda de Somosierra consiste en un *pop-up* que pierde altura en su contacto con la Falla de Somolinos. En este sector el mayor salto en la vertical corresponde al cabalgamiento del borde N de la cuerda de Somosierra que constituye en contraposición al sistema de cabalgamientos de Sepúlveda, el límite morfológico del Sistema Central. Hacia el S, la Falla del Puerto de Somosierra limita dos zonas diferentes. Al E, la ya mencionada zona de retrocabalgamientos de Tortuero (20 en Fig. 2.13 c) y al O, entre Somosierra y el *pop-up* de Cabeza del Hierro, una zona relativamente deprimida y de menores contrastes topográficos.

La zona de Tortuero-Valdesotos, en el borde S resulta especialmente ilustrativa respecto al estilo de deformación alpino y su acomodación en el basamento. La Falla del borde S no llega a aflorar, deduciéndose un pliegue de propagación de falla, a partir de la cartografía del flanco delantero del tegumento (Mesozoico y tramo inferior del Paleógeno), de orientación N60 en el área de El Pontón de la Oliva-Valdepeñas de la Sierra (Corchon, 1974; IGME, 1990 b). Esta estructura del borde S aparece cortada por dos retrocabalgamientos con polaridad N, al E el de tortuero con dirección E-O y el del Arroyo de San Vicente al O, con dirección N40. La traza de este último cambia progresivamente a N-S, constituyendo en realidad la terminación meridional de la Falla del Puerto de Somosierra. Desde esta geometría cabe deducir un transporte tectónico hacia los N150. Al N de Tortuero, sin embargo, aparecen una serie de cabalgamientos

de polaridad N que terminan en la Falla del N de Somosierra. El *pop-up* de Somosierra (17 en Fig. 2.13 c) pasa hacia el O, en el contacto con la Sierra de Guadarrama, a una estructura más compleja que consiste en dos *pop-ups* separados por el *pop-down* del Lozoya (19 en Fig. 2.13 c) y que cobija las mayores cotas de los sectores intermedio y oriental del Sistema Central.

. El escaso relieve del bloque de techo de esta falla podría indicar una mayor actividad paleógena en el contexto de un levantamiento terciario más o menos continuo. Sólo el sector más próximo al Sistema de Fallas de El Escorial (11 en Fig. 2.13 c) muestra un claro pulso Mioceno superior - Actualidad.

Al N de la Falla del borde S aflora un retrocabalgamiento que dibuja un pop-up de unos 10 km de anchura, que puede también continuarse hasta la Sierra de San Vicente (6 y 10 en Fig. 5.15 c), si bien aquí, la topografía es algo más pronunciada. Esta estructura aparece segmentada por fallas N110, dextrorsas y N20 sinistrorsas, que cambian progresivamente su orientación en los bordes del *pop-up*, hasta enlazar cartográficamente con los cabalgamientos N60E, lo que le confiere un aspecto en zigzag entrelazado que implica una dirección de acortamiento muy constante, según N150 (8 en Fig. 2.13c), a lo largo de todo el recorrido de la falla del borde S, como evidencian los análisis de paleoesfuerzos (De Vicente, 1988; De Vicente *et al*.. 1996 ; ENRESA, 1999).

Al E del *pop-down* del Alto Manzanares, el salto topográfico más importante del borde S se localiza, en la Sierra de Guadarrama, al N de la Falla del Escorial. Esta falla constituye el límite de un *pop-up* transpresivo sinistrorso de orientación N30, estructurado a favor de los contactos variscos entre las intrusiones graníticas y el macizo metamórfico de Santa María de la Alameda. Este conjunto de fallas NNE a N-S continúa hacia el E a través del Sistema de Fallas de Las Navas del Marqués-Robledo, hasta la Falla del Herradón y (Fig. 2.13a, b), una de las más espectaculares del segmento de Gredos y de todo el Sistema Central.

Sin embargo, sí que es un límite gravimétrico muy neto, similar aunque algo menor, al del borde S. Por lo que parece, el sistema de cabalgamientos mas someros termina en una falla que debe interesar buena parte de la corteza. El relieve no se recupera hasta el *pop-up* de Guadarrama. Al igual que sucedía en Sepúlveda, afloran por delante de este

una serie de cabalgamientos imbricados (de Pedraza) segmentados por fallas en dirección de orientación N140 y NNE (12 en Fig. 2.13 c).

C.1.2.4 Gredos

E1 nombre de Gredos se utiliza corrientemente para denominar el segmento occidental del Sistema Central Español (Fig. 2.13), aunque en sentido estricto corresponde a una de las alineaciones montañosas de esta división geográfica. Su estructura general es más sencilla que la de los sectores intermedio y oriental, debido probablemente a una naturaleza más homogénea del basamento, constituido fundamentalmente por materiales graníticos. En conjunto dibuja un pop-up de 80 km de anchura, que se subdivide en cuatro *pop- ups* secundarios (San Vicente, Gredos, La Paramera y Mediana. 8, 5, 3 y 1 en Fig. 2.13 e) de entre 10 y 20 km que limitan tres pop down (Tietar, Alto Alberche y Ambles. 6, 4 y 2 en Fig. 2.13 c) más estrechos (Fig. 2.14). Estas alineaciones de cuerdas de relieves y de altiplanicies se disponen en sentido E-O, excepto en el borde S de la Sierra de San Vicente, que presenta una dirección NE-SO. Lateralmente el pop-up de Gredos está limitado al E por una alineación de sierras de dirección próxima a NE-SO- Sierras de Malagón, Cuerda de los Polvisos, Sierras de San Martín-EI Escorial - que crea una clara diferenciación con el sector central de Guadarrama. Al O, las sierras y altiplanicies de Gredos aparecen también limitadas por otra alineación de sierras con dirección NE-SO Candelario, Villanueva, Barco de Ávila- en cuyo interior se continúa el gran dique de Plasencia en forma de una alineación deprimida, valle del Jerte, depresión de El Barco de Ávila. En conjunto los bordes NE-SO y E-O de este sector occidental de Gredos dibujan un paralelogramo extendido en dirección próxima a E-O que contiene los relieves en altura creciente hacia el S, 1700 m en la Sierra de Ávila (S-E de Muñana), 2244 m en la Paramera (Serróla) y 2592 m en Gredos (Almanzor). Se dispone así un edificio de relieves disimétrico con el borde N apenas marcado por un desnivel de 100 m, mientras que el límite meridional acumula la mayor diferencia de relieves en la pared S de Gredos (Fig. 2.11a).

En el vértice suroriental del paralelogramo se adosa el pop up de menor altura de la Sierra de San Vicente, 1300 m en las proximidades de Navamorcuende. Este pop-up estrecho se descompone en dos alineaciones de relieves separadas por la depresión del río Guadyerbas. Ambas pierden altura hacia el SO de manera que desaparecen poniendo en continuidad las planicies del Tietar y el Tajo. La alineación más septentrional limita

el *pop-down* del Tiétar y se dispone E-O, paralela al borde de Gredos, mientras que la alineación de relieves más meridional tiene una dirección NE-SO y representa la continuidad del borde meridional de Guadarrama, es decir del cabalgamiento que pone en contacto la Cuenca de Madrid y el Sistema Central. Por su parte, el borde N de este último relieve se corresponde con un cabalgamiento con vergencia N cuya continuidad puede seguirse en las proximidades de Navalmoral, en los Montes de Toledo occidentales. En este sentido el borde meridional del Sistema Central parece formar parte de una gran línea de fractura desde Torrelaguna hasta los relieves de la Sierra de Montánchez.

Tal como se desprende de las descripciones anteriores, la deformación parece ser tomada mayoritariamente por estructuras E-O muy segmentadas, relieves paralelos y masivos en general correspondientes, y por estructuras NE-SO, sierras más estrechas y discontinuas. Este sistema de fallas desplaza los segmentos de las fallas E-O, normalmente de modo sinistrorso, lo que confiere a los corredores de cabalgamientos E-O una orientación más N70-80E. Estas estructuras se explica mejor en un contexto de esfuerzos N-S "pirenaicos" con actividad desde el Eoceno medio hasta probablemente el Mioceno inferior. Durante esta primera etapa las estructuras NE-SO deben asumir una deformación mayoritariamente transpresiva. Es posible que en el Mioceno superior el cambio de orientación del campo de esfuerzos lejano cause la ractivación selectiva de algunas estructuras con la formación de relieve abrupto de Gredos (De Bruinje, 2000) (Fig. 2.13e), la acentuación del escalón meridional de la Sierra de San Vicente y el carácter más compresivo de las estructuras NE-SO en forma de sierras discontinuas. En este sentido se podría explicar la conservación de superficies antiguas en el relieve masivo de la Paramera así como los relieves relativamente bajos del borde N de este sector occidental.

C.1.2.5 Sierra de Gata-Peña de Francia

El sistema de sierras de Gata (1367 m) y de la Peña de Francia (1723 m) constituye el relieve más occidental del Sistema Central en territorio español. Corresponde a una elevación de basamento limitada por dos cabalgamientos de dirección NE-SO con vergencias opuestas (Fig. 2.16). El cabalgamiento NE-SO más septentrional se descompone en dos segmentos escalonados que separaran el basamento de la Cuenca paleógena de Ciudad Rodrigo. Ambos segmentos parecen formar parte de estructuras

que se extienden entre Salamanca y la frontera portuguesa tomando de manera diferencial la deformación compresiva. El cabalgamiento NE-SO más meridional se corresponde con una serie de líneas de fractura que producen un relieve más complejo al delimitar esta elevación de basamento de una zona más deprimida que contiene cuencas neógenas discontinuas (Coria, Zarza de Granadilla. Gástelo Branco) y que constituye la solución de continuidad con el segmento de Gredos. Al contrario que el cabalgamiento N, esta estructura aparece continua con desplazamientos menores y se puede considerar una prolongación en suelo español del Cabalgamiento de Ponsul, definido en Portugal como una falla inversa con actividad cuaternaria (Cabral y Ribeiro, 1988).

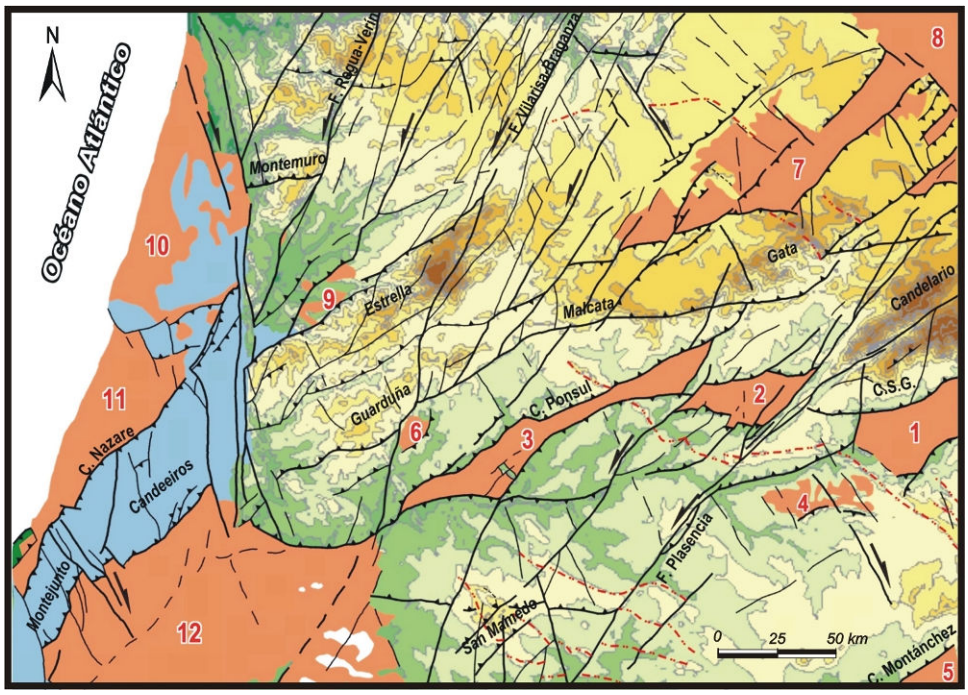


Figura 2.16: Esquema estructural de la Sierra de Gata y el Sistema Central portugués (Sierras de la Estrella, Malcata, Guarduña, Candeeiros y Montejunto).

Fuente: Vegas, R. y De Vicente, G., 2004; *Geología de España*

En la figura se muestran la cuencas cenozoicas que se corresponden a la numeración: 1-Campo Arañuelo. 2-Coria. 3-Moraleja-Ponsul. 4-Rañas de Montfrague. 5-Vegas Bajas del Guadiana. 6-Alcains. 7-Ciudad Rodrigo. 8-Duero. 9-Alvá. 10-Aveiro. 11-Leiría. 12-Tejo.

En sentido transversal esta elevación de basanmento esta condicionada por estructuras E-O que interfieren con las estructuras dominantes NE-SO. Entre estas estructuras E-O

destaca el cabalgamiento de esa dirección que limita los relieves de la Sierra de Gata respecto a las zonas de menor relieve de la penillanura extremeña, entre la Sierra de Malcata en Portugal y Hervás en la Sierra de Candelario. En cierto modo esta linea de fractura tiene un recorrido mucho mayor ya que se puede continuar a través de la depresión del Alto Alberche hasta el borde oriental de Gredos.

La zona de menor relieve situada entre Gredos (sierras de Candelario-Béjar) y Gata-Peña de Francia forma una depresión ocupada por el Río Alagón que supera el escalón morfológico mencionado anteriormente, alcanzando prácticamente la Submeseta Norte. Esta zona se corresponde en parte con Las Batuecas y proponemos este nombre para ella.

Parece evidente que al O de Gredos el patrón de la deformación del basamento parece más sencillo y muy diferente de los segmentos más orientales de Gredos y Guadarrama-Somosierra. El acortamiento es tomado mayoritamente por cabalgamientos NE-SO que delimitan bloques de la misma orientación, mientras que los cabalgamientos E-O parecen subordinados, aunque alguno de ellos forme parte de lineamientos de gran recorrido, como el correspondiente al escalón S de Las Batuecas-Sierra de Gata. Este patrón parece continuar hacia el O con la disposición de los relieves de las Sierras de Guardunha-Alvelos y de Estrella, separadas ambas por la depresión del río Zézere. El borde N de la sierra de la Estrella (1993 m) corresponde al cabalgamiento NE-SO de Lousâ, uno de los de mayor recorrido y mejor expresión morfológica de todo el Sistema Central (Fig. 2.16).

C.1.2.6 Los Montes de Toledo

Con la denominación amplia de Montes de Toledo consideramos aquí, en sentido tectónico, las regiones morfológicas de la Meseta de Toledo y de los Montes de Toledo propiamente dichos. Esta elevación de basamento forma parte de una alineación E-O discontinua de relieves que se extiende entre la región de Portalegre (Portugal) y el SE de la Provincia de Toledo con dirección subparalela a Gredos y al Sistema Central, constituyendo la divisoria principal entre las Cuencas hidrográficas de los ríos Tajo y Guadiana.

Las sierras parecen seguir la orientación de los pliegues variscos, pero es evidente que

están delimitadas por alineaciones transversas de dirección NE-SO o NNE-SSO. Estas fallas enmarcan las zonas de mayor relieve diferencial con las alturas culminantes ya mencionadas (Fig. 2.17).

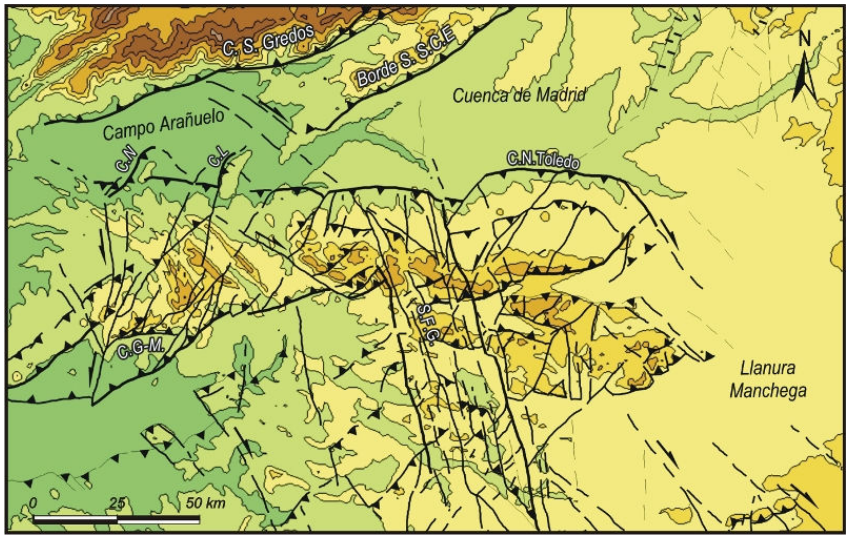


Figura C.2.17: Esquema estructural de los Montes de Toledo y la Llanura Manchega.

Fuente: SGE-IGME, 2004; *Geología de España*

Entre estas alineaciones transversas se encuentra la continuación del Cabalgamiento de Guadalupe-Montánchez hacia el NE, a través del Anticlinal varisco de Valdelacasa en el que crea un marcado escalón. Esta estructura causa el levantamiento de la Sierra de Altamira -flanco N del anticlinal y perpendicular al cabalgamiento alpino- y de las sierras de Sevilleja y de La Hiruela - terminación periclinal compleja del sinclinal ordovicico de La Jura.

Los límites N y S de esta elevación de basamento son muy dispares. Así el límite con la Cuenca del Tajo corresponde a un cabalgamiento N100, de bajo ángulo en su parte más superficial y con características similares al cabalgamiento del borde S del Sistema Central, aunque con vergencia hacia e1 N (Fig. 2.17). Este cabalgamiento es patente en las proximidades de la ciudad de Toledo al poner en contacto las rocas cristalinas de la plataforma de Toledo, en la que destacan relieves aislados de montes islas, y las facies marginales de la Cuenca del Tajo. Los esfuerzos asociados a este cabalgamiento E-O son de compresión uniaxial N-S (Martín Velázquez *et al*., 1996). Al igual que el pop up del borde sur del Sistema Central, no parece registrar una actividad reciente.

Por el contrario, el borde meridional muestra un contraste morfológico más abrupto, al menos en la parte oriental, donde delimita la llanura de La Mancha. Este borde debe corresponder a un cabalgamiento de dirección N45 que continúa hacia el SO formando el límite de la depresión tectónica que supone el humedal de las Tablas de Daimiel.

Se puede admitir en principio que Los Montes de Toledo constituyen el extremo oriental de una elevación de basamento sensiblemente discontinua, en la que el grado de acortamiento de la corteza y los relieves asociados son comparativamente menores que los del Sistema Central. En este contexto y como característica de Los Montes de Toledo se puede considerar, además, la importancia relativa de de la deformación pliocena-cuaternaria según el patrón de de los relieves generados a favor de estructuras N45-60 y de los sedimentos de tipo "raña" relacionados selectivamente con ellos.

Sin embargo, los análisis de huellas de fisión en apatitos no son capaces de detectar actividad (enfriamiento), ni durante el Oligoceno-Mioceno inferior ni durante el Plioceno, porque este sector del basamento varisco se había levantado ya en un periodo anterior a los 80 Ma y de un modo más o menos continuo, sin aceleraciones asociables a eventos tectónicos. En este aspecto, su evolución fue claramente distinta de la ocurrida en el Sistema Central y en Gredos. La sedimentación de abanicos aluviales pliocenos (raña) asociados a la renovada actividad de de estructuras previas, tanto en el Sistema Central, como en la sierra de Guadalupe-Montánchez, parecen indicar una cierta actividad neotectónica, también en los Montes de Toledo.

C.1.2.7 Las Sierras de Guadalupe y Montánchez

Las Sierras de Guadalupe y Montánchez, de dirección NO-SE, y de Las Villuercas y AItamira, perpendiculares, son el resultado de un cabalgamiento, fundamentalmente intra-Plioceno, NO-SE a ENE-OSO (Cabalgamiento de Guadalupe-Montánchez) de algo menos de 1000 m de salto vertical con un recorrido de 80 km que enlaza, en su sector suroccidental, con el cabalgamiento E-O que forma el borde norte de la depresión de las Vegas Bajas del Guadiana (Cuenca de Badajoz) y, en su sector nororiental, con el cabalgamiento S de los Montes de Toledo, ambos con polaridad S. Esta alternancia de orientaciones de cabalgamientos mimetíza la que se aprecia también en el Sistema Central. Este sistema de sierras, situado al E de la provincia de Cáceres, representa una de las zonas del interior de la península donde ha quedado más patente el

rejuvenecimiento alpino del relieve varisco previo (Álvarez *et al*., 2004). El pico culminante de este sistema se denomina "La Villuerca", con 1600 m de altitud.

Dentro de las cadenas del Antepaís Ibérico, estas sierras presentan una estructura relativamente sencilla: Un cabalgamiento principal que eleva el bloque NO y que, dado su recorrido, debe interesar buena parte de la corteza, definiendo un estilo tectónico de piel gruesa, sin tegumento. Este cabalgamiento rompe de manera brusca el relieve apalachiano predominante en la zona, dando lugar, en su bloque hundido, a una serie de abanicos aluviales sintectónicos (rañas), que llegan a coalescer hacia oriente. Si, como sucede, la deformación es muy reciente (Rodríguez Vidal y Díaz del Olmo, 1994), entrando en lo que se considera como Neotectónica, se explica que, tanto en imágenes de satélite, como en modelos digitales del terreno, sea una de las estructuras alpinas más espectaculares del centro peninsular (Fig. 2.18). Así, en los perfiles topográficos perpendiculares al cabalgamiento principal se observa la típica geometría asociada a una rampa monoclinal que buza hacia el NO, sin que los procesos erosivos cuaternarios hayan podido desdibujarla. Es mas, la divisoria de aguas entre las Cuencas del Tajo y del Guadiana es muy asimétrica, y coincide con las máximas alturas de estas sierras, lo que de nuevo nos indica la juventud de la deformación.

Los esfuerzos asociados a este cabalgamiento (Alvarez *et al*., 2004) son claramente "béticos", tanto en edad como en orientación (NO-SE), que si bien movilizan fallas inversas N60E, también activan fallas N30 con mayor componente en dirección, y que segmentan el cabalgamiento principal. En el borde N de la Cuenca de Badajoz se han obtenido direcciones de compresión N-S cenozoicas (Escuder Viruete *et al*., 2003). La nucleación de la deformación mas reciente en estas estructuras parece haber amortiguado las de otras más traseras, como la Falla de Plasencia (Capote *et al*., 1996).

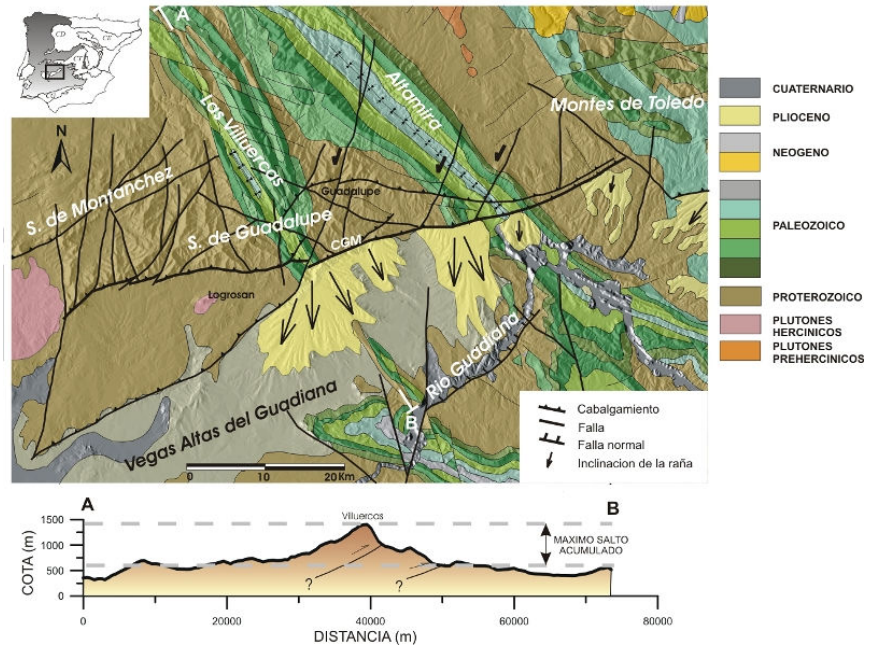


Figura C.2.18: Esquema estructural del las Sierras de Guadalupe-Montánchez

Fuente: SGE-IGME, 2004; *Geología de España*